

Universidade Federal de Juiz de Fora
Faculdade de Engenharia
Curso de graduação em Engenharia Civil

Carlos Henrique de Oliveira Monteiro

Estudo da influência do efeito arco em paredes de alvenaria estrutural

Juiz de Fora
2015

Carlos Henrique de Oliveira Monteiro

Estudo da influência do efeito arco em paredes de alvenaria estrutural

Trabalho Final de Curso apresentado ao Colegiado do Curso de Engenharia Civil da Universidade Federal de Juiz de Fora, como requisito parcial à obtenção do título de Engenheiro Civil.

Orientador: Cleber Maestri Gonçalves

Coorientador: Leonardo Goliatt da Fonseca

Juiz de Fora

2015

Ficha catalográfica elaborada através do Modelo Latex do CDC da UFJF
com os dados fornecidos pelo(a) autor(a)

Monteiro, Carlos.

Estudo da influência do efeito arco em paredes de alvenaria estrutural /
Carlos Henrique de Oliveira Monteiro. – 2015.
77 f. : il.

Orientador: Cleber Maestri Gonçalves

Coorientador: Leonardo Goliatt da Fonseca

Graduação – Universidade Federal de Juiz de Fora, Faculdade de Engenharia. Curso de graduação em Engenharia Civil, 2015.

1. Alvenaria Estrutural. 2. Efeito Arco. 3. Modelagem Computacional.
I. Gonçalves, C. M., orient. II. Fonseca, L. G., orient. III. Título.

Carlos Henrique de Oliveira Monteiro

Estudo da influência do efeito arco em paredes de alvenaria estrutural

Trabalho Final de Curso apresentado ao Colegiado do Curso de Engenharia Civil da Universidade Federal de Juiz de Fora, como requisito parcial à obtenção do título de Engenheiro Civil.

Aprovada em:

BANCA EXAMINADORA

Professor Me. Cleber Maestri Gonçalves - Orientador
Universidade Federal de Juiz de Fora

Professor Dr. Leonardo Goliatt da Fonseca -
Co-orientador
Universidade Federal de Juiz de Fora

Professor Dr. Miguel Paoliello Pimenta
Universidade Federal de Juiz de Fora

Engenheiro Márcio Santos Faria
Arq. Est. Consultoria e Projetos LTDA - EPP

*Dedico este trabalho a minha querida avó, que
faleceu esse ano deixando dentro de mim um
vazio do tamanho do meu desejo de vitória.
Te amo pra sempre!*

AGRADECIMENTOS

Agradeço a minha mãe, por toda sua luta durante todos esses anos, com único objetivo de fazer os seus filhos terem onde morar, o que comer e um futuro digno. Tudo que eu sou, é por você e pra você.

Agradeço também aos meus avós, Zélia (In Memoriam) e Geraldo Monteiro, pela criação e pelo exemplo.

A minha namorada, Débora, eu agradeço pelo amor e pelo companheirismo. Obrigado por entender todas as vezes que tive que ficar ausente, seja para fazer esse trabalho ou para estudar durante esses cinco anos, a faculdade de Engenharia foi muito mais fácil do seu lado.

Agradeço ao meu orientador, professor e mestre, Cleber Maestri, pela majestosa orientação. A sua dedicação e empolgação é um forte motivador para aqueles que estão apenas começando uma vida, seja ela acadêmica, profissional ou pessoal. Eu não poderia ter escolhido orientador melhor. Muito obrigado mesmo.

Ao co-orientador, Leonardo, pelos ensinamentos durante a bolsa sobre o Método dos elementos finitos e pelas dicas na execução deste trabalho.

Agradeço aos professores do departamento de estruturas da Universidade Federal de Juiz de Fora, Delfim e George, pela ajuda com os problemas na modelagem computacional.

Aos professores Guilherme Aris Parsekian e Rafael Santos de Moraes, agradeço pela oferta de material de estudo e pelas conversas sobre o tema do trabalho.

De forma geral, gostaria de agradecer a todos os mestres que, ao longo desses cinco anos, me fizeram ter a certeza de ter escolhido o caminho certo, sempre compartilhando uma das coisas que temos de mais valiosas, o conhecimento.

Para finalizar, gostaria de agradecer a todos os meus amigos da Faculdade de Engenharia da UFJF, pelos 5 anos de amizade, por terem surgido na minha vida e terem facilitado todos os minutos dentro e fora da faculdade. Vocês são demais!

RESUMO

Esse trabalho tem o objetivo de estudar o efeito arco presente em paredes de alvenaria estrutural. A alvenaria estrutural tem sido amplamente utilizada como método construtivo, principalmente para construções destinadas a famílias de baixa renda, em programas incentivados pelo governo. O efeito arco consiste na concentração de cargas nos apoios de um pórtico formado por viga apoiadas em pilares, onde esse carregamento advém das cargas verticais aplicadas sobre alvenarias. A utilização de métodos simplificados para a análise desse efeito será comparada nesse trabalho com a modelagem numérica computacional. A influência de aberturas em paredes de alvenaria estrutural e a rigidez da viga de apoio da parede no efeito arco serão também analisadas através da modelagem em elementos finitos.

Palavras-chave: Efeito arco. Alvenaria estrutural. Modelagem numérica. Elementos finitos.

ABSTRACT

This work has the objective to study the arch effect present in structural masonry walls. The structural masonry has been largely used as method of construction, specially for constructions designed to low income families in programs encouraged by the government. The arch effect consists in the concentration of loads in the supports of a frame composed of a beam supported by columns, where those loads comes from the vertical loads applied over the masonry. The use of simplified methods to analyze this effect will be compared in this work with the numeric computational modeling. The influence of opening spans in structural masonry walls and the stiffness of the support beam of the wall in the arch effect will also be analyzed by finite elements modeling.

Key-words: Arch effect. Structural masonry. Numeric modeling. Finite elements.

LISTA DE ILUSTRAÇÕES

Figura 1 – A grande muralha da China.	13
Figura 2 – Uma das pirâmides do Egito.	13
Figura 3 – Seção transversal de uma parede de alvenaria na cervejaria Bohemia, Petrópolis-RJ, maio de 2015.	17
Figura 4 – Foto panorâmica da parede de alvenaria na cervejaria Bohemia, Petrópolis- RJ, maio de 2015.	17
Figura 5 – Palácio de Ctesifonte (Mesopotâmia).	18
Figura 6 – Linha de empuxo variando com a intensidade do carregamento horizontal [3].	19
Figura 7 – Complexo monolítico Stonehenge, Reino Unido.	20
Figura 8 – Arco primitivo.	21
Figura 9 – Arco de fiadas em balanço, Tirinto, Grécia.	22
Figura 10 – Ponte com abertura em arco verdadeiro sobre o rio Zêzere, Portugal.	22
Figura 11 – Esquema de criação de uma abóboda e área de projeção sobre um plano horizontal.	23
Figura 12 – Abóbodas góticas na igreja de Saint-Séverin de Paris.	23
Figura 13 – Esquema de criação de uma cúpula e área de projeção sobre um plano horizontal.	24
Figura 14 – Seção do Panteão de Agripa, Roma.	25
Figura 15 – Abóbodas e Cúpulas de diversos formatos.	25
Figura 16 – Colisão de um caminhão em parede de alvenaria que se mantém estável devido ao efeito arco [3].	26
Figura 17 – Edifício em alvenaria estrutural apoiado em pavimento pilotis em con- creto armado.	27
Figura 18 – Parede de alvenaria estrutural funcionando como arco atirantado [8].	28
Figura 19 – Concentração de tensões normais e de cisalhamento próximo aos apoios [6].	29
Figura 20 – Esforços internos na viga [6].	29
Figura 21 – Viga alta submetida a flexão [8].	30
Figura 22 – Influência da altura da parede no efeito arco.	31
Figura 23 – Triângulo imaginário - método simplificado.	32
Figura 24 – Distribuição de carregamento aproximada.	33
Figura 25 – Distribuição de tensões de acordo com o valor de R [11].	36
Figura 26 – Gráfico usado para determinação de C_1 [11].	37
Figura 27 – Gráfico usado para determinação de C_2 [11].	38
Figura 28 – Gráficos usados na determinação de M_{max} para diferentes valores de R [11].	39
Figura 29 – Opções para solução de problemas estruturais.	40

Figura 30 – Discretização de uma viga em elementos cúbicos.	41
Figura 31 – Foto em perspectiva do modelo proposto.	43
Figura 32 – Parede a ser analisada.	44
Figura 33 – Configuração de ruptura da laje pelo método das charneiras plásticas.	45
Figura 34 – Carregamento final do modelo em estudo.	48
Figura 35 – Modelo final	49
Figura 36 – Determinação de C_1	55
Figura 37 – Determinação de C_2	56
Figura 38 – Determinação do momento máximo na viga	57
Figura 39 – GDL do nó do elemento <i>SHELL</i>	59
Figura 40 – GDL do nó do elemento <i>FRAME</i>	59
Figura 41 – Distribuição de tensões verticais na parede do Modelo 1	60
Figura 42 – Distribuição de tensões verticais na parede do Modelo 2	60
Figura 43 – Modelo experimental para ensaio de sistema parede x viga	61
Figura 44 – Distribuição de tensões verticais na parede do Modelo 3	61
Figura 45 – Diagrama de momentos fletores da viga do modelo 3	62
Figura 46 – Distribuição de tensões verticais na parede do Modelo 4	62
Figura 47 – Diagrama de momentos fletores da viga do modelo 4	63
Figura 48 – Distribuição de tensões cisalhantes horizontais na parede do modelo 4	65
Figura 49 – Distribuição de tensões verticais na parede do Modelo 4 (viga 15x50)	66
Figura 50 – Distribuição de tensões verticais na parede sob viga de 15x100	66
Figura 51 – Comparação do diagramas de momentos fletores das vigas com diferentes rigidezes	67
Figura 52 – Distribuição de tensões verticais na parede do modelo 4 com abertura de porta central	68
Figura 53 – Distribuição de tensões verticais na parede do modelo 4 com abertura de porta de canto	68
Figura 54 – Comparação do diagramas de momentos fletores das vigas com diferentes aberturas	69
Figura 55 – Esquema estrutural do edifício	74
Figura 56 – Planta de forma do pavimento pilotis	75
Figura 57 – Planta de modulação da primeira fiada do pavimento tipo em alvenaria estrutural	76
Figura 58 – Detalhe dos revestimentos das paredes (interno e externo)	77

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Peso específico de materiais de acordo com a norma ABNT NBR 6120:1980 [16]	44
Tabela 2 – Valores de tensões e esforços obtidos pelos métodos utilizados	65

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
NBR	Norma Brasileira
UFJF	Universidade Federal de Juiz de Fora
MEF	Método dos elementos finitos
SAP 2000	Structural Analysis Program 2000
GDL	Graus de liberdade
NA	Não aplicado

LISTA DE SÍMBOLOS

L	Comprimento total da viga e largura total da parede
L_{ef}	Comprimento útil da viga
H	Altura da parede
t	Espessura da parede
h	Altura da viga
h_{laje}	Altura da laje
A_v	Área da seção transversal da viga
A	Área da seção da parede contida em um plano horizontal
I_v	Momento de inércia da seção transversal da viga
Ω	Área de contribuição determinada pelo método das charneiras plásticas
l	Comprimento de distribuição de tensões pelo método analítico
x	Localização do momento fletor máximo na viga
e_{gesso}	Espessura da camada de revestimento em gesso
$e_{rev,1}$	Espessura total do revestimento em argamassa de cimento e areia da laje (piso + teto)
$e_{rev,2}$	Espessura da camada de revestimento em argamassa de cal, cimento e areia
E_p	Módulo de elasticidade longitudinal da parede
E_v	Módulo de elasticidade longitudinal da viga
ν_p	Coefficiente de Poisson da parede de alvenaria
ν_v	Coefficiente de Poisson da viga de concreto armado
K	Parâmetro de rigidez relativa a flexão pelo método analítico
R	Parâmetro de rigidez relativa a flexão pelo método gráfico
K_1	Parâmetro de rigidez axial pelo método gráfico
B	Parâmetro conservativo utilizado para determinação da máxima tensão vertical na parede pelo método analítico

C_1	Parâmetro utilizado para determinação dos esforços pelo método gráfico
C_2	Parâmetro utilizado para determinação dos esforços pelo método gráfico
S	Parâmetro utilizado para determinação de x pelo método gráfico
γ_f	Coefficiente de ponderação das ações
γ_m	Coefficiente de ponderação das resistências
η	Fator de eficiência
f_{pk}	Resistência a compressão característica do prisma
f_{bk}	Resistência a compressão característica do bloco
$f_{pk,nec}$	Resistência a compressão característica do prisma necessária a segurança estrutural para fins de projeto
$f_{bk,nec}$	Resistência a compressão característica do bloco necessária a segurança estrutural para fins de projeto
q	Carga acidental por unidade de área
$\overline{G}_{0,laje}$	Carga linear referente ao peso próprio da laje
$\overline{G}_{1,laje}$	Carga linear referente ao revestimento da laje
\overline{Q}	Carga linear acidental
$\overline{G}_{0,parede}$	Carga linear referente ao peso próprio da parede
$\overline{G}_{1,parede}$	Carga linear referente ao revestimento de gesso da parede
$\overline{G}_{2,parede}$	Carga linear referente ao revestimento de argamassa de cimento, cal e areia da parede
\overline{G}_{total}	Carga linear permanente total
\overline{Q}_{total}	Carga linear acidental total
\overline{P}_{tipo}	Carga linear referente a um pavimento tipo
\overline{P}	Carga linear total sobre a parede do primeiro pavimento
N_k	Carga total sobre o piso do primeiro pavimento
W	Carga total sobre a parede do primeiro pavimento
σ_p	Máxima tensão de compressão na parede

T	Carga axial de tração na viga
τ_p	Tensão de cisalhamento máxima na interface parede x viga
M_{max}	Máximo momento fletor na viga
γ'_{par}	Peso específico por área de parede de alvenaria estrutural
γ_{vp}	Peso específico volumétrico de parede de alvenaria estrutural
γ_{ca}	Peso específico do concreto armado
$\gamma_{a,1}$	Peso específico da argamassa de cimento e areia
$\gamma_{a,2}$	Peso específico da argamassa de cimento, cal e areia
γ_{gesso}	Peso específico da argamassa de gesso

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	11
1.1	CONSIDERAÇÕES INICIAIS	11
1.2	JUSTIFICATIVA	11
1.3	HISTÓRICO DA ALVENARIA ESTRUTURAL	12
1.4	ORGANIZAÇÃO DO TRABALHO	15
2	O CONCEITO DA LINHA DE EMPUXO	17
3	O ARCO E A ALVENARIA	20
3.1	O ARCO PRIMITIVO	21
3.2	O ARCO DE FIADAS EM BALANÇO	21
3.3	O ARCO VERDADEIRO	22
3.4	ABÓBADAS E CÚPULAS	23
3.5	ARCO INVOLUNTÁRIO	25
4	INTERAÇÃO PAREDE x VIGA	27
4.1	EFEITO ARCO	28
4.2	INFLUÊNCIA DA ALTURA DA PAREDE NA FORMAÇÃO DO EFEITO ARCO	31
5	MÉTODOS DE ABORDAGEM DO EFEITO ARCO	32
5.1	MÉTODO ANALÍTICO PROPOSTO POR STAFFORD SMITH E PADROLIN [12]	32
5.1.1	Parâmetro de rigidez relativa (K):	34
5.1.2	Comprimento de distribuição de tensões (l):	34
5.1.3	Máxima tensão de compressão na parede (σ_p):	34
5.1.4	Esforço Axial (Tração) presente na viga (T):	35
5.1.5	Tensão máxima de cisalhamento na interface parede x viga (τ_p):	35
5.1.6	Momento máximo na viga (M_{max}):	35
5.2	MÉTODO GRÁFICO PROPOSTO POR HENDRY, SINHA E DAVIES [11]	35
5.2.1	Parâmetro de rigidez a flexão (R):	36
5.2.2	Parâmetro de rigidez axial (K_1):	36
5.2.3	Máxima tensão de compressão na parede (σ_p):	37
5.2.4	Esforço Axial (Tração) presente na viga (T):	38
5.2.5	Tensão máxima de cisalhamento na interface parede x viga (τ_p):	38
5.2.6	Momento máximo na viga (M_{max}):	39

5.2.7	Localização do momento máximo (x):	40
5.3	MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS	40
6	MODELO PROPOSTO	43
6.1	CÁLCULO DOS PESOS ESPECÍFICOS DOS MATERIAIS E CARGAS À CONSIDERAR	44
6.1.1	Peso específico dos materiais:	44
6.1.2	Cargas acidentais (q)	44
6.2	CÁLCULO DOS CARREGAMENTOS EM UMA PAREDE DE UM PAVIMENTO TIPO	45
6.2.1	Contribuição da laje	45
6.2.1.1	Peso próprio da laje ($\bar{G}_{0,laje}$)	45
6.2.1.2	Carga de revestimento ($\bar{G}_{1,laje}$)	46
6.2.1.3	Carga acidental (\bar{Q})	46
6.2.2	Contribuição da parede	46
6.2.2.1	Peso próprio da parede ($\bar{G}_{0,parede}$)	46
6.2.2.2	Carga de revestimento em gesso ($\bar{G}_{1,parede}$)	46
6.2.2.3	Carga de revestimento em cimento, cal e areia ($\bar{G}_{2,parede}$)	47
6.2.3	Cargas totais	47
6.2.3.1	Cargas permanentes (\bar{G}_{total})	47
6.2.3.2	Cargas acidentais (\bar{Q})	47
6.2.3.3	Carregamento total em um pavimento tipo (\bar{P}_{tipo})	47
6.3	CÁLCULO DO CARREGAMENTO NA PAREDE DO PRIMEIRO PAVIMENTO	48
6.4	MODELO FINAL	49
7	ANÁLISE DO MODELO	50
7.1	PARÂMETROS DO MODELO	50
7.1.1	Espessura da parede (t)	50
7.1.2	Peso específico volumétrico da parede (γ_{vp})	50
7.1.3	Módulo de elasticidade longitudinal da parede (E_p)	51
7.1.4	Coefficiente de Poisson da parede de alvenaria (ν_p)	52
7.1.5	Módulo de elasticidade longitudinal do concreto armado (E_v)	52
7.1.6	Coefficiente de Poisson do concreto armado (ν_v)	52
7.2	ANÁLISE UTILIZANDO O MÉTODO ANALÍTICO	52
7.2.1	Cálculo do parâmetro de rigidez relativa (K):	53
7.2.2	Cálculo do comprimento de distribuição de tensões (l):	53
7.2.3	Cálculo da máxima tensão de compressão na parede (σ_p):	53
7.2.4	Cálculo do esforço Axial (Tração) presente na viga (T):	54
7.2.5	Cálculo da tensão máxima de cisalhamento na interface parede x viga (τ_p):	54

7.2.6	Cálculo do momento máximo na viga (M_{max}):	54
7.3	ANÁLISE UTILIZANDO O MÉTODO GRÁFICO	54
7.3.1	Cálculo do parâmetro de rigidez relativa (R):	54
7.3.2	Cálculo do parâmetro de rigidez axial (K_1):	55
7.3.3	Cálculo da máxima tensão de compressão na parede (σ_p):	55
7.3.4	Cálculo do esforço Axial (Tração) presente na viga (T):	56
7.3.5	Cálculo da tensão máxima de cisalhamento na interface parede x viga (τ_p):	57
7.3.6	Cálculo do momento máximo na viga (M_{max}):	57
7.4	ANÁLISE UTILIZANDO O MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS .	58
7.4.1	Modelo 1	58
7.4.2	Modelo 2	59
7.4.3	Modelo 3	61
7.4.4	Modelo 4	62
7.4.5	Definição dos esforços e tensões solicitantes pelo MEF	63
7.4.5.1	Máxima tensão de compressão na parede (σ_p):	63
7.4.5.2	Esforço Axial (Tração) presente na viga (T):	63
7.4.5.3	Tensão máxima de cisalhamento na interface parede x viga (τ_p):	63
7.4.5.4	Momento máximo na viga (M_{max}):	65
7.5	COMPARAÇÃO ENTRE OS MÉTODOS	65
8	INFLUÊNCIA DA RIGIDEZ DA VIGA NA ANÁLISE DO	
	EFEITO ARCO	66
9	INFLUÊNCIA DA ABERTURA DE VÃOS NA OCORRÊN-	
	CIA DO EFEITO ARCO	68
10	CONSIDERAÇÕES FINAIS	70
10.1	CONCLUSÕES	70
10.2	SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS	71
	REFERÊNCIAS	72
	ANEXO A – DETALHES DO MODELO PROPOSTO	74

1 INTRODUÇÃO

1.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

A alvenaria estrutural é um método construtivo caracterizado pela sua capacidade portante, isto é, a alvenaria além de ter a função de limitar a passagem de fluidos, som e calor e de compartimentar ambientes, comum a todos os tipos de alvenaria e outros elementos de vedação, é responsável pelo suporte e transmissão dos carregamentos advindos de ações permanentes e variáveis referentes à edificação, aos elementos da infraestrutura (fundação).

O grande desenvolvimento técnico e científico desse método nos últimos anos, aliado às suas vantagens, que serão discutidas mais a fundo nesse trabalho, faz com que esse sistema seja amplamente utilizado como método estrutural nos dias de hoje. Mesmo com o aprimoramento das técnicas construtivas e dos cálculos utilizados em alvenaria estrutural é preciso realizar análises e estudos mais aprofundados em relação à interação da superestrutura em alvenaria estrutural com a infraestrutura.

Nesse trabalho, será analisada a influência do efeito-arco nesse tipo de interação. Esse efeito ocorre quando em um pórtico formado por uma viga apoiada sobre pilares, o carregamento vertical da parede de alvenaria estrutural é transmitido ao pórtico ocorrendo uma concentração de esforços nos apoios [1].

1.2 JUSTIFICATIVA

A alvenaria estrutural foi durante muitos anos pouco utilizada por falta de referências técnicas para execução de projetos, pela utilização em larga escala do concreto armado, por fatores técnicos e até então econômicos e culturais. No entanto, é graças ao desenvolvimento dos princípios científicos, fato influenciado de acordo com Ramalho e Corrêa [2], pelo elevado aumento nas pesquisas realizadas ao longo dos últimos 50 anos, que hoje embasam a execução de projetos de alvenaria estrutural, que é possível nos dias de hoje, executar projetos de baixo custo e com qualidade.

A racionalização da construção, empregada na alvenaria estrutural, minimiza desperdícios e proporciona melhorias na utilização dos materiais utilizados, interferindo de maneira positiva na qualidade do produto construído.

Segundo Parsekian [1], a escolha da alvenaria estrutural como método construtivo é indicada no caso em que não haja previsão de alterações na arquitetura, estruturas com vãos de até quatro a cinco metros e em edifícios de poucos andares. Essas duas últimas indicações ocorrem devido ao fato de que para se ter uma estrutura economicamente

satisfatória e tecnicamente viável, devem ser evitadas as tensões de tração, onde essas devem ocorrer em valores baixos e em pontos restritos da alvenaria [2].

Ainda segundo Parsekian [1], a alvenaria apresenta boas características de durabilidade, é esteticamente agradável e com bom desempenho térmico e acústico. Além disso, quando bem projetada, existe um ganho em rapidez na execução e diminuição de desperdícios, culminando em uma solução não só tecnicamente viável como economicamente competitiva.

Essa característica de custo competitivo é a principal responsável pela utilização da alvenaria estrutural em construções destinadas a famílias de baixa renda em programas incentivados pelo governo federal no Brasil nos últimos anos. Com isso, houve um crescimento considerável na utilização da alvenaria estrutural, que pode ser percebido pelo número de empresas que produzem blocos nos dias de hoje.

A utilização em grande escala desse método é motivadora para a realização deste trabalho, que visa estudar uma interação entre as estruturas em alvenaria estrutural e estruturas em formato de pórtico responsáveis por transmitir a carga da superestrutura para a fundação.

Nesse tipo de interação que ocorre o chamado efeito-arco, onde pode haver uma concentração de carga nos apoios do pórtico, com conseqüente diminuição de carga no meio dos vãos. Ainda pode ocorrer tração na viga de apoio da parede de alvenaria estrutural. Vale lembrar que esse efeito depende de diversos fatores como da amarração das paredes, da inércia da viga de apoio, do tamanho dos pilares de apoio do pórtico, dentre outros. Desta forma, o trabalho visa analisar esses fatores nesse tipo de interação.

1.3 HISTÓRICO DA ALVENARIA ESTRUTURAL

"A alvenaria é um material de construção tradicional que tem sido usado há milhares de anos." [2].

Em seus primórdios eram utilizados como elementos de alvenaria, pedras de diferentes formatos e tijolos de diferentes tipos de materiais secos ao ar. Além disso, não existiam métodos de projeto e execução além de experiências empíricas.

Com o passar dos anos, foram desenvolvidos e aprimorados os elementos de alvenaria, principalmente unidades de cerâmica, concreto e outros materiais com boas características de resistência. No entanto, os métodos de projeto e construção ainda eram empíricos até o século XX [2].

De acordo com Parsekian [3], existem exemplos de construções em alvenaria, executadas, de certa forma, sofisticadamente, com mais de dez mil anos de idade.

Existem exemplos de obras realizadas ao longo de séculos e que podem nos mostrar como que, apesar de empíricos, os métodos de construção utilizados na época apresentavam segurança, apesar de superdimensionados. As construções antigas abusavam da gravidade como forma de garantir a estabilidade das estruturas. Elas apresentavam peças pesadas e de grandes dimensões para compensar os possíveis esforços de tração causados por excentricidades de carregamento e ações laterais [3].

Alguns exemplos dessas obras são citados por W.M.C. McKenzie [4] como a muralha da China (Figura 1), as pirâmides do Egito (Figura 2), os templos e palácios Incas e os anfiteatros e aquedutos Romanos em seu livro *Design of Structural Masonry* [4].



Figura 1 – A grande muralha da China.

(Fonte: <http://www.terra.com.br/turismo/infograficos/china-pontos-turisticos/img/02.jpg> - Acessado em Janeiro de 2015)



Figura 2 – Uma das pirâmides do Egito.

(Fonte: <http://blog.hotelurbano.com.br/wp-content/uploads/2013/03/Pir%C3%A2mide-Egito-Escalada.jpg> - Acessado em Janeiro de 2015)

Ainda em seu livro o autor cita um trecho da Bíblia Sagrada que faz referência a tijolos e argamassas em Gênesis 11:3: *"E disseram uns para os outros: Vinde, façamos ladrilhos e cozamo-los no fogo. Serviram-se pois de ladrilhos por pedras, e de betume por cal traçada."*

Além disso, ele faz referência a tijolos de barro secos ao sol utilizados sem o uso de ferramenta em 6000 a.C. Ferramentas eram utilizadas para cortar e moldar pedras na idade do bronze em 3000 a.C. e em 2500 a.C. na Mesopotâmia, já utilizavam técnicas de cozimento de argilas na fabricação de tijolos.

Em seu livro, Parsekian [3] relata que muitos materiais foram utilizados para a construção em alvenaria, materiais como: tijolos secos ao sol, pedras, gelo (Iglus) e vidros.

Os tijolos secos ao sol, denominados de adobe (variante espanhola do árabe atob, que significa 'seco ao sol' [3]) eram feitos de argila ou barro pressionados.

As pedras eram selecionadas e, em alguns casos, era utilizado solo apertado como argamassa. Essas pedras eram geralmente utilizadas quando encontradas nas proximidades das construções.

O desenvolvimento da produção de tijolos continuou ocorrendo até a queda do império romano (476 d.C.) onde houve uma diminuição até o século XIII, com a produção se desenvolvendo até os dias de hoje. A mecanização no processo ocorreu em meados do século XIX juntamente com a Revolução Industrial, que teve início no fim do século XVIII. A queima dos tijolos antes dessa época era realizada em fornos intermitentes, o que gerava uma despadronização das peças [4].

A alvenaria estrutural é utilizada de forma racionalizada desde a década de 60. No Brasil, existem relatos de construções realizadas no século XVI e é comum a existência de edificações com 200 anos.

Em 1977 foi criada a primeira comissão para a elaboração de uma norma brasileira [1]. Hoje no Brasil, as principais normas são elaboradas pela Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT).

Segundo Parsekian [1], com o desenvolvimento técnico e científico e o fim do projeto e execução de forma empírica, a Estrutura de Alvenaria dá lugar a Alvenaria Estrutural.

Esse desenvolvimento foi influenciado pelas limitações que esse sistema construtivo apresentava, como alto gasto de material, gerando alto custo (fator mais relevante), disponibilidade de materiais, grau de desenvolvimento das técnicas construtivas e inexistência de procedimentos de dimensionamento [1].

Apesar de existirem normatizações, procedimentos de cálculo e nos dias de hoje

até softwares que auxiliam tanto no dimensionamento quanto no cálculo de estruturas em alvenaria estrutural, esse sistema ainda precisa se desenvolver mais, pois ainda não se tem, por exemplo, o mesmo grau de conhecimento que existe atualmente, em relação ao concreto armado. Entretanto, esse desenvolvimento vem ocorrendo e a alvenaria estrutural é tomada como uma excelente alternativa para construções com relativamente poucos pavimentos e, principalmente, em empreendimentos com grande número de unidades habitacionais, devido a rapidez na construção racionalizada.

1.4 ORGANIZAÇÃO DO TRABALHO

No primeiro capítulo desse trabalho, são apresentadas algumas considerações iniciais sobre o tema, bem como a justificativa do trabalho e um breve histórico sobre o desenvolvimento do sistema de construção em alvenaria estrutural.

O conceito da linha de empuxo, importante para o entendimento do comportamento dos arcos de alvenaria, é descrito de forma sucinta no capítulo dois.

O capítulo três traz um breve resumo sobre as técnicas de construção em arco de alvenaria para a criação de vãos e espaços enclausurados.

A conceituação do efeito arco, bem como suas implicações e a avaliação dos efeitos e das considerações que afetam a ocorrência desse fenômeno em paredes de alvenaria estrutural, são alguns dos aspectos abordados no capítulo quatro.

No capítulo cinco, são apresentados os métodos de abordagem do efeito arco que serão utilizados nos capítulos posteriores do trabalho para uma comparação e análise de um modelo exemplo.

O modelo utilizado é apresentado no capítulo seis, onde são mostradas as definições de alguns parâmetros e geometria do modelo. Um exemplo fictício é analisado, de forma que todas suas características de carregamento são determinadas, para posterior análise utilizando os modelos apresentados no capítulo anterior.

O capítulo sete mostra o memorial de cálculo da análise do modelo apresentado no capítulo anterior, através dos métodos gráfico e analíticos apresentados, bem como as considerações realizadas na análise utilizando o método dos elementos finitos.

O capítulo oito apresenta a influência da rigidez da viga na ocorrência do efeito arco, analisando dois modelos com vigas de apoio com rigidezes diferentes devido a diferença na geometria da seção da viga.

A influência da abertura de vãos em paredes de alvenaria estrutural na ocorrência do efeito arco é analisada no capítulo nove.

Por fim, no capítulo dez, são apresentadas as conclusões tiradas ao longo do trabalho e algumas sugestões para trabalhos futuros.

2 O CONCEITO DA LINHA DE EMPUXO

A melhor forma de se construir em alvenaria é utilizando técnicas de empilhamento das unidades, pois a alvenaria apresenta uma boa resistência a compressão.

As unidades são colocadas umas sobre as outras, podendo ou não haver algum tipo de material responsável pela ligação ou pela acomodação das peças. Um exemplo desse tipo de construção em pilhas é o muro de contenção da cervejaria Bohemia, na cidade de Petrópolis, que é constituído por uma parede de pedras empilhadas e com espessura considerável (Figuras 3 e 4).



Figura 3 – Seção transversal de uma parede de alvenaria na cervejaria Bohemia, Petrópolis-RJ, maio de 2015.

(Fonte: O autor)

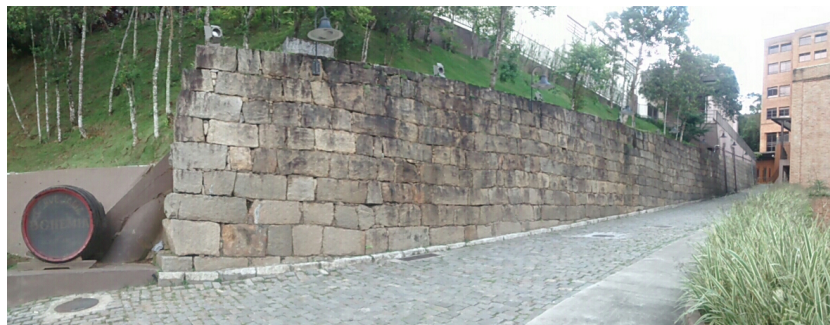


Figura 4 – Foto panorâmica da parede de alvenaria na cervejaria Bohemia, Petrópolis-RJ, maio de 2015.

(Fonte: O autor)

De acordo com Parsekian [3], alguns cálculos simples podem mostrar que uma pilha de pedras com resistência de 42 MPa, poderia ser erguida, considerando somente a resistência à compressão, com uma altura de 1,6 quilômetros. Ainda segundo o autor, isso não acontece pois a pilha perderia sua estabilidade muito antes devido aos esforços

laterais e pela deficiência nos apoios das unidades de pedra, causadas por irregularidades geométricas, que não permitiriam a distribuição exatamente uniforme de tensões de uma pedra para outra.

Para combater essa instabilidade causada, as estruturas de alvenaria eram construídas com bases reforçadas, como pode-se perceber em obras como as pirâmides do Egito e as construções com paredes de espessuras bem significativas, como no palácio de Ctesifonte, na Mesopotâmia, onde existem paredes de tijolos de barro com 5 metros de espessura na base (Figura 5).



Figura 5 – Palácio de Ctesifonte (Mesopotâmia).

(Fonte: <https://latunicadeneso.wordpress.com/2014/03/28/la-batalla-de-carras-el-mayor-triunfo-de-los-partos> - Acessado em Maio de 2015)

A estabilidade dessas estruturas pode ser analisada por meio do conceito de linha de empuxo, que é o lugar geométrico dos pontos por onde passam a resultante dos esforços por um determinado corte de um elemento estrutural, permitindo acompanhar a transmissão dos esforços dentro da estrutura, representando cada linha de empuxo, uma possibilidade de equilíbrio. Quanto mais a linha de empuxo se aproximar do centro de gravidade de cada seção de uma estrutura, mais estável essa estrutura será e mais uniformemente serão distribuídas suas tensões [5].

Dessa forma, pode-se perceber que a linha de empuxo e, conseqüentemente, a estabilidade da estrutura, depende, além dos esforços pelos quais esta estrutura está submetida, da geometria da mesma.

"Quando a linha de empuxo está localizada fora do terço médio da altura de um elemento de seção retangular, tensões de tração ocorrem na outra face da pedra" [3].

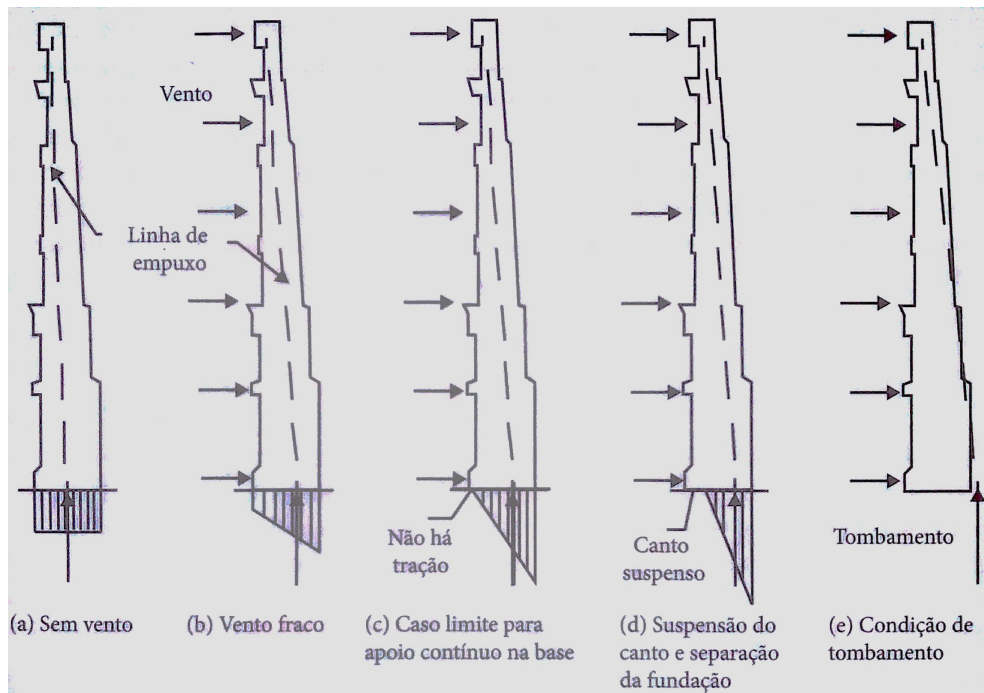


Figura 6 – Linha de empuxo variando com a intensidade do carregamento horizontal [3].

Na estrutura apresentada na figura 6, pode-se perceber que quando ela não está carregada, a linha de empuxo se aproxima muito do centróide das seções, acarretando em uma distribuição uniforme de tensões de compressão na base. A medida que ela começa a ser carregada horizontalmente, a linha de empuxo se afasta do centróide das seções, e as tensões são cada vez mais desuniformes na base, podendo em alguns casos até aparecer tensões de tração. Por fim, o tombamento ocorre com a linha de empuxo fora das seções inferiores da estrutura.

Em resumo, as estruturas de alvenaria, por terem maior capacidade de resistir a esforços de compressão, precisam ter sua geometria mais próxima possível da linha de empuxo, para garantir que essa linha passe o mais próximo do centróide das seções e que haja a prevalência da compressão e assim, a estabilidade da estrutura.

3 O ARCO E A ALVENARIA

A necessidade de se construir aberturas em estruturas sempre existiu, e para isso era necessário utilizar técnicas específicas. Em alvenaria, a forma mais simples de se obter essas aberturas é similar a forma utilizada, por exemplo, com concreto armado e em estruturas de aço, através da utilização de vigas.

O Homem primitivo construía as vigas sobre outras unidades de alvenaria, formando pórticos, assim como são construídas nos dias de hoje, ou até mesmo como vergas servindo de suporte para alvenaria sobre aberturas. [3]

Estruturas como essas foram construídas no complexo monolítico chamado Stonehenge, na Inglaterra, onde são dispostas várias estruturas em pedra em formato de pórtico (Figura 7).



Figura 7 – Complexo monolítico Stonehenge, Reino Unido.

(Fonte: <http://www.sacred-sites.org/saved-sacred-sites/stonehenge/> - Acessado em Maio de 2015)

O problema na utilização de vigas em alvenaria é que, como a viga trabalha como elemento fletido, ocorrem esforços de tração na sua extremidade inferior (considerando uma viga bi-apoiada). Como a alvenaria não apresenta boa resistência à tração, é necessário a utilização de vigas com seções muito grandes, o que acaba limitando os vãos livres possíveis com a utilização dessa técnica, devido a dificuldade de transporte e manuseio dessas peças com dimensões exageradas.

Para contornar esse problema é que são criados os arcos em alvenaria. A geometria dos arcos prioriza a distribuição de tensões de compressão na estrutura, fazendo com que a alvenaria tenha mais capacidade de suporte. Quando se constrói um arco em alvenaria, os esforços horizontais das reações de apoio desse arco permitem a aplicação do conceito de linha de empuxo. Quanto mais próximo a geometria do arco for da linha de empuxo devida aos esforços ao qual é submetido, mais uniformemente serão distribuídas as tensões

de compressão, e mais estável e eficiente será a estrutura.

3.1 O ARCO PRIMITIVO

Esse tipo de arco é formado com a utilização de pedras inclinadas e era utilizado para vencer vãos maiores do que os vãos vencidos por vigas.

Duas pedras eram apoiadas uma sobre a outra de forma inclinada, formando assim o arco primitivo (Figura 8).

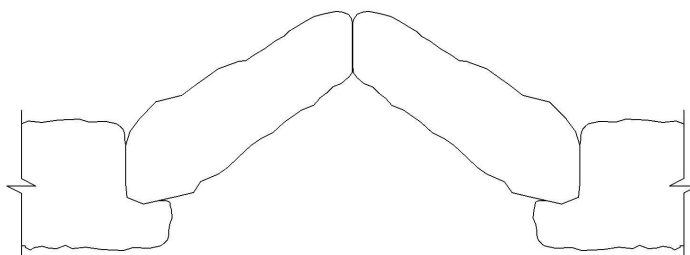


Figura 8 – Arco primitivo.
(Fonte: O autor)

O objetivo desse tipo de arco era manter a linha de empuxo o mais próximo possível do centróide da seção em cada ponto, evitando assim a ocorrência de esforços de tração nas peças e mantendo as tensões de compressão distribuídas de forma uniforme ao longo da seção.

Pode-se perceber que esse tipo de arco é muito simples e marca o início da evolução das estruturas arqueadas em alvenaria.

3.2 O ARCO DE FIADAS EM BALANÇO

A principal desvantagem do uso dos arcos primitivos e das vigas se dá pela necessidade da utilização de peças de grandes dimensões para combater os possíveis esforços de tração e para garantir, no caso do arco primitivo, que a linha de empuxo se encontre o mais próximo possível do centróide das seções da peça. Essas peças, devido ao tamanho e, principalmente pelo peso elevado que apresentam, são de difícil manuseio. Com isso, torna-se muito vantajosa a utilização de peças menores com técnicas adequadas para garantir a formação de um arco.

O arco de fiadas em balanço é formado com unidades de alvenaria dispostas em fiadas não alinhadas verticalmente, formando uma diagonal de forma que as peças das extremidades se encontrem em balanço. As peças de uma lado da abertura se encontram com as peças do outro lado em uma determinada altura, formando um arco capaz de

vencer pequenos vãos (Figura 9). De acordo com Parsekian [3], não existem relatos de vãos maiores que três metros construídos com esse tipo de técnica.



Figura 9 – Arco de fiadas em balanço, Tirinto, Grécia.
(Fonte: <http://www.artehistoria.com/v2/obras/7833.htm> - Acessado em Maio de 2015)

3.3 O ARCO VERDADEIRO

Com a criação dos arcos verdadeiros, houve um grande avanço das estruturas em alvenaria por volta de 1400 a.C. [3]. Isso ocorreu, pois com esse tipo de arco foi possível a obtenção de vãos maiores utilizando peças de alvenaria menores.

O arco verdadeiro é formado com o empilhamento de unidades de alvenaria no formato de semi-círculo (Figura 10). Esse formato garante que a faixa de alvenaria que sustenta as fiadas superiores tenha um formato muito aproximado à linha de empuxo, garantindo dessa forma a distribuição mais uniforme das tensões de compressão e evitando o surgimento de tensões de tração.



Figura 10 – Ponte com abertura em arco verdadeiro sobre o rio Zêzere, Portugal.
(Fonte: <https://pontesvida.wordpress.com/tag/alvenaria/> - Acessado em Maio de 2015)

3.4 ABÓBADAS E CÚPULAS

A questão até aqui é que o arco não é capaz de cobrir uma área em um plano horizontal. Isso porque são construídos em um plano vertical, e só são capazes de permitir abertura de vãos.

Uma forma de resolver essa questão é com a criação das abóbodas e das cúpulas.

As abóbodas são construídas com a translação horizontal de um arco plano ao longo de um eixo perpendicular ao plano do arco (Figura 11). Analisando a projeção de uma abóboda isolada, pode-se perceber que ela é capaz de enclausurar espaços retangulares.

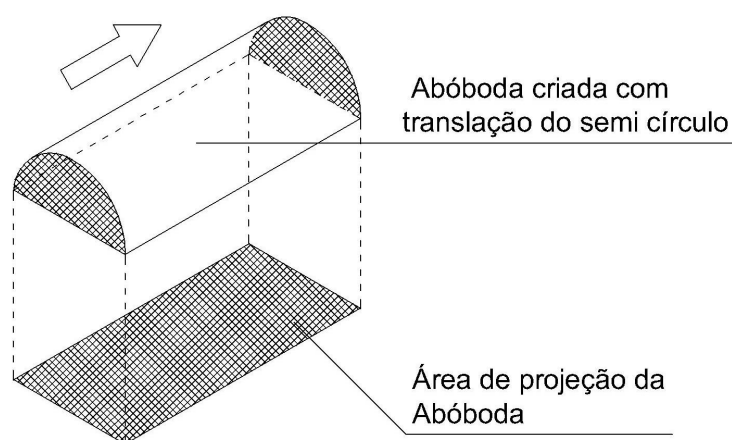


Figura 11 – Esquema de criação de uma abóboda e área de projeção sobre um plano horizontal.

(Fonte: O autor)

Existe ainda possibilidade de combinação de mais de uma abóboda, formando estruturas capazes de enclausurar espaços ainda maiores e que muitas vezes apresenta um forte apelo estético (Figura 12).

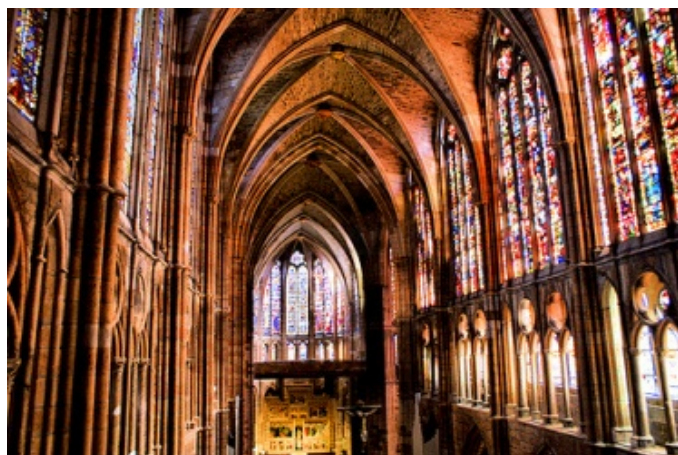


Figura 12 – Abóbodas góticas na igreja de Saint-Séverin de Paris.

(Fonte: <http://www.colegiodearquitetos.com.br/dicionario/2009/02/o-que-e-aboboda/> - Acessado em Maio de 2015)

Além das abóbodas, uma outra forma de estrutura capaz de cobrir uma área utilizando sua geometria como forma de garantir a priorização dos esforços de compressão, é a cúpula.

A cúpula, de forma semelhante à abóboda, é criada com o movimento de um arco. Nesse caso, ao se girar um arco plano em relação a um eixo vertical que passa por sua crista, cria-se uma estrutura tridimensional em formato de cuia (Figura 13). No caso da utilização de um semicírculo na criação dessa cuia, ela terá formato de uma semi-esfera.

Pensando em termos da projeção de uma cúpula em um plano horizontal, pode-se perceber que elas são capazes de enclausurar espaços circulares, e da mesma forma que as abóbodas, podem ser combinadas para servir de cobertura para espaços maiores.

Um exemplo desse tipo de construção, é apresentado na figura 14, o Panteão de Agripa, em Roma.

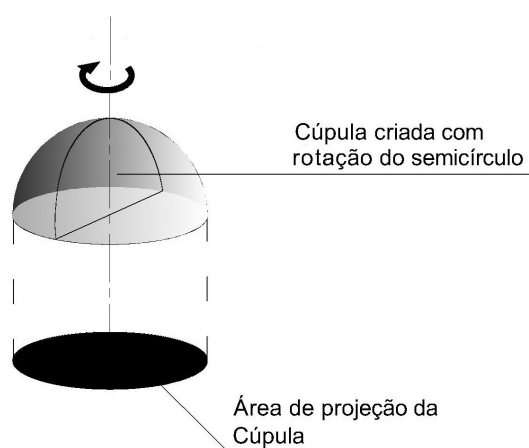


Figura 13 – Esquema de criação de uma cúpula e área de projeção sobre um plano horizontal.

(Fonte: O autor)

Podem existir ainda combinações entre abóbodas e cúpulas, e até com outros elementos estruturais, gerando estruturas mais complexas (Figura 15).

No caso das abóbodas e cúpulas, como trata-se não mais com linhas, mas com superfícies, não faz mais sentido falar em linha de empuxo. Dessa forma surge o conceito de superfície de empuxo.

Analogamente a linha de empuxo, a superfície de empuxo é o local geométrico da resultante dos esforços em cada seção de um elemento estrutural, diferindo-se apenas pelo fato desse elemento ser tridimensional.

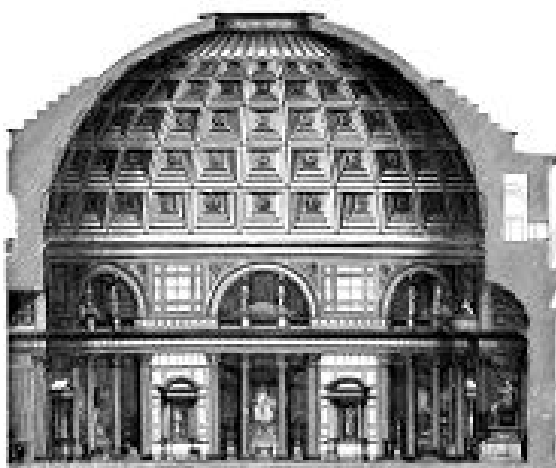


Figura 14 – Seção do Panteão de Agripa, Roma.
(Fonte: <http://pt.wikipedia.org/wiki/Cúpula> - Acessado em Maio de 2015)

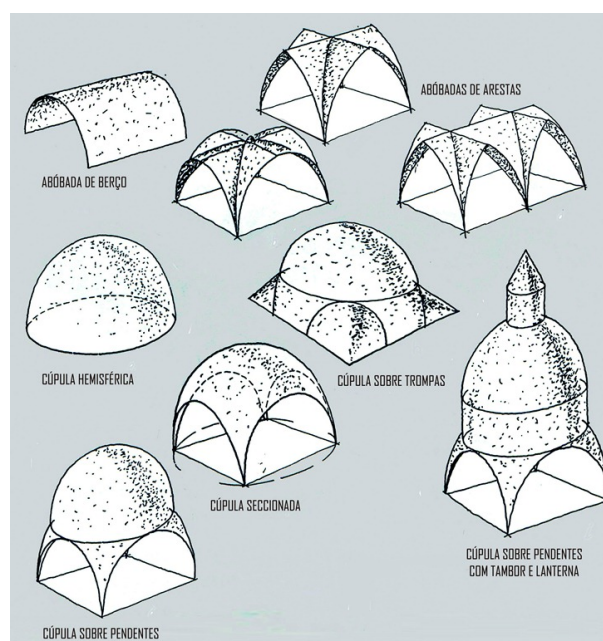


Figura 15 – Abóbodas e Cúpulas de diversos formatos.
(Fonte: <https://coisasdaarquitectura.wordpress.com/2012/08/14/forma-estrutural-i/> - Acessado em Maio de 2015)

3.5 ARCO INVOLUNTÁRIO

Até agora, foram apresentadas diversas estruturas de formato arqueado utilizadas como técnicas para forçar o caminhamento de cargas de forma a garantir o máximo possível de ocorrência de tensões de compressão nas estruturas de alvenaria. Acontece que em determinados casos, esse efeito de arco pode acontecer de forma involuntária, e com isso, é muito importante que se saiba como esse efeito ocorre e como pode ser considerado caso não seja um efeito imposto pelo projetista ou executor de determinada estrutura.

Um exemplo desse efeito involuntário é mostrado na figura 16, onde uma parede

atingida por um caminhão não entrou em colapso total devido ao efeito arco, que garantiu o caminhamento de carga para as extremidades da parede impedindo a ruína total dessa e, conseqüentemente, da edificação.



Figura 16 – Colisão de um caminhão em parede de alvenaria que se mantém estável devido ao efeito arco [3].

Será analisado mais especificamente no próximo capítulo, a ocorrência do efeito arco nas paredes de alvenaria estrutural de edifícios construídos sobre pavimentos com apoios discretos.

4 INTERAÇÃO PAREDE x VIGA

A utilização de pavimentos inferiores como alternativa para enclausurar grandes áreas, seja para entretenimento ou para espaços úteis como garagens, é uma tendência cada vez maior que ocorre devido, principalmente, ao crescimento populacional, a verticalização das construções e a concentração nos grandes centros urbanos. Esse crescimento, que também é um dos motivadores do aumento nas construções em alvenaria estrutural, é muito evidenciado no Brasil.

Um das possíveis desvantagens da construção em alvenaria estrutural se deve ao fato de que, nesse tipo de sistema construtivo, não é econômica e tecnicamente viável a criação de estruturas com vãos muito grandes, impossibilitando assim a criação desses espaços. Uma forma muito utilizada de contornar esse problema, é a criação de um pavimento com outro sistema estrutural, como concreto armado ou aço, capaz de transmitir de forma segura as cargas dos demais pavimentos em alvenaria para a fundação e, ao mesmo tempo, possibilitar a criação de maiores vãos (Figura 17).

Em nosso país, os pavimentos pilotis, que são pavimentos sem paredes, formando pórticos, são mais comuns do que, por exemplo, na Europa, justamente pela exigência de garagens e áreas de lazer [6]. Essa alternativa, além de permitir o ganho de espaço, proporciona uma valorização da construção [7].

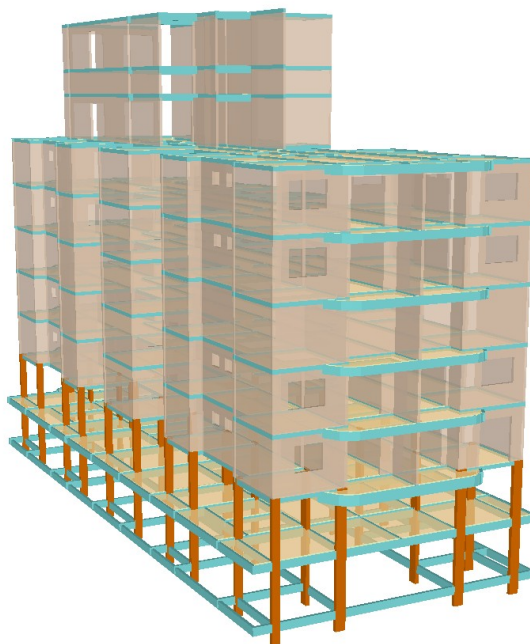


Figura 17 – Edifício em alvenaria estrutural apoiado em pavimento pilotis em concreto armado.

(Fonte: http://cypecad.multipius.com/Modulos_CYPE/Muros_alvenaria.htm - Acessado em Maio de 2015)

4.1 EFEITO ARCO

A transmissão de carga de uma parede depende diretamente do tipo de suporte ao qual a mesma se encontra ligada. Nos casos em que a parede se apresenta sobre apoios contínuos, a distribuição de tensões vertical ao longo dessa parede é praticamente uniforme [6]. Isso ocorre quando, por exemplo, uma parede está apoiada sobre sapata corrida, que apresenta uma grande rigidez à flexão no plano da parede.

Quando se apoia uma parede em uma base não rígida sobre apoios discretos, como por exemplo vigas apoiadas em pilares, a flexibilidade desse suporte permite que a parede se deforme. Essa deformação é responsável pela tendência que ocorre, nesse tipo de sistema, de parte do carregamento se encaminhar diretamente para os apoios, tornando elevadas as concentrações de tensões na parede nas regiões mais rígidas.

Esse encaminhamento de cargas para os apoios faz com que o sistema parede x viga se comporte como um arco atirantado, onde o arco, ao se formar na parede, é impedido de abrir até a sua ruptura pela restrição axial causada pela viga, que funciona como um tirante (Figura 18). O arco se forma na parede como forma de tentar compatibilizar as diferentes deformações ao longo de seu comprimento [7].

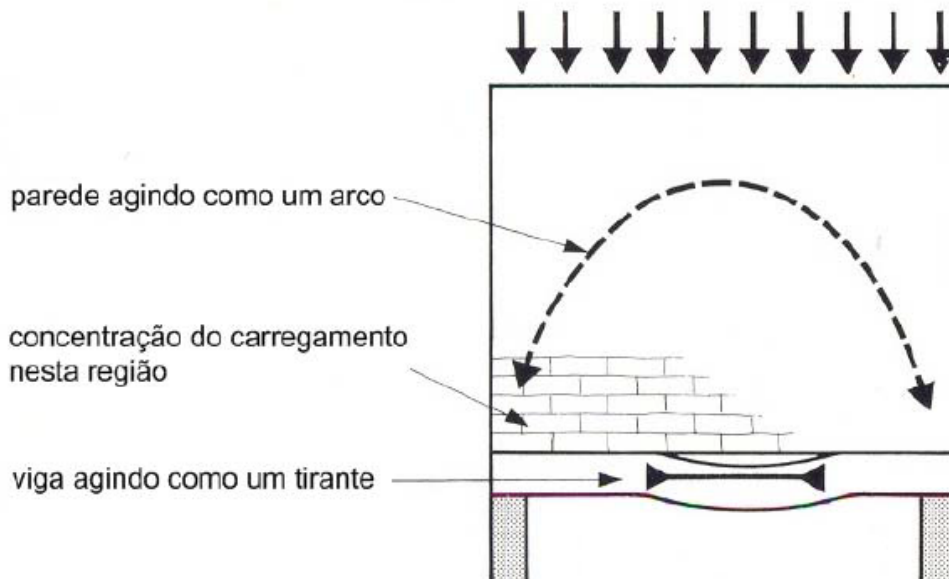


Figura 18 – Parede de alvenaria estrutural funcionando como arco atirantado [8].

O diferente comportamento desse sistema é denominado efeito arco, que induz uma concentração de carga nas regiões próximas aos apoios e o alívio nas regiões mais flexíveis (Figura 19), reduzindo assim os esforços internos na viga, principalmente o seu máximo momento fletor (Figura 20). É usual a interpretação de que esse efeito não afeta significativamente o esforço cortante atuante na viga [9].

Surgem ainda tensões de cisalhamento na interface entre a viga e a parede, devido aos deslocamentos diferenciados das duas estruturas que apresentam diferentes rigidezes. Se essa tensão for superior à tensão resistente do material de ligação na interface, ocorre o descolamento entre a viga e a parede, e a concentração de tensões verticais é acentuada, bem como a concentração de tensões horizontais de cisalhamento nas proximidades do apoio. Usualmente, essas tensões são nulas na região central e crescente na direção dos apoios [6].

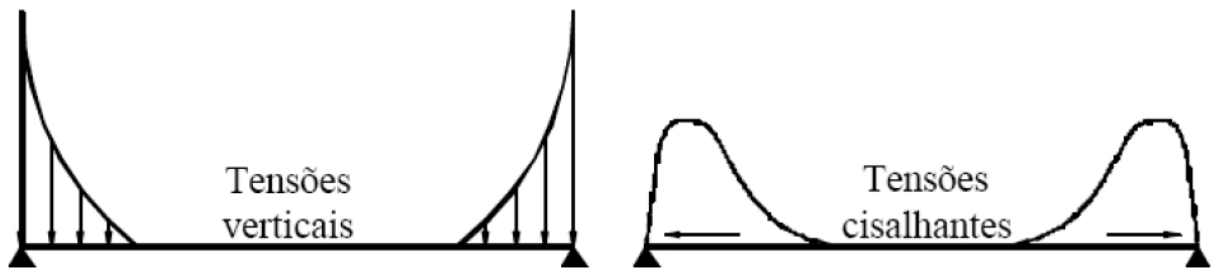


Figura 19 – Concentração de tensões normais e de cisalhamento próximo aos apoios [6].

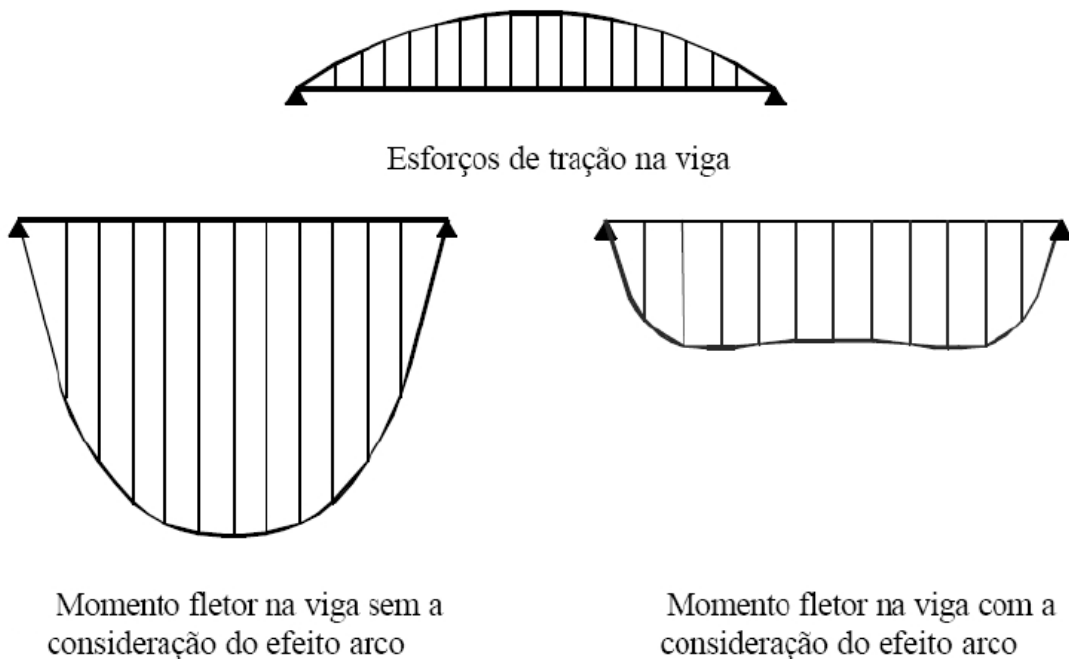


Figura 20 – Esforços internos na viga [6].

Uma outra forma de enxergar o efeito arco é analisando o sistema parede x viga como uma viga alta submetida a flexão, onde a parte de cima da viga apresenta compressão e a parte de baixo apresenta tração (Figura 21).

Analisando dessa forma, a linha neutra pode se apresentar acima da viga, onde toda a viga estará submetida a tração, apresentando armaduras tracionadas tanto na parte superior quanto na parte inferior. Quando a linha neutra está localizada dentro da

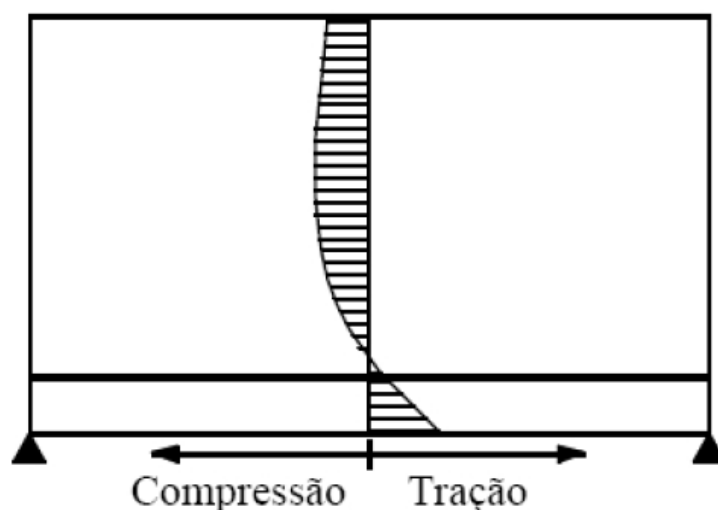


Figura 21 – Viga alta submetida a flexão [8].

viga, esta apresenta compressão na parte superior, podendo ou não apresentar armadura comprimida nessa região, e tração na parte inferior, suportada por armaduras longitudinais. No segundo caso, a parede está totalmente comprimida, mesmo que a distribuição de tensões de compressão não seja uniforme.

É importante salientar que a ocorrência desse fenômeno está diretamente condicionada pela flexibilidade do elemento de apoio da parede, para suportes mais flexíveis, maior é a deformação do sistema, e conseqüentemente mais evidente é o efeito arco. Por outro lado se o suporte é muito rígido, conforme exemplificado anteriormente com as sapatas corridas, menos a parede se deforma e menos evidente é o efeito.

O carregamento nas vigas do pavimento de suporte de alvenaria estrutural é muito maior nesse tipo de construção do que o carregamento de vigas de estruturas reticuladas convencionais. Isso ocorre porque nas estruturas reticuladas, uma viga de um pavimento qualquer tem a função de suportar e transmitir para os pilares a carga referente a laje e as paredes daquele determinado pavimento acima da viga, não havendo interação com os carregamentos dos pavimentos superiores. Já na alvenaria estrutural, o carregamento é transmitido diretamente pelas paredes, desta forma, quanto mais baixo o pavimento, maior é o carregamento proveniente das paredes no mesmo.

Com isso, é de se pensar que as vigas de um pavimento suporte de uma estrutura de alvenaria estrutural teriam que apresentar seções consideravelmente grandes e armaduras expressivas, para suportar o carregamento de todos os pavimentos do edifício, no entanto, a consideração do efeito arco nos permite perceber que a tendência do caminhamento de carga diretamente para as regiões de maior rigidez (apoios), acarreta em uma diminuição significativa dos esforços nessas vigas, possibilitando dessa forma, a utilização de seções e armaduras das vigas mais próximas as de estruturas reticuladas.

4.2 INFLUÊNCIA DA ALTURA DA PAREDE NA FORMAÇÃO DO EFEITO ARCO

Quanto maior o número de pavimentos de uma edificação, maior será o carregamento encaminhado para a viga de suporte da alvenaria. Esse aumento de carga acarreta em uma maior deformação do sistema e, conseqüentemente, no aumento da concentração de cargas nas regiões próximas ao apoio. No entanto, o efeito arco ocorre somente até uma determinada altura da parede, isso porque para uma seção horizontal qualquer da parede, a uma determinada altura, a rigidez da parede da porção inferior à essa seção é cada vez maior com o acréscimo de altura, sendo cada vez menor a deformação da mesma e menos evidente a ocorrência desse efeito.

Segundo Wood [10], o arco se forma quando a altura da parede é pelo menos 60% do comprimento da viga. Acima dessa altura, as tensões tendem a se distribuir de forma uniforme. Essa observação permite uma simplificação muito positiva na análise do efeito arco. Considerando que acima da altura correspondente a 60% do comprimento da viga as tensões se distribuem de forma uniforme, todo peso da parede acima dessa altura pode ser considerado como sobrecarga, possibilitando que o estudo do efeito arco possa ser realizado apenas nas paredes do primeiro pavimento de uma edificação, admitindo todos os outros pavimentos como sobrecarga, desde que a relação entre a altura da parede e o comprimento da viga no primeiro pavimento seja maior do que 0,6 (Figura 22).

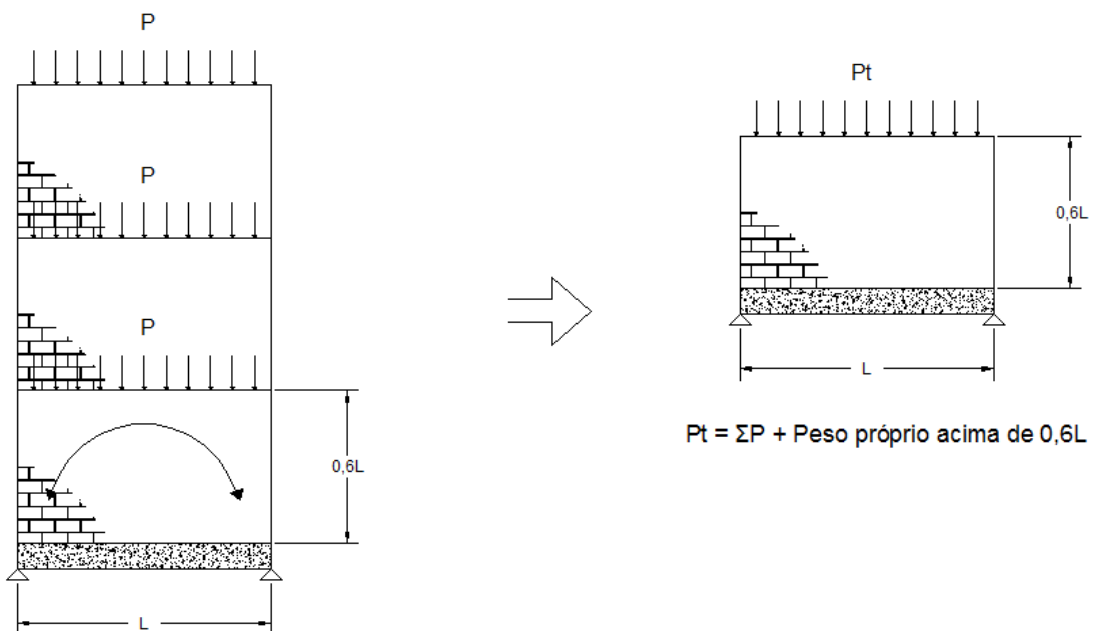


Figura 22 – Influência da altura da parede no efeito arco.

(Fonte: O autor)

5 MÉTODOS DE ABORDAGEM DO EFEITO ARCO

Antes de 1952, o efeito arco era considerado de forma simplista admitindo que a viga do pórtico de apoio da parede suportava apenas uma parcela de carga referente a um triângulo imaginário com vértices nos apoios. O restante do carregamento era encaminhado diretamente aos apoios (Figura 23) [3]. Esse método é uma boa aproximação para a análise do efeito arco em termos do peso próprio da alvenaria. No entanto, ele desconsidera qualquer tipo de sobrecarga adicional [11]. Isso acontece porque, analisando a figura 23, qualquer sobrecarga adicionada à parede no seu topo, ou em qualquer região acima do triângulo imaginário, não influenciaria na carga que chegaria a viga, ela seria sempre a mesma, sendo que, conforme será mostrado no decorrer desse trabalho ao estudar os métodos utilizados para a consideração do efeito arco, não é isso que ocorre.

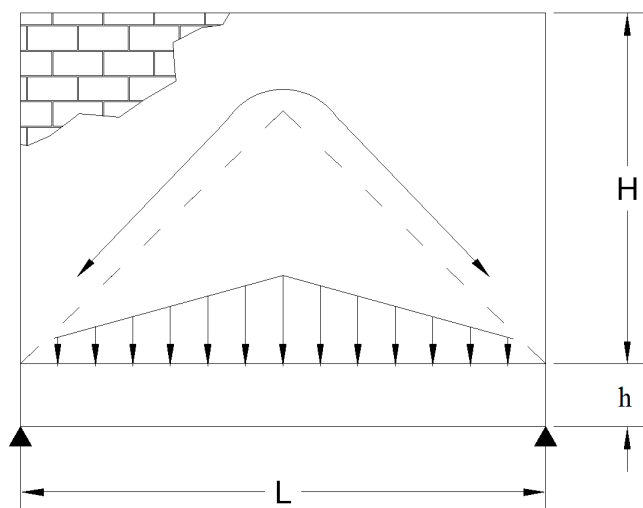


Figura 23 – Triângulo imaginário - método simplificado.

(Fonte: O autor)

Com o passar dos anos, os estudos sobre esse comportamento foram se aprimorando, e novos métodos foram propostos [3]. Atualmente, com o grande crescimento das pesquisas, não só sobre o efeito arco, mas também sobre a alvenaria estrutural de forma geral, já é possível obter um melhor entendimento do assunto [11].

5.1 MÉTODO ANALÍTICO PROPOSTO POR STAFFORD SMITH E PADROLIN [12]

Esse método proposto em 1983 por Stafford Smith e Padrolin é baseado no estudo de modelos numéricos aliados a ensaios experimentais de paredes de alvenaria sobre vigas. Inicialmente o estudo considerou a ocorrência do efeito arco em paredes de alvenaria estrutural apoiadas sobre vigas metálicas. Posteriormente, resultados experimentais

mostraram que o comportamento das paredes quando apoiadas sobre paredes de concreto armado era semelhante, possibilitando a análise utilizando procedimentos similares.

A análise proposta pelos autores, só pode ser realizada em paredes submetidas a carregamentos de compressão vertical.

A distribuição de tensões é assumida como triangular, concentrada nos apoios, onde o comprimento de distribuição (l) é dado em função de um parâmetro de rigidez relativa (K) entre a viga e a parede (Figura 24). A concentração de tensões acontece devido a diferença de rigidezes da viga e da parede, permitindo que haja uma separação entre essas no centro do vão. Quanto mais flexível a viga, maior é a concentração nos apoios e menor é o momento fletor atuante na viga [13].

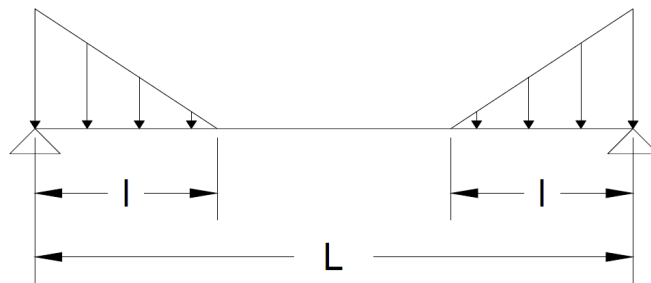


Figura 24 – Distribuição de carregamento aproximada.
(Fonte: O autor)

Segundo os autores, o esforço axial na viga é uma parcela relativamente constante da carga vertical. Isso porque a trajetória de tensões verticais na parede é pouco alterada pela rigidez da viga.

São estabelecidas algumas premissas para a utilização do método [13]:

- A relação entre a altura da parede e o seu comprimento deve ser maior que 0,6 (para garantir a ocorrência do efeito arco);
- As tensões de compressão e cisalhamento nos cantos inferiores não devem ultrapassar os valores permitidos;
- A viga deve ser capaz de resistir aos esforços de flexão, cisalhamento e tração, impostos;
- As deflexões da estrutura não devem exceder os valores permitidos.

5.1.1 Parâmetro de rigidez relativa (K):

É um parâmetro utilizado para quantificar a diferença entre as rigidezes da viga e da parede, pois é essa diferença que garante que ocorra o efeito arco. Esse parâmetro está relacionado com a configuração deformada do sistema parede x viga [6].

$$K = \sqrt[4]{\frac{E_p \cdot t \cdot L^3}{E_v \cdot I_v}} \quad (5.1)$$

onde:

E_p = Módulo de elasticidade longitudinal da parede;

t = Espessura da parede;

L = Comprimento efetivo da viga;

E_v = Módulo de elasticidade longitudinal da viga;

I_v = Momento de inércia da viga.

A raiz quarta faz com que K seja muito pouco influenciado pela inércia da viga, podendo dessa forma, ser utilizada a inércia da seção bruta, desconsiderando as armaduras na seção.

5.1.2 Comprimento de distribuição de tensões (l):

As tensões de compressão são máximas próximas ao apoio, e diminuem de forma linear até um comprimento l (Figura 24).

$$l = \frac{L}{K} \quad (5.2)$$

5.1.3 Máxima tensão de compressão na parede (σ_p):

A tensão máxima de compressão na parede ocorre próxima aos apoios, devido a concentração já citada anteriormente, e pode ser calculada em função do fator K .

$$\sigma_p = \frac{W \cdot K}{B \cdot L \cdot t} \quad (5.3)$$

onde:

W = Carga total sobre a parede (em kN);

B = Constante utilizada para adequar a expressão aos ensaios experimentais.

Os autores propõem o valor de 0,9 para B , sendo esse, um pouco conservador.

5.1.4 Esforço Axial (Tração) presente na viga (T):

$$T = \frac{W}{4} \quad (5.4)$$

$$T = \frac{W}{3} \quad (5.5)$$

Sendo (5.4) para vigas metálicas e (5.5) para vigas de concreto armado. Essa diferença é considerada de forma conservativa, pois as propriedades da viga de concreto podem variar mais do que das vigas de aço, além do fato de que a capacidade da viga resistir ao cisalhamento depende do esforço axial.

5.1.5 Tensão máxima de cisalhamento na interface parede x viga (τ_p):

Quanto mais flexível é a viga, maior será a tensão de cisalhamento na interface.

$$\tau_p = \frac{2 \cdot W \cdot K}{3 \cdot L \cdot t} \quad (5.6)$$

5.1.6 Momento máximo na viga (M_{max}):

Quanto menos flexível a viga (menor o valor de K), mais próximo do meio do vão ocorre o momento máximo. Com o acréscimo de flexibilidade da viga, esse momento tende a se aproximar dos apoios. O momento é calculado de forma conservativa por:

$$M_{max} = \frac{W \cdot L}{4} \sqrt[3]{\frac{1}{K^4}} \quad (5.7)$$

5.2 MÉTODO GRÁFICO PROPOSTO POR HENDRY, SINHA E DAVIES [11]

O método proposto pelos autores em 1980, e apresentado em 2004 no livro *Design of masonry structures*, é um método gráfico, também baseado na criação de um parâmetro de rigidez relativa à flexão entre a viga e a parede de alvenaria estrutural, semelhante àquele proposto por Stafford Smith e Padrolin [12], além de um parâmetro de rigidez relativa axial.

Da mesma forma que a abordagem do método analítico, a análise gráfica é utilizada para sistemas parede x viga, que apresentam relação da altura da parede com o comprimento efetivo do vão maior ou igual a 0,6.

5.2.1 Parâmetro de rigidez a flexão (R):

Semelhante ao parâmetro K , proposto por Stafford Smith e Padrolin [12], exceto pela substituição do comprimento efetivo do vão pela altura da parede, esse parâmetro está relacionado com a configuração deformada do sistema parede x viga.

$$R = \sqrt[4]{\frac{E_p \cdot t \cdot H^3}{E_v \cdot I_v}} \quad (5.8)$$

onde:

E_p e E_v = Módulos de elasticidade longitudinais da parede e da viga, respectivamente;

t = Espessura da parede;

H = Altura da parede;

I_v = Momento de inércia da viga.

5.2.2 Parâmetro de rigidez axial (K_1):

O parâmetro K_1 é utilizado para a determinação do esforço axial na viga.

$$K_1 = \frac{E_p \cdot t \cdot H}{E_v \cdot A_v} \quad (5.9)$$

onde:

A_v = Área da seção transversal da viga.

De acordo com esse método, a distribuição de tensões verticais pode apresentar três diferentes formas (cúbica, parabólica ou triangular), em função do valor da rigidez relativa à flexão entre a parede e a viga, conforme mostrado na figura 25.

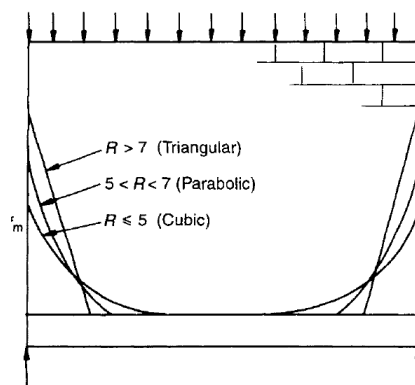


Figura 25 – Distribuição de tensões de acordo com o valor de R [11].

5.2.3 Máxima tensão de compressão na parede (σ_p):

Da mesma forma que na proposta do método analítico, a máxima tensão de compressão vertical na parede ocorre próxima aos apoios, e pode ser calculada da seguinte forma:

$$\sigma_p = \frac{W}{L \cdot t} C_1 \quad (5.10)$$

onde C_1 pode ser retirado do gráfico da figura 26, sabendo-se os valores de R e da relação H/L .

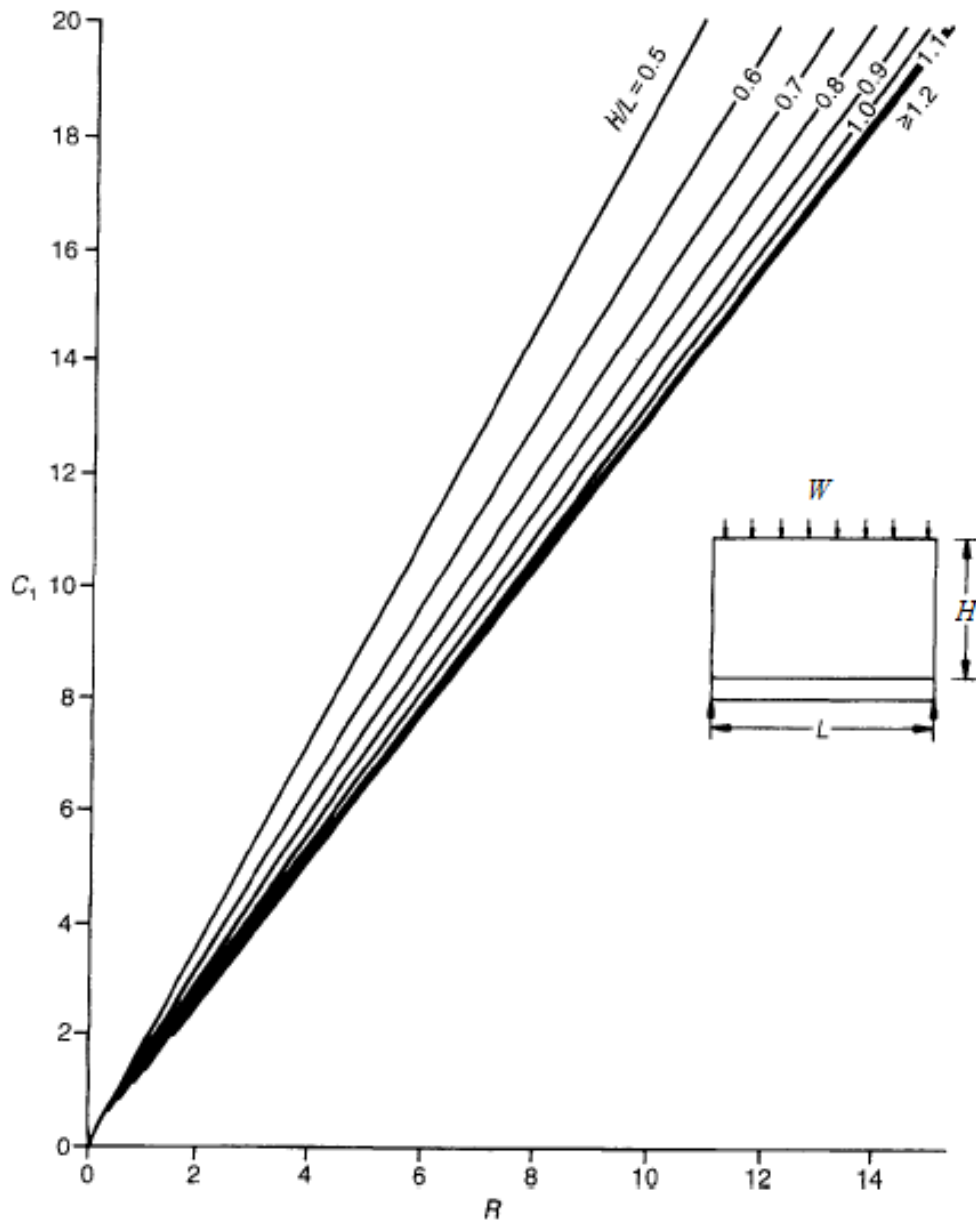


Figura 26 – Gráfico usado para determinação de C_1 [11].

5.2.4 Esforço Axial (Tração) presente na viga (T):

Nesse método, o esforço axial ainda é calculado como uma parcela do esforço vertical ao qual a parede está submetida. No entanto, essa parcela não é constante, e pode ser retirada do gráfico da figura 27, sabendo-se os valores de K_1 e da relação H/L .

$$T = W \cdot C_2 \quad (5.11)$$

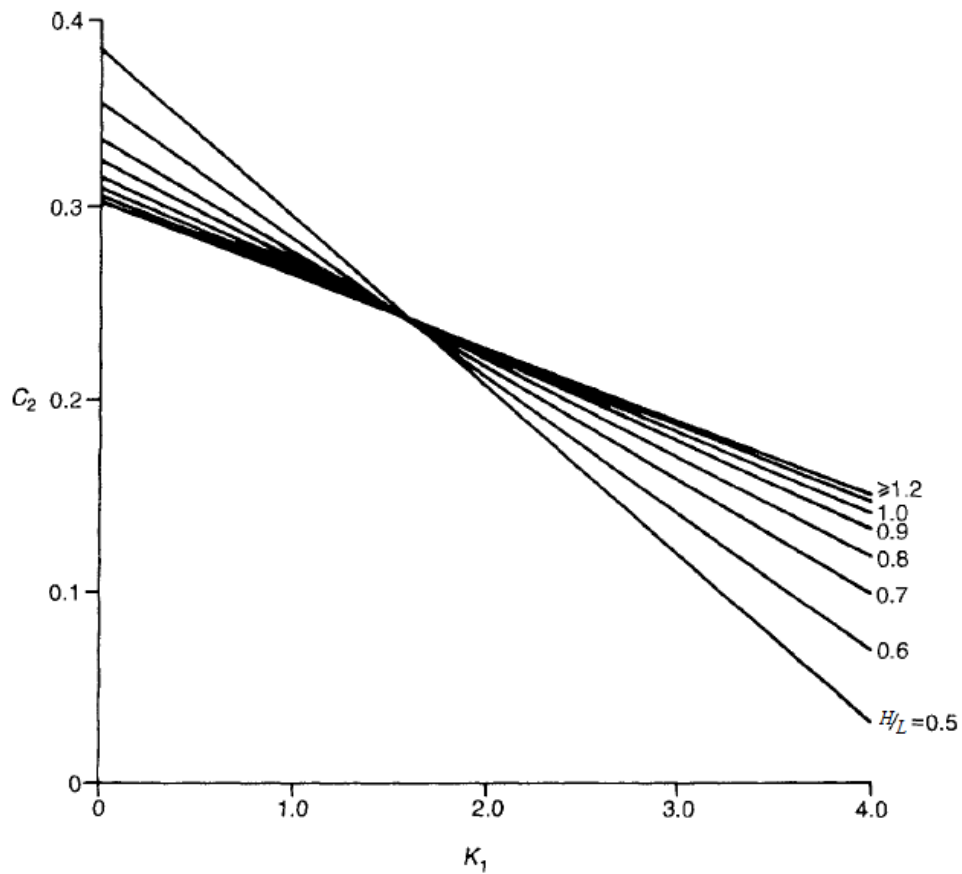


Figura 27 – Gráfico usado para determinação de C_2 [11].

5.2.5 Tensão máxima de cisalhamento na interface parede x viga (τ_p):

Essa tensão ocorre próxima aos apoios, e pode ser calculada como,

$$\tau_p = \frac{W}{L \cdot t} C_1 \cdot C_2 \quad (5.12)$$

onde C_1 e C_2 já foram calculados nos itens anteriores.

5.2.6 Momento máximo na viga (M_{max}):

O máximo momento fletor atuante na viga não ocorre no centro, devido à influência das tensões de cisalhamento na interface.

Para a determinação desse momento, é necessário analisar o tipo de distribuição de tensões verticais que ocorre (cúbica, parabólica ou triangular), em função do valor de R . Além disso, é necessário saber os valores de C_1 , C_2 e da relação h/L , onde h é a altura da viga. De posse desses valores e sabendo o tipo de distribuição, calcula-se o momento através de um dos 3 gráficos apresentados na figura 28. É possível ainda, além de calcular o momento máximo (que ocorre em alguma localização entre o apoio e o centro), a determinação do momento fletor no centro da viga.

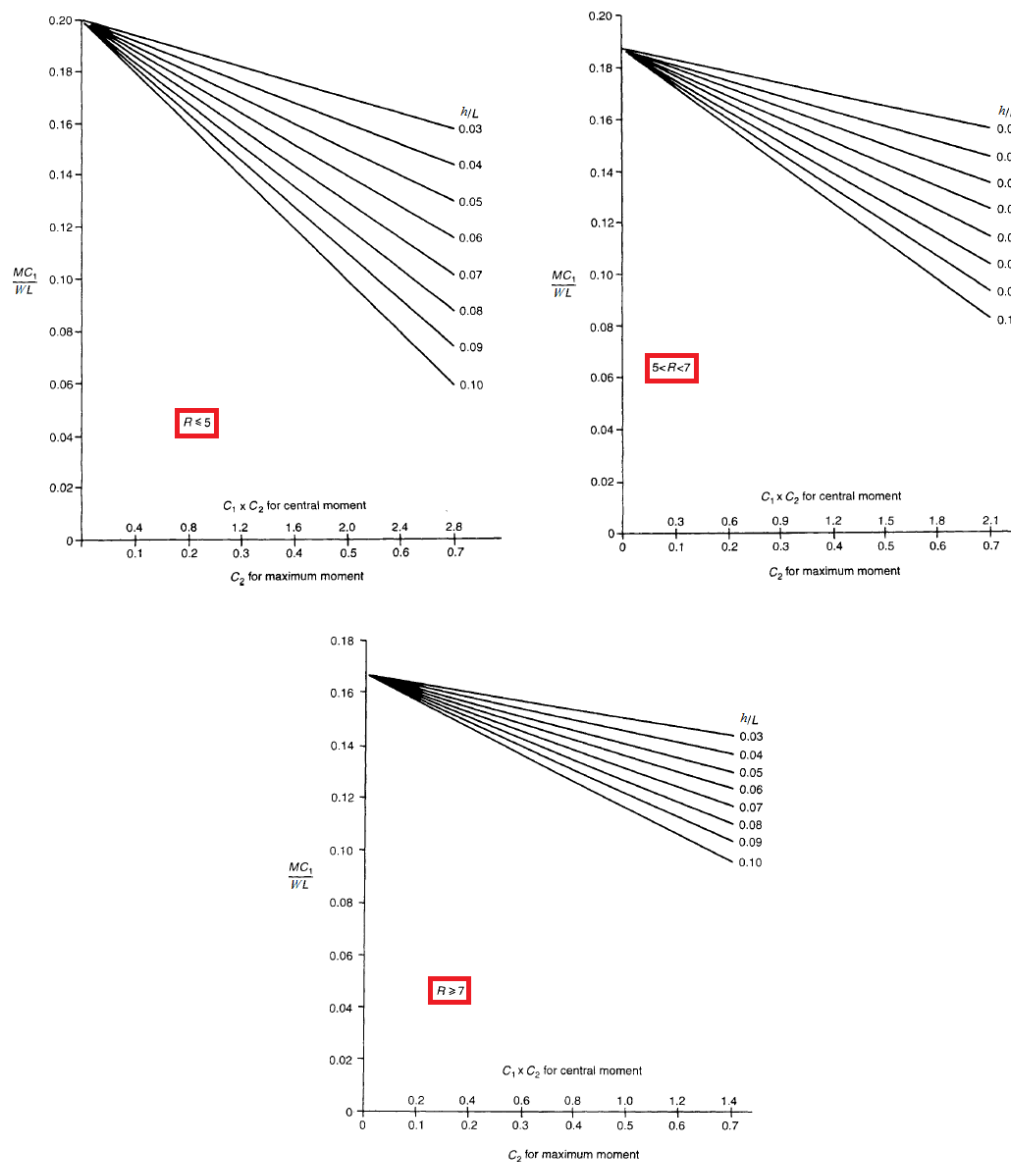


Figura 28 – Gráficos usados na determinação de M_{max} para diferentes valores de R [11].

5.2.7 Localização do momento máximo (x):

Pode-se calcular a localização do momento máximo tendo como referência os apoios do modelo:

$$x = \frac{W}{2 \cdot S \cdot \tau_p \cdot t} \quad (5.13)$$

onde:

$$\begin{aligned} S &= 0,30 & \text{para } R &\leq 5 \\ S &= 0,33 & \text{para } 5 < R < 7 \\ S &= 0,50 & \text{para } R &\geq 7 \end{aligned}$$

5.3 MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS

Na engenharia estrutural, a grande maioria dos problemas ordinários podem ser analisados através de expressões analíticas fechadas, que apesar de serem muitas vezes simples, são resultados de estudos aprofundados, baseados em aparatos matemáticos complexos, como por exemplo o uso de equações diferenciais para o estudo do comportamento de sólidos deformáveis pela Teoria Matemática da Elasticidade [14].

Mesmo com a possibilidade de representar problemas estruturais de forma satisfatória através dessas soluções fechadas, elas apresentam uma série de limitações, além da necessidade de diversas simplificações.

No caso de estruturas mais complexas, a utilização dessas soluções analíticas fechadas torna-se inviável, pois o problema requer muitas simplificações, culminando na perda de exatidão dos resultados.

O uso de procedimentos aproximados que podem representar qualquer estrutura, independente da sua forma, e das suas condições de carregamentos e contorno, com precisão compatível com a necessidade do problema de engenharia, é um caminho alternativo aos métodos analíticos clássicos, que pode ser percorrido através da utilização do método dos elementos finitos.

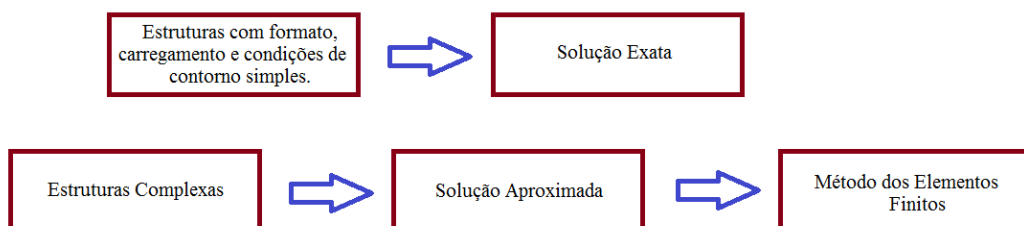


Figura 29 – Opções para solução de problemas estruturais.
(Fonte: O autor - adaptado de Alves Filho [14])

O MEF (método dos elementos finitos) é um método numérico que introduz aproximações ao modelo matemático, discretizando o modelo contínuo para a determinação de incógnitas de um número finito de pontos. Outros métodos como o método das diferenças finitas e o método dos elementos de contorno têm o mesmo objetivo, porém o método dos elementos finitos é o que se aplica de forma mais ampla, simples e eficiente [15].

Nesse método, um corpo sólido é discretizado em diversos elementos de dimensões finitas, interligados por nós (Figura 30).

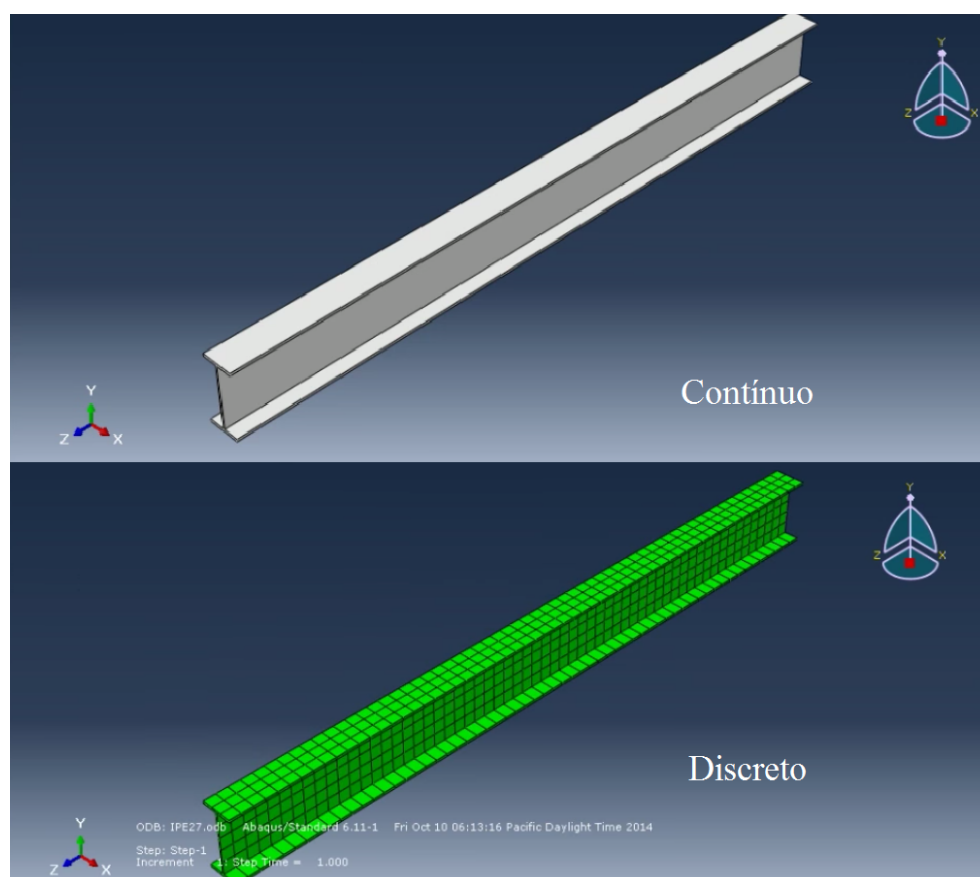


Figura 30 – Discretização de uma viga em elementos cúbicos.

(Fonte: <https://www.youtube.com/watch?v=PP6Z5usBLE> - Acessado em Junho de 2015)

Dessa forma, a complexa análise do equilíbrio do corpo no meio contínuo através de equações diferenciais, tem sua solução simplificada. As equações diferenciais são resolvidas através de métodos numéricos, que recaem sobre soluções em equações algébricas para cada nó dos elementos do modelo discreto [15].

A grande vantagem da utilização do MEF se dá pela capacidade de permitir sua implementação em programas computacionais. Assim, a utilização desse método se dá, em sua grande maioria, através de programas computacionais, que auxiliam tanto na modelagem do problema estrutural, quanto na interpretação dos resultados.

Apesar das soluções aproximadas do MEF, os modelos analisados por esse método

necessitam de menos simplificações em relação aos modelos analíticos com soluções fechadas, podendo gerar uma maior precisão na análise.

Um exemplo da importância desse método se mostra neste trabalho, onde os métodos analíticos apresentados são baseados não só em ensaios experimentais, como em análise de modelos numéricos em elementos finitos.

6 MODELO PROPOSTO

Para o estudo dos métodos de abordagem do efeito arco apresentados, será utilizado um modelo simples de uma parede de alvenaria estrutural apoiada sobre uma viga de concreto armado bi-apoiada em pilares do mesmo material.

Com o intuito de estudar um modelo mais próximo da realidade, será analisado um edifício simples, composto por sete pavimentos de alvenaria estrutural, onde cada pavimento apresenta um único cômodo com laje em concreto armado e um pavimento pilotis de mesmo tamanho, com vigas, laje e pilares, todos em concreto armado (Figura 31).

Como o objetivo deste trabalho consiste na análise do efeito arco de uma parede, o edifício em questão não apresentará nenhum tipo de abertura. É um modelo fictício, que tem como objetivo a representação real das dimensões e carregamento.

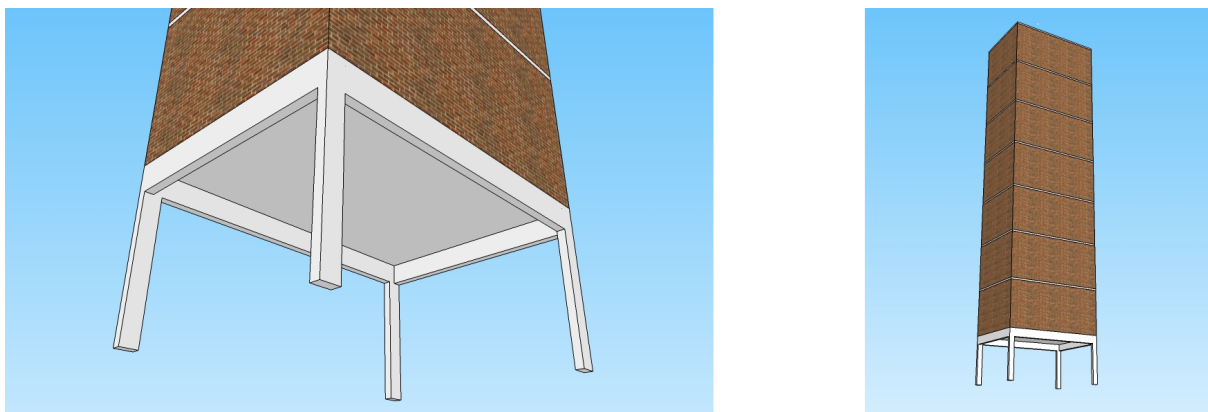


Figura 31 – Foto em perspectiva do modelo proposto.
(Fonte: O autor)

As paredes do edifício são construídas com blocos estruturais de dimensões 14x19x29 (em centímetros), revestidas internamente com uma camada de 0,5 centímetros de gesso e externamente com 1,5 cm de argamassa de cal, cimento e areia. Existe ainda um revestimento com uma argamassa de cimento e areia de 2 centímetros em cada piso e de 1 centímetro em cada teto. Alguns detalhes, plantas e desenhos que exemplificam melhor o edifício são apresentados no Anexo A.

A parede analisada neste trabalho, será a menor do edifício, ela apresenta uma altura de 2,8 metros e uma largura de 4,2 metros, e está apoiada em uma viga de concreto armado de dimensões 15/50 (em centímetros), que por sua vez, está bi-apoiada em pilares de 15x30 (em centímetros) (Figura 32).

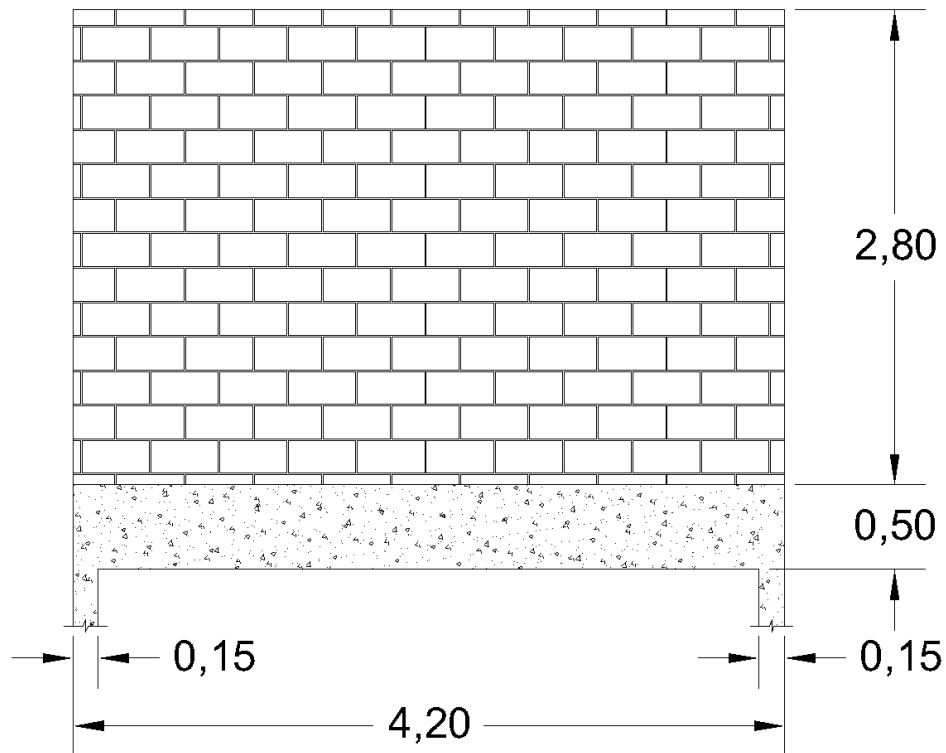


Figura 32 – Parede a ser analisada.
(Fonte: O autor)

6.1 CÁLCULO DOS PESOS ESPECÍFICOS DOS MATERIAIS E CARGAS À CONSIDERAR

6.1.1 Peso específico dos materiais:

Tabela 1 – Peso específico de materiais de acordo com a norma ABNT NBR 6120:1980 [16]

Material	Símbolo	Peso Específico (kN/m ³)
Concreto	γ_{ca}	25
Argamassa de cimento e areia	$\gamma_{a,1}$	21
Argamassa de cimento, cal e areia	$\gamma_{a,2}$	19
Argamassa de gesso	γ_{gesso}	12,5

6.1.2 Cargas acidentais (q)

As cargas acidentais são aquelas que não necessariamente irão atuar sobre uma estrutura, mas que podem atuar em função do uso, como cargas de pessoas, móveis, veículos, dentre outras. Valores mínimos para essas cargas são apresentados na ABNT NBR 6120:1980 [16], para diferentes tipos de construções e ambientes.

Para edifícios residenciais, admitindo que o cômodo seja utilizado como sala para a edificação, a carga acidental mínima recomendada, é: $q = 1,5 \text{ kN/m}^2$.

6.2 CÁLCULO DOS CARREGAMENTOS EM UMA PAREDE DE UM PAVIMENTO TIPO

6.2.1 Contribuição da laje

Em alvenaria estrutural, o carregamento das lajes se encaminha diretamente para as paredes. A laje do modelo em estudo se apoia em quatro paredes de tamanhos diferentes (duas menores com 4,2 metros de comprimentos, e duas maiores com 6 metros de comprimento). O cálculo do quinhão de carga de cada parede será determinado pelo método das charneiras plásticas.

A configuração de ruptura plástica da laje em questão é apresentada na figura 33.

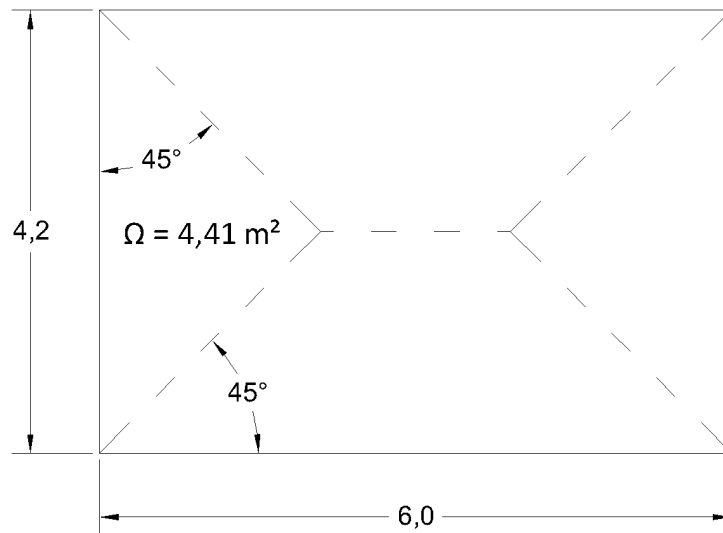


Figura 33 – Configuração de ruptura da laje pelo método das charneiras plásticas.
(Fonte: O autor)

Dessa forma, toda carga proveniente da laje, que estiver sobre a área apresentada ($\Omega = 4,41 \text{ m}^2$), será suportada pela parede menor, que servirá de base para o modelo.

6.2.1.1 Peso próprio da laje ($\overline{G}_{0,laje}$)

O peso próprio da laje é calculado através do produto do volume de contribuição da laje com o peso específico do concreto armado, posteriormente dividido pelo comprimento da parede para se obter a carga linear.

$$\overline{G}_{0,laje} = \frac{\Omega \cdot \gamma_{ca} \cdot h_{laje}}{L} = \frac{4,41 \cdot 25 \cdot 0,1}{4,2} = 2,62 \text{ kN/m}$$

onde:

$$h_{laje} = 0,1 \text{ m} = \text{Altura da laje.}$$

$$L = 4,2 \text{ m} = \text{Comprimento da parede.}$$

6.2.1.2 Carga de revestimento ($\overline{G}_{1,laje}$)

A carga proveniente do revestimento pode ser calculada multiplicando-se o peso específico da argamassa de cimento e areia pelo volume utilizado, que por sua vez, é calculado como a área de contribuição da laje (Ω) multiplicado pela espessura do revestimento ($e_{rev,1}$), que nesse caso será a soma da espessura do revestimento do teto (camada de 1 centímetro) e do piso (camada de 2 centímetros), totalizando uma espessura de 3 centímetros. Tudo isso deve ser dividido pelo comprimento da parede (L) para a obtenção do carregamento linear.

$$\overline{G}_{1,laje} = \frac{\Omega \cdot \gamma_{a,1} \cdot e_{rev,1}}{L} = \frac{4,41 \cdot 21 \cdot 0,03}{4,2} = 0,66 \text{ kN/m}$$

6.2.1.3 Carga acidental (\overline{Q})

O carregamento acidental é considerado como a carga acidental proposta (q), multiplicada pela área de contribuição (Ω), dividida pelo comprimento da parede (L).

$$\overline{Q} = \frac{\Omega \cdot q}{L} = \frac{4,41 \cdot 1,5}{4,2} = 1,58 \text{ kN/m}$$

6.2.2 Contribuição da parede

A parede em questão está, como citado anteriormente, revestida internamente com gesso, e externamente com argamassa de cimento, cal e areia. Para efeito de simplificação, será admitido que a parede está revestida em toda sua superfície, sem desconsiderar os espaços onde ela se encontra com outras paredes, dessa forma a área de revestimento, será sempre o produto entre a altura da parede, e o seu comprimento.

6.2.2.1 Peso próprio da parede ($\overline{G}_{0,parede}$)

O peso próprio da parede será calculado baseado no valor de peso específico superficial da parede indicado por Parsekian em seu livro *Alvenaria Estrutural em blocos cerâmicos: projeto, execução e controle* [1], que é igual a $\gamma'_{par} = 1,1 \text{ kN/m}^2$. Dessa forma, a carga linear referente a parede será calculada como:

$$\overline{G}_{0,parede} = \frac{\gamma'_{par} \cdot H \cdot L}{L} = 1,1 \cdot 2,8 = 3,08 \text{ kN/m}$$

6.2.2.2 Carga de revestimento em gesso ($\overline{G}_{1,parede}$)

A carga referente ao revestimento em argamassa de gesso é calculada como o volume de revestimento, multiplicado pelo peso específico da argamassa de gesso, dividido pelo comprimento da parede.

$$\bar{G}_{1,parede} = \frac{\gamma_{gesso} \cdot H \cdot L \cdot e_{gesso}}{L} = 12,5 \cdot 2,8 \cdot 0,005 = 0,18 \text{ kN/m}$$

onde:

$$e_{gesso} = 0,005 \text{ m} = \text{Espessura do revestimento em argamassa de gesso.}$$

6.2.2.3 Carga de revestimento em cimento, cal e areia ($\bar{G}_{2,parede}$)

A carga referente ao revestimento em argamassa de cimento, cal e areia é calculada como o volume de revestimento, multiplicado pelo peso específico da argamassa, dividido pelo comprimento da parede.

$$\bar{G}_{2,parede} = \frac{\gamma_{a,2} \cdot H \cdot L \cdot e_{rev,2}}{L} = 19 \cdot 2,8 \cdot 0,015 = 0,80 \text{ kN/m}$$

onde:

$$e_{rev,2} = 0,015 \text{ m} = \text{Espessura do revestimento em argamassa de cimento, cal e areia.}$$

6.2.3 Cargas totais

6.2.3.1 Cargas permanentes (\bar{G}_{total})

As cargas permanentes, são aquelas que duram durante toda a vida da estrutura.

$$\bar{G}_{total} = \bar{G}_{0,laje} + \bar{G}_{1,laje} + \bar{G}_{0,parede} + \bar{G}_{1,parede} + \bar{G}_{2,parede}$$

$$\bar{G}_{total} = 2,62 + 0,66 + 3,08 + 0,18 + 0,8 = 7,34 \text{ kN/m}$$

6.2.3.2 Cargas acidentais (\bar{Q})

$$\bar{Q}_{total} = \bar{Q} = 1,58 \text{ kN/m}$$

6.2.3.3 Carregamento total em um pavimento tipo (\bar{P}_{tipo})

O carregamento total em um pavimento tipo, é calculado como a soma dos carregamentos permanentes e acidentais.

$$\bar{P}_{tipo} = \bar{G}_{total} + \bar{Q}_{total} = 7,34 + 1,58 = 8,92 \text{ kN/m}$$

6.3 CÁLCULO DO CARREGAMENTO NA PAREDE DO PRIMEIRO PAVIMENTO

De acordo com o que foi apresentado no item 4.2, para a representação correta do efeito arco, pode-se analisar somente a parede do primeiro pavimento de alvenaria, considerando as demais paredes como sobrecarga. Dessa forma, como o edifício modelo apresenta 7 pavimentos em alvenaria, os 6 pavimentos acima do primeiro serão considerados como sobrecarga, logo o carregamento atuante na parede que será analisada (\bar{P}), do primeiro pavimento de alvenaria, é 6 vezes o carregamento total em um pavimento tipo, resultando no modelo apresentado na figura 34.

$$\bar{P} = 6 \cdot \bar{P}_{tipo} = 6 \cdot 8,92 = 53,52 \text{ kN/m}$$

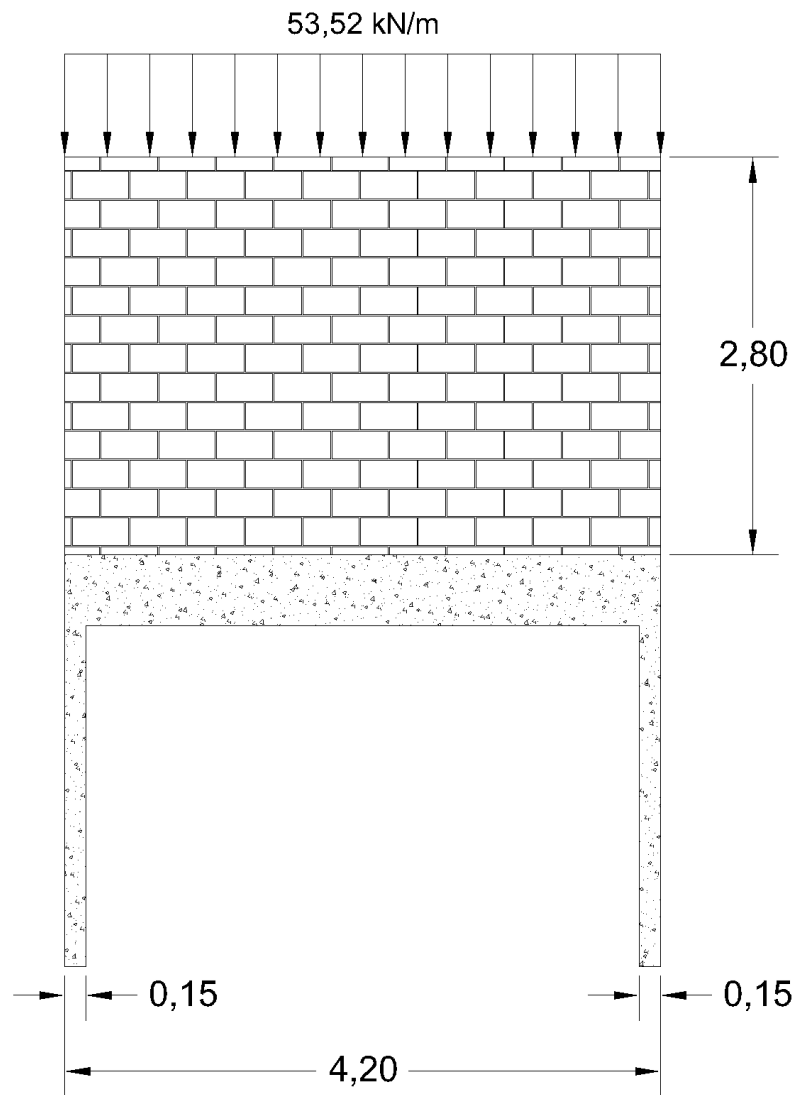


Figura 34 – Carregamento final do modelo em estudo.
(Fonte: O autor)

6.4 MODELO FINAL

Para o estudo do efeito arco, utilizando qualquer um dos métodos que serão apresentados, é necessário que o sistema parede x viga seja modelado como uma parede suportada por uma viga bi-apoiada. Como o vão efetivo da viga (L_{ef}) é menor do que o comprimento da parede, para efeitos da modelagem, a parede também será modelada com um vão menor. Da mesma forma, o mesmo modelo (Figura 35) será utilizado para o estudo em todos os métodos de abordagem, não gerando prejuízos em uma futura comparação. O vão efetivo da viga, e conseqüentemente da parede, é $L_{ef} = 4,05$ m

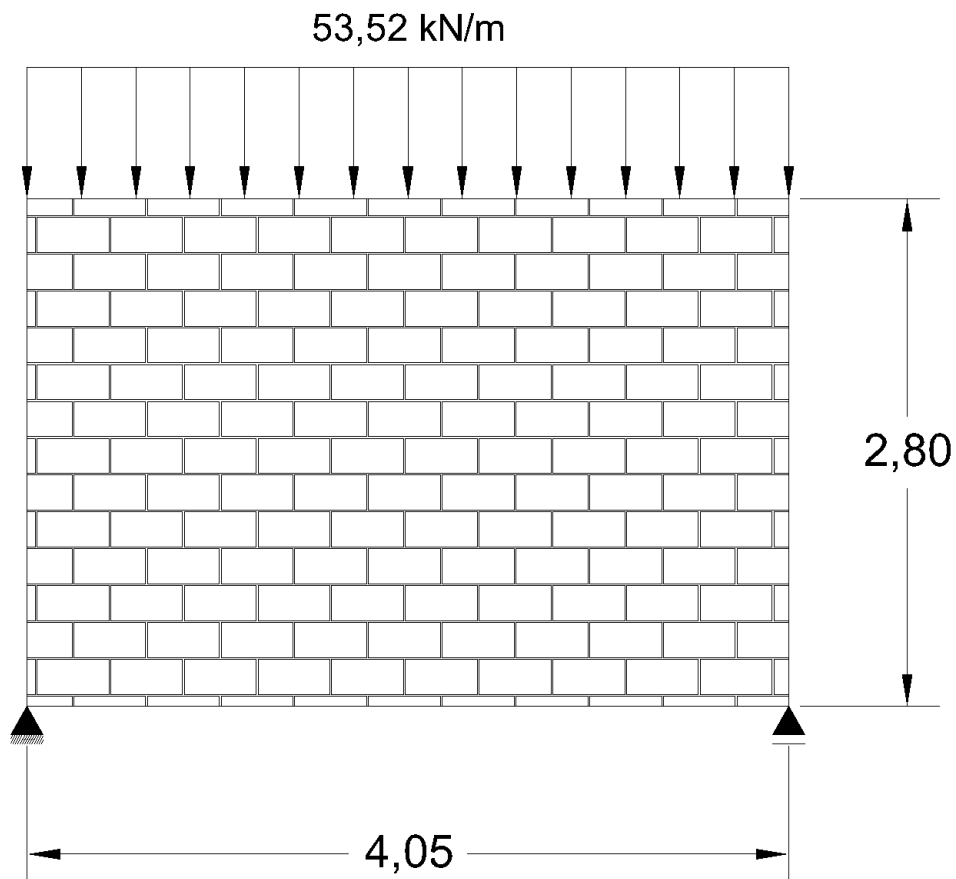


Figura 35 – Modelo final
(Fonte: O autor)

7 ANÁLISE DO MODELO

Nesse capítulo, será realizada a análise do modelo proposto de acordo com os métodos de abordagem apresentados no capítulo 5. Para tal análise, será necessária a determinação de alguns parâmetros para os cálculos dos esforços em que o sistema estará submetido, bem como algumas considerações importantes.

7.1 PARÂMETROS DO MODELO

Para a aplicação das fórmulas estudadas no capítulo 5 e para a entrada de dados do programa de análise em elementos finitos, que será utilizado posteriormente, é necessária a determinação de alguns parâmetros do modelo analisado.

7.1.1 Espessura da parede (t)

A espessura sem considerar o revestimento, que não atua na resistência da parede, é determinada pela largura do bloco assentado na posição de meia vez. Como mostrado no início do capítulo 5, o bloco utilizado é o da família 14x19x29 (dimensões em centímetros). Dessa forma, a largura resistente da parede em estudo é $t = 14$ cm.

7.1.2 Peso específico volumétrico da parede (γ_{vp})

A importância da determinação do peso específico volumétrico da parede se dá para a consideração do seu peso próprio na modelagem que será realizada utilizando o método dos elementos finitos. A forma aproximada que será utilizada aqui, é o cálculo do peso total (em kN) da parede, considerando os seus revestimentos, que nesse caso têm papel importante na adição de carga ao sistema, dividido pelo volume total da parede, que para efeitos de modelagem, será considerada com tendo espessura de 14 centímetros (como aqui será considerado os revestimentos, poderia se pensar que a espessura da parede deveria ser acrescida dos 1,5 centímetros de argamassa de cal, cimento e areia, e 0,5 centímetros do revestimento em gesso, mas será considerado, para efeito de simplificação da modelagem numérica, que os revestimentos somente contribuem para o acréscimo do peso específico da parede, e não da sua geometria).

$$\gamma_{vp} = \frac{(\gamma'_{par} \cdot H \cdot L_{ef}) + (\gamma_{gesso} \cdot H \cdot L_{ef} \cdot e_{gesso}) + (\gamma_{a,2} \cdot H \cdot L_{ef} \cdot e_{rev,2})}{H \cdot L_{ef} \cdot t}$$

$$\gamma_{vp} = \frac{(1,1) + (12,5 \cdot 0,005) + (19 \cdot 0,015)}{0,14} = 10,34 \text{ kN/m}^3$$

7.1.3 Módulo de elasticidade longitudinal da parede (E_p)

De acordo com a ABNT NBR 15812-1:2010 [17], o módulo de elasticidade longitudinal da parede de alvenaria estrutural de blocos cerâmicos pode ser estimado como sendo um múltiplo da resistência a compressão característica do prisma (f_{pk}).

$$E_p = 600 \cdot f_{pk} \quad (7.1)$$

onde:

f_{pk} = Resistência a compressão de um sistema formado por dois blocos de alvenaria estrutural, ligados por uma junta de argamassa, parâmetro que é utilizado para o dimensionamento de alvenaria estrutural.

A relação entre a resistência do prisma e a resistência do bloco é denominada fator de eficiência (η), e é determinado por:

$$\eta = \frac{f_{pk}}{f_{bk}} \quad (7.2)$$

A resistência à compressão do bloco deve ser determinada através de ensaios em laboratório, mas para efeito de projeto, ela pode ser estimada calculando-se a resistência à compressão necessária do prisma ($f_{pk,nec}$), que de acordo com a ABNT NBR 15812-1:2010 [17], é dado por:

$$f_{pk,nec} \geq \frac{\gamma_f \cdot \gamma_m \cdot N_k}{0,7 \cdot A} \left[1 - \left(\frac{H}{40 \cdot t} \right)^3 \right]^{-1} \quad (7.3)$$

onde:

$\gamma_f = 1,4 \Rightarrow$ Coeficiente de ponderação das ações.

$\gamma_m = 2,0 \Rightarrow$ Coeficiente de ponderação das resistências.

$N_k = 7 \cdot \bar{P}_{tipo} \cdot 4,05 = 7 \cdot 8,92 \cdot 4,05 = 252,88 \text{ kN} \Rightarrow$ Carga total da parede (referente a todos os pavimentos de alvenaria).

$A = 4,05 \cdot 0,14 = 0,567 \text{ m}^2 \Rightarrow$ Área da seção da parede contida em um plano horizontal.

Calculando o $f_{pk,nec}$:

$$f_{pk,nec} \geq \frac{1,4 \cdot 2 \cdot 252,88}{0,7 \cdot 0,567} \left[1 - \left(\frac{2,8}{40 \cdot 0,14} \right)^3 \right]^{-1}$$

$$f_{pk,nec} = 2038,86 \text{ kPa} = 2,04 \text{ MPa}$$

Admitindo um fator de eficiência de $\eta = 0,5$, pode-se calcular o valor do $f_{bk,nec}$ através da equação (7.2):

$$f_{bk,nec} = \frac{f_{pk,nec}}{0,5} = \frac{2,04}{0,5} = 4,08 \text{ MPa}$$

Será adotado um $f_{bk} = 6,0 \text{ MPa}$, dessa forma, fazendo o caminho inverso, pode-se calcular o valor do f_{pk} , novamente utilizando a equação (7.2):

$$f_{pk} = f_{bk} \cdot 0,5 = 6 \cdot 0,5 = 3,0 \text{ MPa}$$

Finalmente, pode-se estimar o módulo de elasticidade da parede, através da equação (7.1):

$$E_p = 600 \cdot f_{pk} = 600 \cdot 3 = 1800 \text{ MPa} = 1,8 \text{ GPa}$$

7.1.4 Coeficiente de Poisson da parede de alvenaria (ν_p)

O coeficiente de Poisson da parede de alvenaria, de acordo com a tabela 1 da ABNT NBR 15812-1:2010 [17], pode ser tomado como $\nu_p = 0,15$.

7.1.5 Módulo de elasticidade longitudinal do concreto armado (E_v)

O módulo de elasticidade longitudinal do concreto armado pode ser retirado da tabela 8.1 da ABNT NBR 6118:2014 [18], em função da resistência característica do concreto a compressão, que nesse trabalho será adotado como $f_{ck} = 30 \text{ MPa}$, resultando em $E_p = 27 \text{ GPa}$, considerando a utilização de granito como agregado graúdo.

7.1.6 Coeficiente de Poisson do concreto armado (ν_v)

O coeficiente de Poisson do concreto armado, de acordo com o item 8.2.9 da ABNT NBR 6118:2014 [18], pode ser tomado como $\nu_v = 0,2$.

7.2 ANÁLISE UTILIZANDO O MÉTODO ANALÍTICO

Nessa seção, o modelo proposto será analisado utilizando o método analítico proposto por Stafford Smith e Padrolin [12].

Para utilização desse método na consideração do efeito arco, a relação entre a parede e a viga, deve ser maior ou igual a 0,6. Calculando o valor da relação, temos:

$$\frac{H}{L} = \frac{2,8}{4,05} = 0,69 > 0,6$$

onde:

$$L = L_{ef} = 4,05 \text{ m}$$

Dessa forma, o modelo em questão pode ser analisado pelo método analítico.

7.2.1 Cálculo do parâmetro de rigidez relativa (K):

O parâmetro de rigidez relativa é calculado através da equação (5.1), utilizando os valores de parâmetros e a geometria do modelo:

$$K = \sqrt[4]{\frac{E_p \cdot t \cdot L^3}{E_v \cdot I_v}} = \sqrt[4]{\frac{1,8 \cdot 0,14 \cdot 4,05^3}{27 \cdot 0,0015625}} = 4,46$$

onde:

$$I_v = \frac{0,15 \cdot 0,5^3}{12} = 0,0015625 \text{ m}^4$$

7.2.2 Cálculo do comprimento de distribuição de tensões (l):

Calculado através da equação (5.2):

$$l = \frac{L}{K} = \frac{4,05}{4,46} = 0,91 \text{ m}$$

7.2.3 Cálculo da máxima tensão de compressão na parede (σ_p):

A tensão máxima de compressão na parede, que ocorre nas extremidades, próxima aos apoios, é calculada através da equação (5.3) em função de K .

$$\sigma_p = \frac{W \cdot K}{B \cdot L \cdot t} = \frac{53,52 \cdot 4,05 \cdot 4,46}{1 \cdot 4,05 \cdot 0,14} = 1704,99 \text{ kPa}$$

O fator B foi adotado como unitário, pois a recomendação do valor de 0,9 feita pelos autores, é considerada conservadora, e como um dos objetivos desse trabalho é a comparação entre métodos, uma abordagem conservativa não é interessante.

Parsekian e Moraes, recomendam ainda, a utilização de $B = 0,75$, de uma forma ainda mais conservadora [1] [7].

7.2.4 Cálculo do esforço Axial (Tração) presente na viga (T):

O esforço axial de tração presente na viga de concreto armado poder ser calculado através da equação (5.5):

$$T = \frac{W}{3} = \frac{53,52 \cdot 4,05}{3} = 72,25 \text{ kN}$$

7.2.5 Cálculo da tensão máxima de cisalhamento na interface parede x viga (τ_p):

A tensão máxima de cisalhamento na interface parede x viga, pode ser calculada utilizando a expressão (5.6):

$$\tau_p = \frac{2 \cdot W \cdot K}{3 \cdot L \cdot t} = \frac{2 \cdot 53,52 \cdot 4,05 \cdot 4,46}{3 \cdot 4,05 \cdot 0,14} = 1136,66 \text{ kPa}$$

7.2.6 Cálculo do momento máximo na viga (M_{max}):

O momento máximo atuante na viga, é calculado pela equação (5.7):

$$M_{max} = \frac{W \cdot L}{4} \sqrt[3]{\frac{1}{K^4}} = \frac{53,52 \cdot 4,05 \cdot 4,05}{4} \sqrt[3]{\frac{1}{4,46^4}} = 29,89 \text{ kN.m}$$

Parsekian e Moraes [1] [7] propõem ainda uma forma mais conservadora para a determinação do máximo momento fletor na viga, resultando no seguinte:

$$M_{max} = \frac{W \cdot L}{4 \cdot K} = \frac{53,52 \cdot 4,05 \cdot 4,05}{4 \cdot 4,46} = 49,21 \text{ kN.m}$$

7.3 ANÁLISE UTILIZANDO O MÉTODO GRÁFICO

Nessa seção, o modelo proposto será analisado utilizando o método gráfico proposto por Hendry et. al. [11].

Da mesma forma que o método analítico, a utilização desse método é condicionada pela relação $H/L \geq 0,6$. Como a análise será realizada com o mesmo modelo, essa condição já foi verificada, com $H/L = 0,69$.

7.3.1 Cálculo do parâmetro de rigidez relativa (R):

O parâmetro de rigidez relativa é calculado através da equação (5.8), utilizando os valores de parâmetros e a geometria do modelo:

$$R = \sqrt[4]{\frac{E_p \cdot t \cdot H^3}{E_v \cdot I_v}} = \sqrt[4]{\frac{1,8 \cdot 0,14 \cdot 2,8^3}{27 \cdot 0,0015625}} = 3,38$$

7.3.2 Cálculo do parâmetro de rigidez axial (K_1):

Calculado através da equação (5.9):

$$K_1 = \frac{E_p \cdot t \cdot H}{E_v \cdot A_v} = \frac{1,8 \cdot 0,14 \cdot 2,8}{27 \cdot 0,15 \cdot 0,5} = 0,348 \text{ m}$$

7.3.3 Cálculo da máxima tensão de compressão na parede (σ_p):

A tensão máxima de compressão na parede, que ocorre nas extremidades, próxima aos apoios, é calculada através da equação (5.10), onde o valor de C_1 é retirado do gráfico da figura 26, utilizando o valor de R e da relação H/L (Figura 36).

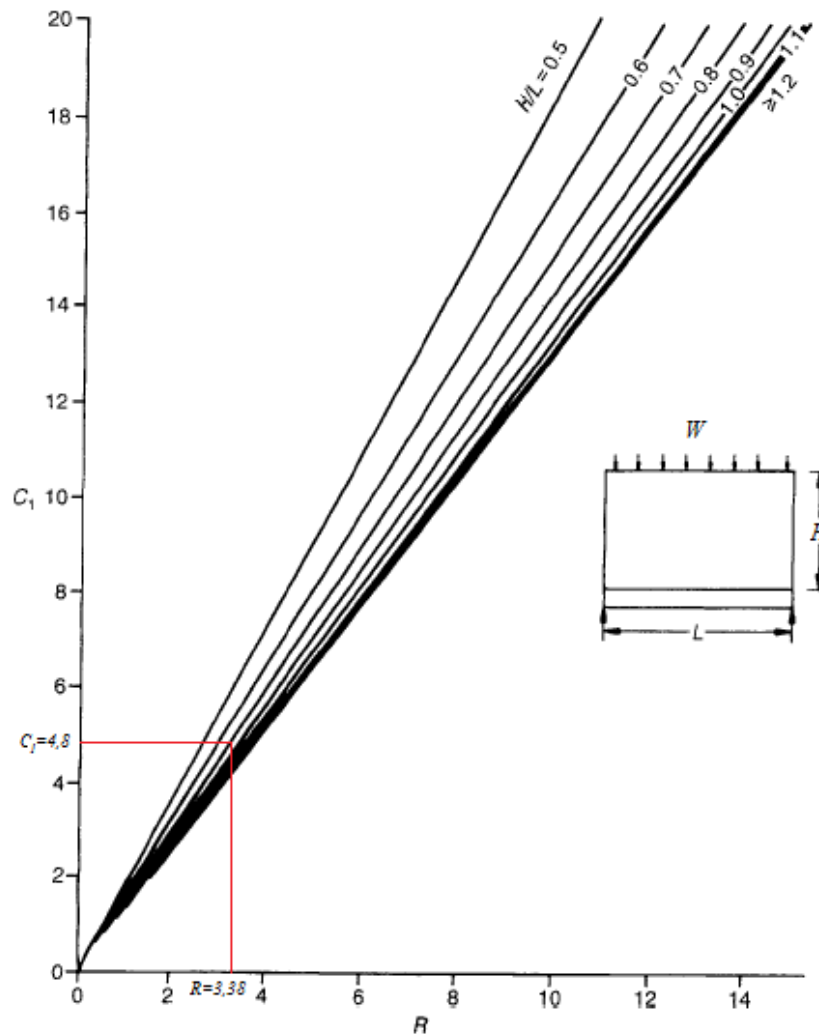


Figura 36 – Determinação de C_1
(Fonte: O autor - Adaptado Henry et. al. [11])

Obtido o valor de C_1 , calcula-se σ_p :

$$C_1 = 4,8 \Rightarrow \sigma_p = \frac{W}{L \cdot t} C_1 = \frac{53,52 \cdot 4,05}{4,05 \cdot 0,14} 4,8 = 1834,97 \text{ kPa}$$

7.3.4 Cálculo do esforço Axial (Tração) presente na viga (T):

Para o cálculo do esforço axial presente na viga, é necessária a determinação de C_2 através da figura 27 (Figura 37):

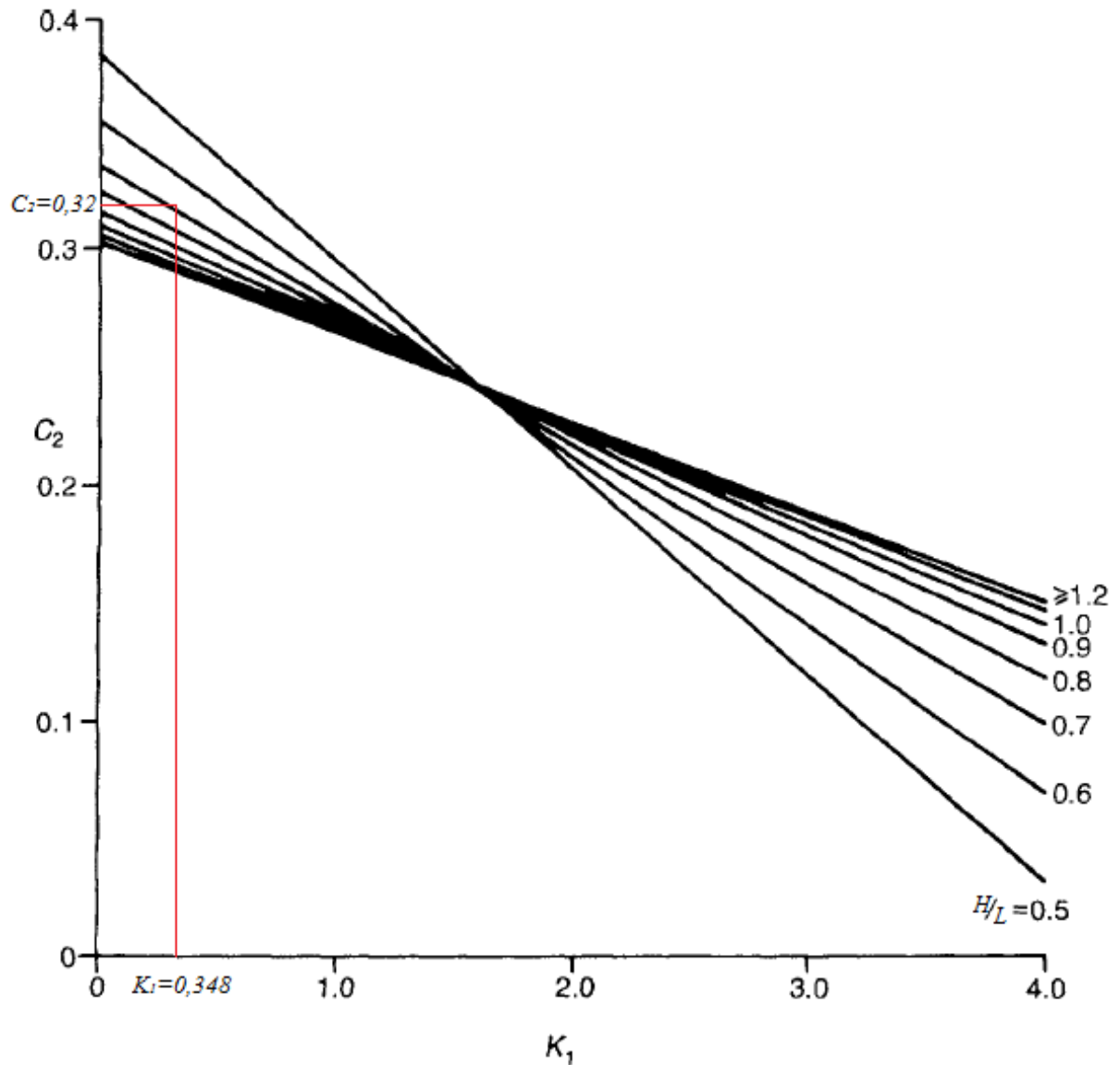


Figura 37 – Determinação de C_2
(Fonte: O autor - Adaptado de Henry et. al. [11])

Determinado o valor de C_2 , pode-se calcular T :

$$C_2 = 0,32 \Rightarrow T = W \cdot C_2 = T = 53,52 \cdot 4,05 \cdot 0,32 = 69,36 \text{ kN}$$

7.3.5 Cálculo da tensão máxima de cisalhamento na interface parede x viga (τ_p):

A tensão máxima de cisalhamento na interface parede x viga, pode ser calculada utilizando a expressão (5.12):

$$\tau_p = \frac{W}{L \cdot t} C_1 \cdot C_2 = \frac{53,52 \cdot 4,05}{4,05 \cdot 0,14} 4,8 \cdot 0,32 = 587,19 \text{ kPa}$$

7.3.6 Cálculo do momento máximo na viga (M_{max}):

O momento máximo atuante na viga, pode ser calculando utilizando o gráfico da figura 28 para $R = 3,38 < 5$, onde $h/L = 0,5/4,05 = 0,123$ (Figura 38):

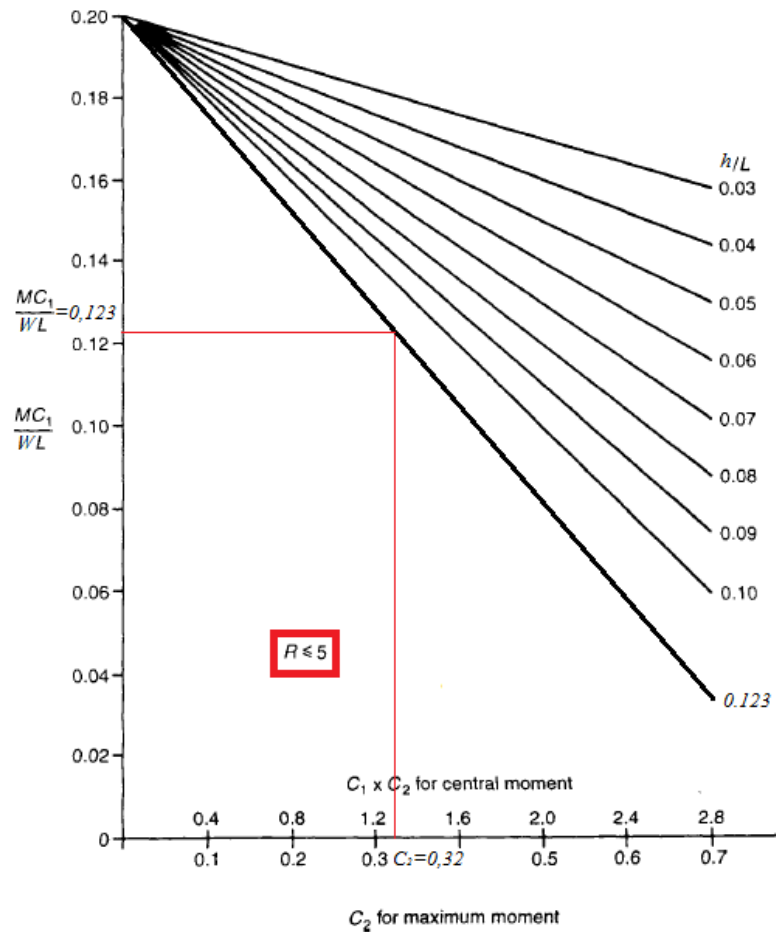


Figura 38 – Determinação do momento máximo na viga
(Fonte: O autor - Adaptado de Henry et. al. [11])

Do gráfico obtemos:

$$\frac{M \cdot C_1}{W \cdot L} = 0,123 \Rightarrow M_{max} = \frac{W \cdot L \cdot 0,123}{C_1} = \frac{53,52 \cdot 4,05 \cdot 4,05 \cdot 0,123}{4,8} = 22,49 \text{ kN.m}$$

7.4 ANÁLISE UTILIZANDO O MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS

A análise de uma estrutura utilizando o MEF deve ser estudada de forma criteriosa, pois é necessária a definição de parâmetros e concepções coerentes com o modelo a ser estudado, para que sua representação pelo método seja eficiente e simule o mais próximo possível a situação real.

A questão da concepção estrutural será abordada nesse item do trabalho, onde serão apresentados mais de um modelo estrutural, devido a dificuldade de se encontrar um modelo eficiente de uma maneira rápida.

Independentemente do modelo estudado, algumas considerações sobre a análise e os materiais utilizados devem ser tomadas:

- A alvenaria é considerada como material homogêneo (não há uma abordagem diferenciada na modelagem de blocos e argamassa, no entanto as características de ambos são consideradas na homogeneização);
- Tanto a alvenaria quanto o concreto armado são considerados isotrópicos (Se comportam de maneira semelhante em todas as direções);
- Análise linear.

A modelagem será realizada utilizando-se o programa SAP2000 (*Structural Analysis Program 2000*).

7.4.1 Modelo 1

No primeiro modelo, para a modelagem da parede será utilizado o elemento *SHELL*, presente na biblioteca do SAP2000. Esse elemento é utilizado para modelar cascas, membranas ou placas, em estruturas planas ou espaciais [19]. O elemento *SHELL* pode possuir formato triangular (3 nós) ou formato quadrilateral (4 nós), onde cada um de seus nós possuem 6 graus de liberdade (3 translações e 3 rotações) (Figura 39).

A geometria do elemento será retangular, com largura de 15 centímetros e altura de 10 centímetros, apresentando uma relação de 1,5. Os melhores resultados são obtidos com relação entre altura e largura do elemento próxima a unitária. Essa relação não deve exceder a 10 [19].

Para a modelagem da viga, será utilizado o elemento *FRAME* da biblioteca do programa (Figura 40). Esse elemento é utilizado para modelagem de barras de estruturas planas ou espaciais. A escolha desses elementos para a representação do modelo se dá

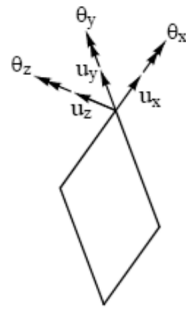


Figura 39 – GDL do nó do elemento *SHELL*
(Fonte: O autor - Adaptado de Almeida [19])

pelo fato de que o nó de ambos, apresentam seis graus de liberdade (GDL), eliminando a necessidade de criar um *link* entre elementos para a compatibilização dos GDL.

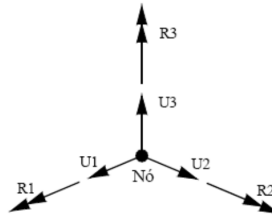


Figura 40 – GDL do nó do elemento *FRAME*
(Fonte: O autor - Adaptado de Almeida [19])

Após a análise linear do modelo estudado, utilizando os parâmetros citados no item 7.1, é possível visualizar o resultado da distribuição de tensões verticais na parede (Figura 41).

Pode-se perceber uma concentração de tensão muito elevada próxima ao nó onde se localiza o apoio. Essa tensão tem um valor bem maior do que as tensões máximas resultantes dos métodos analítico e gráfico apresentados anteriormente.

Verifica-se também, através do gradiente de coloração utilizado para representar valores de tensões, o surgimento do efeito arco na parede, onde há uma concentração de cargas próximo ao apoio e um alívio nas cargas no centro da parede. É possível perceber de forma qualitativa, apenas analisando a figura, o encaminhamento de cargas aos apoios.

7.4.2 Modelo 2

No modelo 2, é utilizado o elemento *SHELL* tanto para a representação da parede, quanto para a representação da viga, diferenciando os dois elementos apenas pelas propriedades geométricas e dos materiais que envolvem cada um.

Analisando a distribuição de tensões verticais na parede do modelo 2 (Figura 42), percebe-se que a concentração na parede, próxima ao apoio já não é tão acentuada quando

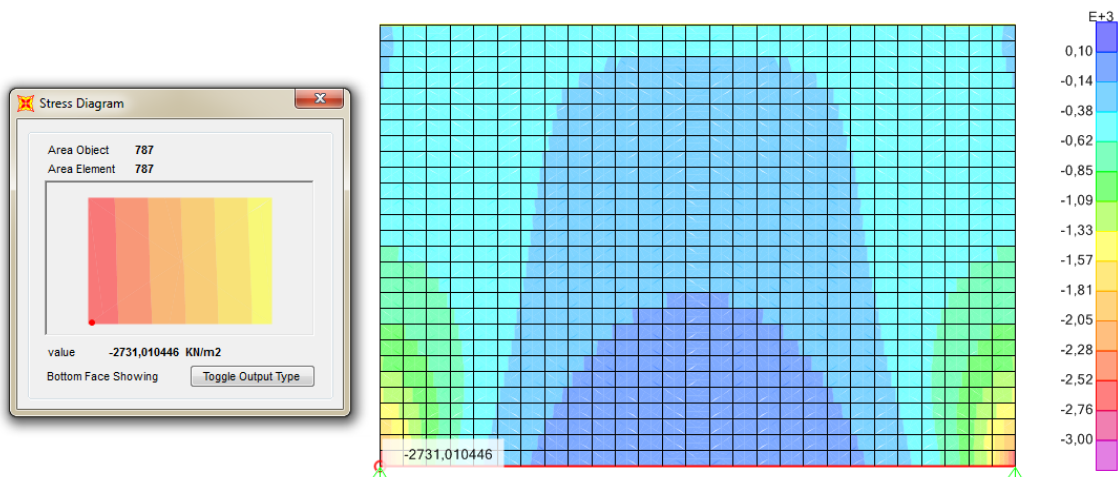


Figura 41 – Distribuição de tensões verticais na parede do Modelo 1
(Fonte: O autor - Extraído do SAP2000)

no modelo 1, e mostra um resultado um pouco menor do que o resultado dos modelos gráfico e analítico, o que era de se esperar, já que as expressões para o cálculo de esforços nesses modelos, são de forma geral, um tanto conservadoras.

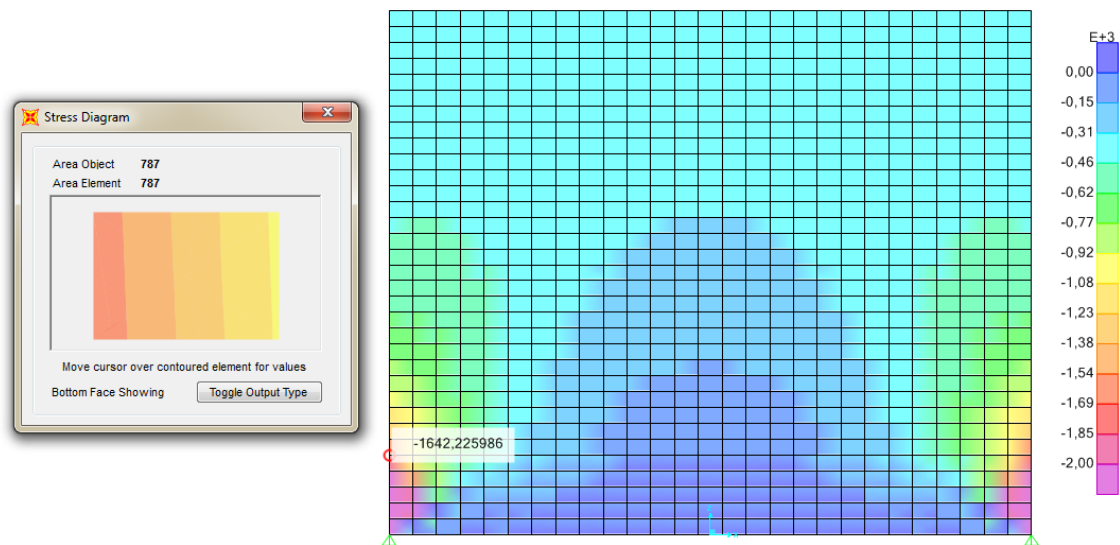


Figura 42 – Distribuição de tensões verticais na parede do Modelo 2
(Fonte: O autor - Extraído do SAP2000)

O inconveniente da adoção desse modelo para a comparação com os outros métodos, é que os métodos analisam a viga em termos de esforços e não de tensões. Para a comparação, seria necessário realizar cálculos para a obtenção de esforços a partir das tensões apresentadas, caminho inverso ao comumente utilizado, onde se calculam as tensões em um determinado elemento, através dos seus esforços solicitantes, seja para verificação das tensões admissíveis ou para dimensionamento.

7.4.3 Modelo 3

Nesse modelo, novamente é utilizado o elemento *FRAME* para a modelagem na viga. Mas para evitar a concentração exagerada de tensões próximas ao nó do apoio, é criada um elemento de chapa metálica, com módulo de elasticidade longitudinal de 200 GPa, de 10 centímetro de altura e 15 centímetros de largura (largura do pilar de apoio), tentando representar o modelo de ensaios experimentais utilizados para o estudo do efeito arco.

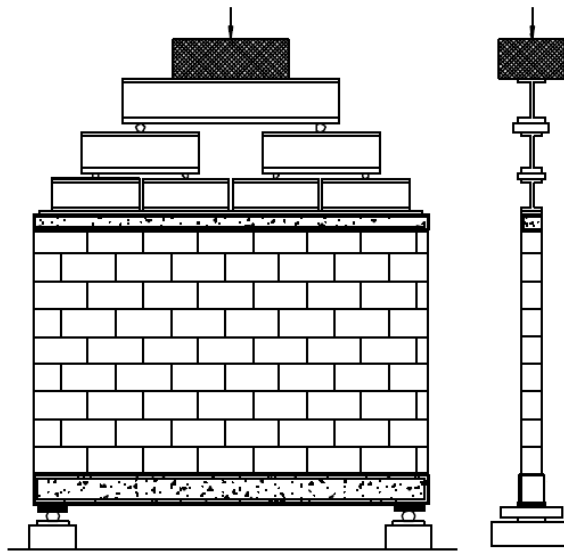


Figura 43 – Modelo experimental para ensaio de sistema parede x viga
(Fonte: Adaptado de Barbosa [6])

A figura 44 mostra a distribuição de tensões verticais na parede do modelo 3. Em relação ao modelo 1, a concentração de tensões é ligeiramente menor próximo ao apoio.

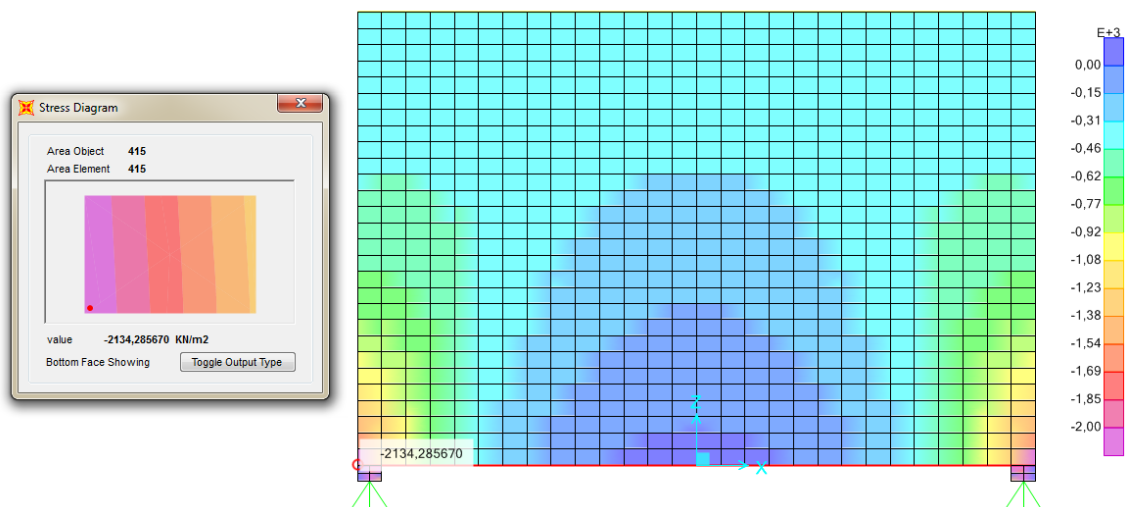


Figura 44 – Distribuição de tensões verticais na parede do Modelo 3
(Fonte: O autor - Extraído do SAP2000)

No entanto, ao analisar o diagrama de momentos fletores na viga (Figura 45), percebe-se que a chapa metálica faz com que ocorra uma continuidade próximo aos apoios (Figura 44). Como os métodos analítico e gráfico trabalham com vigas perfeitamente rotuladas nas extremidades, essa continuidade é incoerente a título de comparação.

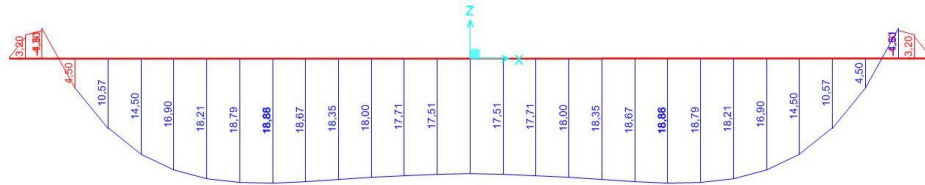


Figura 45 – Diagrama de momentos fletores da viga do modelo 3
(Fonte: O autor - Extraído do SAP2000)

7.4.4 Modelo 4

Para evitar que ocorra a continuidade apresentada no modelo 3, são adicionadas duas rótulas na viga nos nós interiores do vão livre próximo das placas metálicas, simulando a criação de uma rótula plástica que ocorre com a fissuração da viga na região do apoio. Dessa forma, a viga passa a trabalhar de forma bi-apoiada, com as extremidades completamente rotuladas, aproximando assim dos modelos realizados nos métodos gráfico e analítico.

O resultado da distribuição de tensões verticais na parede é mostrado na figura 46, onde pode-se observar que a concentração de carga próxima aos apoios é ligeiramente reduzida em relação aos outros modelos, mostrando certa coerência, onde o método dos elementos finitos apresenta resultados mais próximos da realidade, sem considerações conservadoras.

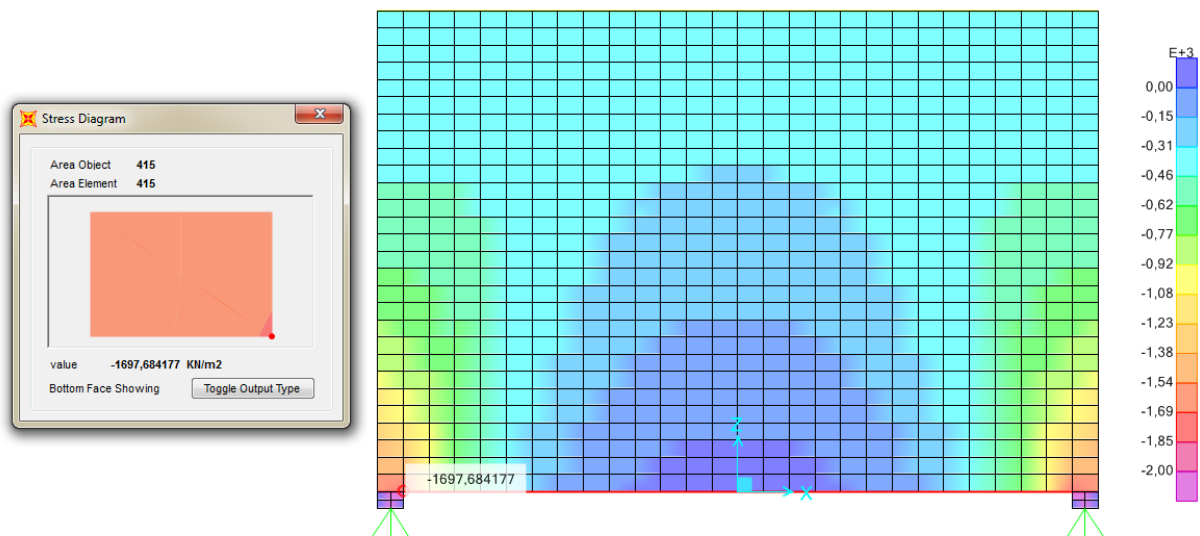


Figura 46 – Distribuição de tensões verticais na parede do Modelo 4
(Fonte: O autor - Extraído do SAP2000)

Ao analisar o diagrama de momentos fletores da viga (Figura 47), é possível perceber que o momento negativo devido a continuidade apresentada no modelo 3 não ocorre mais, acarretando num aumento nos valores dos momentos positivos ao longo da viga, valores esses muito próximos aos valores encontrados nos métodos de abordagem anteriores.

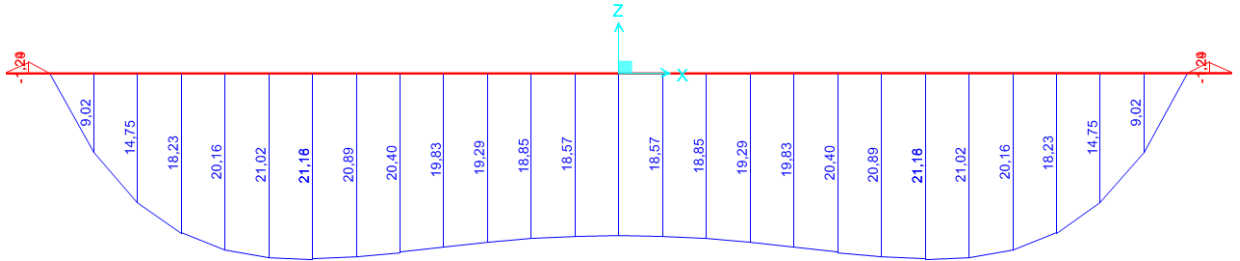


Figura 47 – Diagrama de momentos fletores da viga do modelo 4
(Fonte: O autor - Extraído do SAP2000)

Dessa forma, conclui-se que o modelo 4 é o que apresenta um comportamento mais próximo daquilo que foi previsto pelos métodos gráfico e analítico, sendo então utilizado para uma comparação.

7.4.5 Definição dos esforços e tensões solicitantes pelo MEF

7.4.5.1 Máxima tensão de compressão na parede (σ_p):

Através da figura 46, é possível visualizar o valor da máxima tensão de compressão na parede, que ocorre próxima ao apoio:

$$\sigma_p = 1697,68 \text{ kPa}$$

7.4.5.2 Esforço Axial (Tração) presente na viga (T):

Para que haja esforço axial na viga e ela se comporte como um arco atirantado, é necessário que os apoios não impeçam completamente a translação das extremidades da viga. Dessa forma, a melhor maneira de se modelar esse problema, seria a consideração de um apoio que impedisse apenas a translação vertical.

O problema dessa consideração é que no modelo real, como esse movimento nunca é totalmente livre, não seria adequado uma modelagem dessa maneira. Assim, não será determinado o esforço axial na viga pelo método dos elementos finitos.

7.4.5.3 Tensão máxima de cisalhamento na interface parede x viga (τ_p):

Da figura 48, pode-se determinar a máxima tensão de cisalhamento na interface parede x viga:

$$\tau_p = 517,23 \text{ kPa}$$

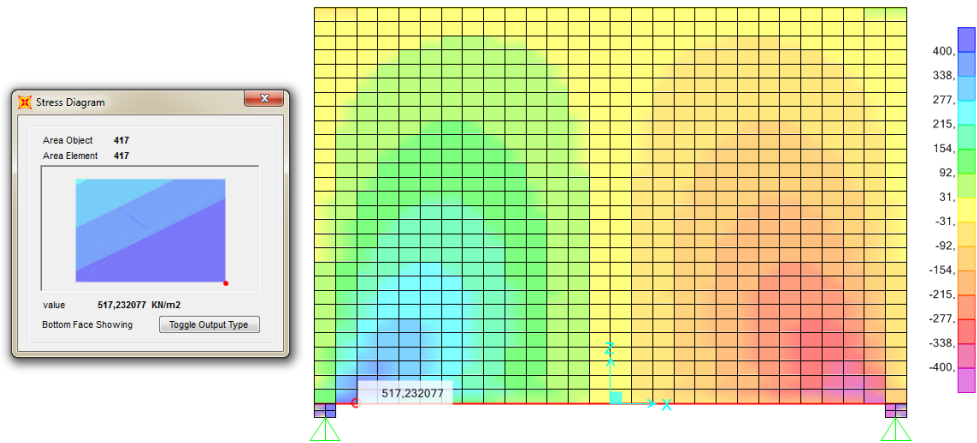


Figura 48 – Distribuição de tensões cisalhantes horizontais na parede do modelo 4
(Fonte: O autor - Extraído do SAP2000)

7.4.5.4 Momento máximo na viga (M_{max}):

O momento fletor máximo na viga, pode ser determinado através da figura 47:

$$M_{max} = 21,18 \text{ kN.m}$$

Vale salientar que o máximo momento fletor, conforme esperado, não ocorre no centro do vão, evidenciando a ocorrência do efeito arco.

7.5 COMPARAÇÃO ENTRE OS MÉTODOS

Após os cálculos e determinações dos esforços e tensões obtidas pelos diferentes métodos de abordagem do efeito arco, apresenta-se na tabela 2, os resultados encontrados:

Tabela 2 – Valores de tensões e esforços obtidos pelos métodos utilizados

Método de Abordagem	σ_p (kPa)	T (kN)	τ_p (kPa)	M_{max} (kN.m)
Analítico	1704,99	72,25	1136,66	29,89
Gráfico	1834,97	69,36	587,19	22,49
MEF	1697,68	NA	517,23	21,18

8 INFLUÊNCIA DA RIGIDEZ DA VIGA NA ANÁLISE DO EFEITO ARCO

Com o objetivo de analisar a influência do aumento da rigidez da viga, a estrutura utilizada no modelo 4, será novamente modelada com um aumento na altura da viga.

A viga do modelo 4 apresenta seção de 15x50, e a sua distribuição de tensões pode ser vista na figura 49.

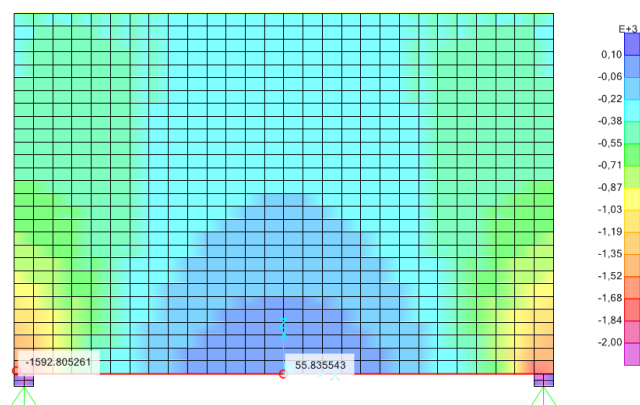


Figura 49 – Distribuição de tensões verticais na parede do Modelo 4 (viga 15x50)
(Fonte: O autor - Extraído do SAP2000)

É possível visualizar que, além da concentração de cargas próximo aos apoios, a parede apresenta tensões verticais de tração no meio do vão, evidenciando a distribuição de tensões se aproximando do apoio, e a ocorrência do efeito arco.

A modelagem da viga com uma altura de 15x100 (Figura 50), aumentando sua inércia e conseqüentemente a sua rigidez, faz com que as tensões se distribuam mais uniformemente.

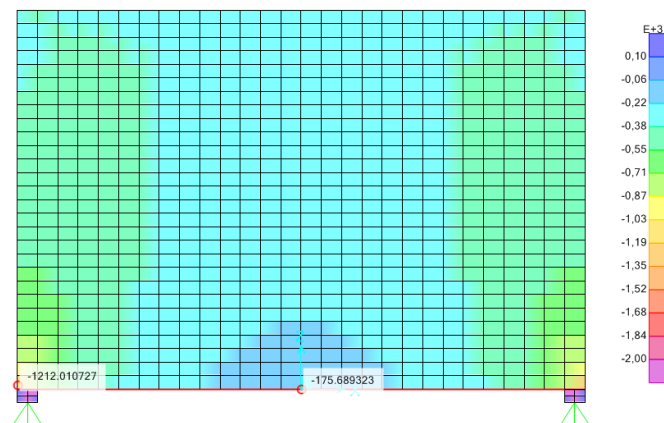
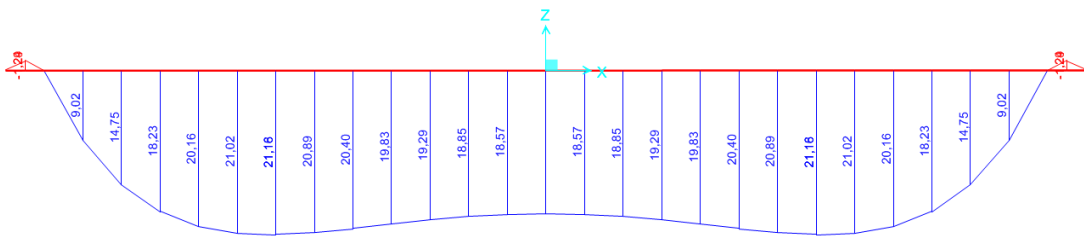


Figura 50 – Distribuição de tensões verticais na parede sob viga de 15x100
(Fonte: O autor - Extraído do SAP2000)

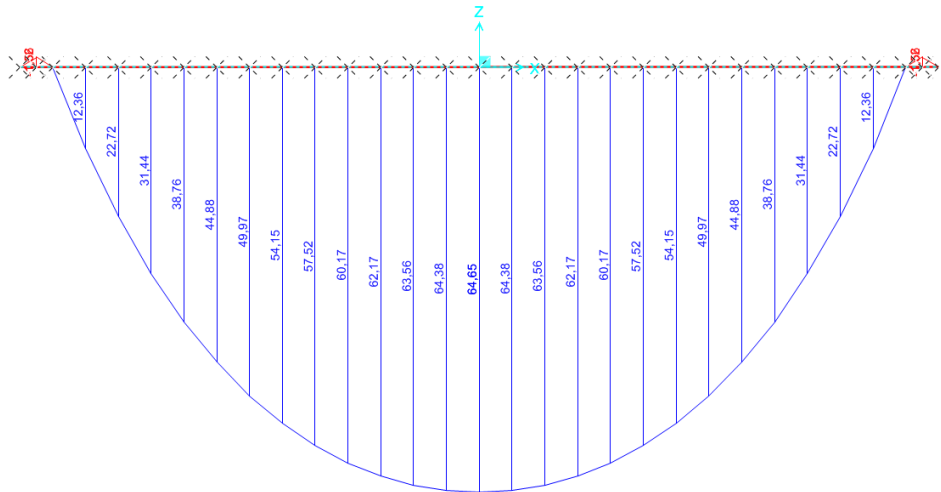
Esse aumento, não elimina totalmente a ocorrência do efeito arco, mas a medida que a rigidez da viga aumenta, mais uniforme é a distribuição de tensões que ocorre na parede.

Em relação aos momentos fletores (Figura 51), percebe-se que ao aumentar a rigidez da viga, aumentando a altura da sua seção, o diagrama de momento fletor apresenta formato parabólico, o que indica uma maior uniformidade da distribuição de tensões em relação a viga mais flexível.

Além disso, pode-se perceber também, um aumento nos valores de momentos fletores.



(a) Diagrama de momentos fletores da viga 15x50



(b) Diagrama de momentos fletores da viga 15x100

Figura 51 – Comparação do diagramas de momentos fletores das vigas com diferentes rigidezes

(Fonte: O autor - Extraído do SAP2000)

9 INFLUÊNCIA DA ABERTURA DE VÃOS NA OCORRÊNCIA DO EFEITO ARCO

Um grande viés da utilização dos métodos simplificados para o estudo da ocorrência do efeito arco, é o fato de que eles não consideram aberturas nas paredes. Como, nas construções de hoje em dia, é raro que não haja abertura de portas e/ou janelas, isso se torna um problema.

Uma forma de analisar esse tipo de sistema parede x viga com a inserção de aberturas, é a utilização do método dos elementos finitos.

Para exemplificar esse estudo, a parede do modelo 4 é modelada com uma abertura de portal central de 60 x 210 centímetros (Figura 52) e uma abertura de porta de canto com as mesmas dimensões (Figura 53).

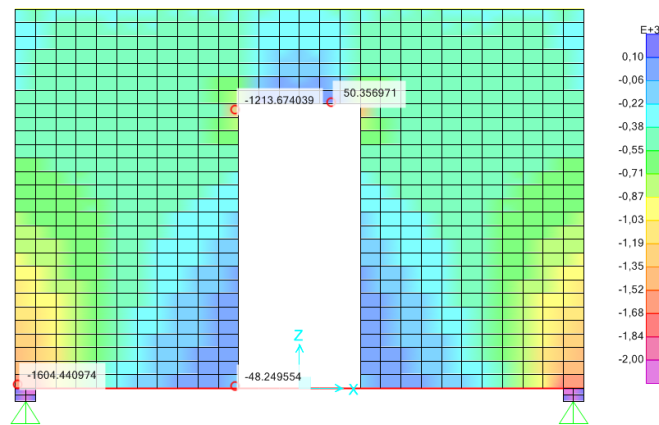


Figura 52 – Distribuição de tensões verticais na parede do modelo 4 com abertura de porta central

(Fonte: O autor - Extraído do SAP2000)

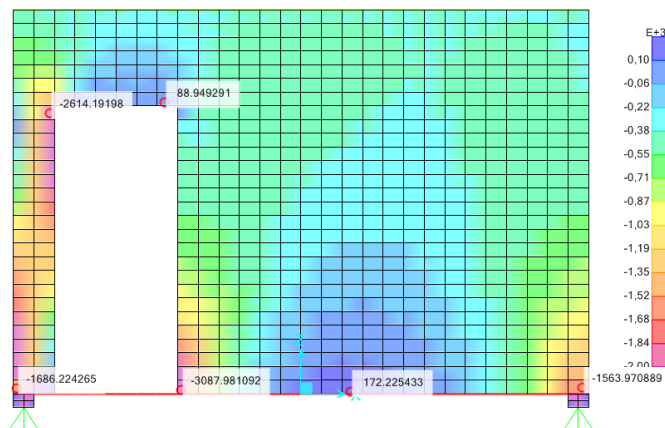


Figura 53 – Distribuição de tensões verticais na parede do modelo 4 com abertura de porta de canto

(Fonte: O autor - Extraído do SAP2000)

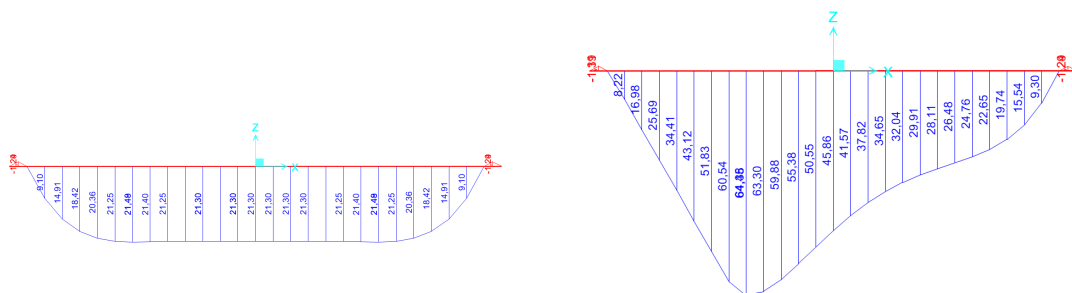
Na abertura com porta central (Figura 52), percebe-se que ainda ocorrem as concentrações de tensões na extremidade através do gradiente de coloração escolhido para determinar as curvas de isotensões, isto é, há ainda uma tendência de ocorrência do efeito arco.

Surgem ainda tensões nas periferias da porta, tanto de compressão dos lados, quanto tensões de tração na parte superior da porta. Essas concentrações de tensões na periferia, sugerem cuidados na execução de aberturas de portas, como a utilização de vergas na parte superior da porta, comumente utilizadas na construção civil.

A parede com abertura de canto, sugere uma distribuição de tensões um pouco mais complexa, devido a falta de simetria na geometria do sistema. No canto contrário a abertura, a concentração de tensões é semelhante àquela encontrada, tanto para a parede sem abertura, quanto para a parede com abertura central. As tensões na periferia da porta também são acentuadas, destacando-se a elevada concentração de tensões verticais no canto esquerdo da porta, próxima aos apoios, implicando em um maior rigor no dimensionamento da parede nessa região.

Em termos de momentos fletores, conforme observa-se na figura 54.a, a parede com abertura central tem um diagrama muito semelhante ao diagrama da figura 47, indicando que a inserção de uma abertura central na parede, pouco influencia nos esforços solicitantes da viga.

Por outro lado, da figura 53.b, a parede com abertura de canto apresenta um diagrama de momentos fletores mais complexo, com forma indefinida, e com elevados momentos na região direita abaixo da porta, o que acarretará em uma maior taxa de armadura nessa região.



(a) Diagrama de momentos fletores da viga com abertura de porta central (b) Diagrama de momentos fletores da viga com abertura de porta de canto

Figura 54 – Comparação do diagramas de momentos fletores das vigas com diferentes aberturas

(Fonte: O autor - Extraído do SAP2000)

10 CONSIDERAÇÕES FINAIS

10.1 CONCLUSÕES

- Os métodos gráfico e analítico apresentam resultados próximos ao método dos elementos finitos com uma abordagem ligeiramente conservadora;
- A tensão de cisalhamento na interface parede x viga, determinada através do método analítico, apresenta valor muito elevado, podendo ser considerada muito conservadora;
- O momento máximo apresentado por Parsekian e Moraes [1] [7] apresenta resultados bem conservadores, com aumento em torno de 70% do valor determinado pela equação proposta por Stafford Smith e Padrolin [12];
- A aplicação do método dos elementos finitos em uma modelagem numérica permite a análise do efeito arco de forma rápida e precisa, desde que o modelo utilizado seja adequado;
- A grande dificuldade na utilização do MEF é a escolha do modelo, de forma a representar da melhor maneira possível a estrutura real, destacando a importância que tem o conhecimento de análise estrutural na hora de realizar projetos. O computador, por mais que ajude o profissional, não faz o trabalho sozinho;
- A concentração de tensões nas extremidades das paredes submetidas ao efeito arco, indica a necessidade de uma atenção especial no dimensionamento da parede, onde uma alternativa seria a utilização de grauteamento da alvenaria nessa região ou a utilização de blocos com resistência maior nas paredes do primeiro pavimento;
- Por outro lado, o alívio de tensões na região central faz com que a viga seja submetida a menores esforços, podendo gerar uma economia de aço e concreto e permitindo seções menores;
- Há uma indicação de que a abertura de vãos na região central não influencia de maneira significativa no diagrama de momentos fletores na viga, podendo dessa forma, utilizar os métodos simplificados para a avaliação dos esforços na viga;
- A abertura de vãos no canto das paredes induz a uma distribuição de tensões e diagrama de momentos fletores irregulares na viga, indicando a necessidade de uma análise mais elaborada nesse caso.

10.2 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

- Realizar uma análise mais aprofundada das condições de contorno do modelo em elementos finitos para a determinação do esforço axial ao qual a viga será submetida;
- Aplicar o método dos elementos finitos para análise de mais tipos de aberturas, como por exemplo, janelas;
- Estudar a parede como um material não homogêneo, diferenciando os blocos e a argamassa na discretização do modelo em elementos finitos;
- Analisar a ocorrência do efeito arco em vigas contínuas através do uso do MEF, e seus resultados;
- Realizar análises mais aprofundadas considerando, para efeito de cálculo, os possíveis esforços horizontais que a estrutura pode estar submetida.

REFERÊNCIAS

- [1] PARSEKIAN, G.A.; SOARES, M.M. **Alvenaria Estrutural em blocos cerâmicos: projeto, execução e controle**. São Paulo: O Nome da Rosa, 2010. 238p.
- [2] RAMALHO, M.A.; CORRÊA, M.R.S. **Projeto de edifícios de Alvenaria Estrutural**. São Paulo: PINI, 2003. 174p.
- [3] PARSEKIAN, G.A.; HAMID, A.H.; DRYSDALE, R.G. **Comportamento e dimensionamento de Alvenaria Estrutural**. São Carlos: EduFSCar, 2012. 625p.
- [4] MCKENZIE, W.M.C. **Design of Structural Masonry**. Edinburgh: Palgrave, 2001. 267p.
- [5] NUNES, P.C.C. **Teoria do arco de alvenaria: Uma Perspectiva Histórica**. 2009. 160f. Dissertação (Mestrado). Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 2009.
- [6] BARBOSA, C.P. **Estudo da interação de paredes de alvenaria estrutural com vigas de concreto armado**. 2000. 128f. Dissertação (Mestrado). Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2008.
- [7] MORAES, R.S.; SERAFIM, J.A.; PARSEKIAN, G.A. **Estudo paramétrico do efeito arco em alvenaria sobre vigas de concreto através de modelagem numérica**. In: 53º Congresso Brasileiro do Concreto, 2011, Florianópolis. 53º Congresso Brasileiro do Concreto. São Paulo: Instituto Brasileiro do Concreto, 2011. v.1. p. 1-16.
- [8] PAES, M.S. **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**. 2008. 163f. Dissertação (Mestrado). Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2008.
- [9] SILVA, T.F.T. da; RAMALHO, M.A. ; CORRÊA, M.R.S. **Interação Alvenaria Estrutural - Concreto Armado**. Prisma (São Paulo), Brasil, v.17. p. 39-43. 2005.
- [10] WOOD, R.H.; SIMMS, L.G. **A tentative design method for the composite action of heavily loaded brick panel walls supported on reinforced concrete beams**. Building Research Station, 1969. *apud* HENDRY, A.W.; SINHA, B.P.; DAVIES, S.R. **Design of masonry structures**. 3rd. ed. London: E & FN SPON, 2004. p. 154-165.
- [11] HENDRY, A.W.; SINHA, B.P.; DAVIES, S.R. **Design of masonry structures**. 3rd. ed. London: E & FN SPON, 2004. p. 154-165.
- [12] STAFFORD, S.B.; PRADOLIN, L. **Composite design method for masonry walls on concrete beams**. Canadian Journal of Civil Engineering. Vancouver. v.10. p. 337-349. 1983.
- [13] STAFFORD, S.B.; PRADOLIN, L.; RIDDINGTON, J.R. **Composite design method for masonry walls on steel beams**. Canadian Journal of Civil Engineering. Vancouver. v.9. p. 96-106. 1982. *apud* STAFFORD, S.B.; PRADOLIN, L.

- Composite design method for masonry walls on concrete beams.** Canadian Journal of Civil Engineering. Vancouver. v.10. p. 337-349. 1983.
- [14] ALVES FILHO, A. **Elementos Finitos: A Base da Tecnologia CAE.** São Paulo: Érica, 2000. 292p.
- [15] SORIANO, H.L. **Método de Elementos Finitos em Análise de Estruturas.** São Paulo: Edusp, 2002. 578p.
- [16] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6120:** Cargas para o cálculo de estruturas de edificações. Rio de Janeiro, 1980
- [17] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 15812-1:** Alvenaria estrutural - Blocos cerâmicos. Parte 1: Projetos. Rio de Janeiro, 2010
- [18] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6118:** Projeto e execução de obras de concreto armado. Rio de Janeiro, 2014
- [19] ALMEIDA, D.G.C. **Análise comparativa de deslocamentos e esforços solicitantes de um edifício alto através de modelos estruturais distintos pelo MEF.** 2009. 152f. Dissertação (Mestrado). Programa de Pós Graduação em Engenharia de Estruturas, Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, 2009.
- [20] DAVIES, S.R.; AHMED, A.E. **An approximate method for analysing composite walls/beams.** In: International symposium on load-bearing brickwork, British Ceramic Society, London. p. 305-320. 1977.
- [21] BORGES, L.F. **Estudo de caso sobre fundações para edifícios em alvenaria estrutural.** 2012. 87f. Monografia (Graduação). UFSCar, São Carlos, 2012.

ANEXO A – DETALHES DO MODELO PROPOSTO

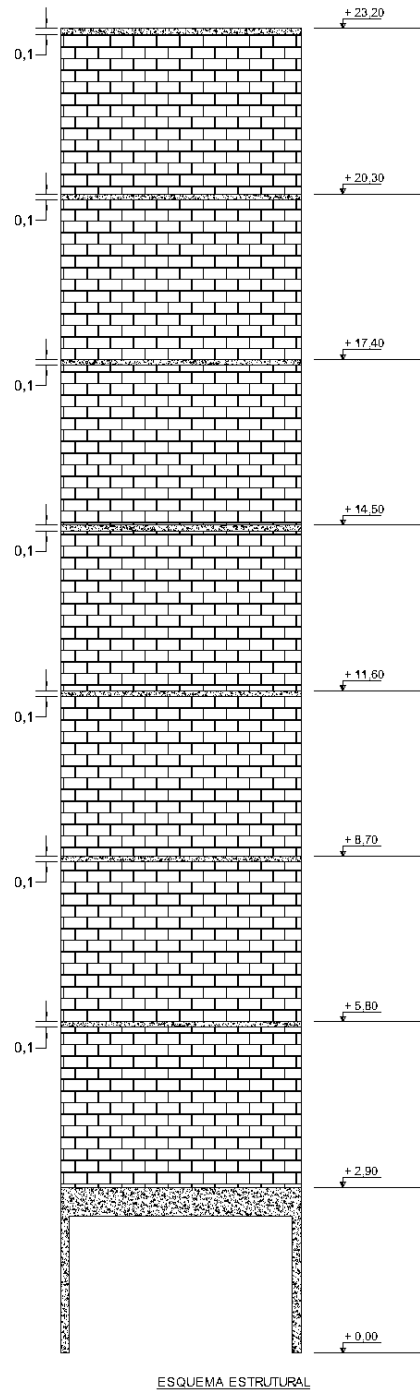
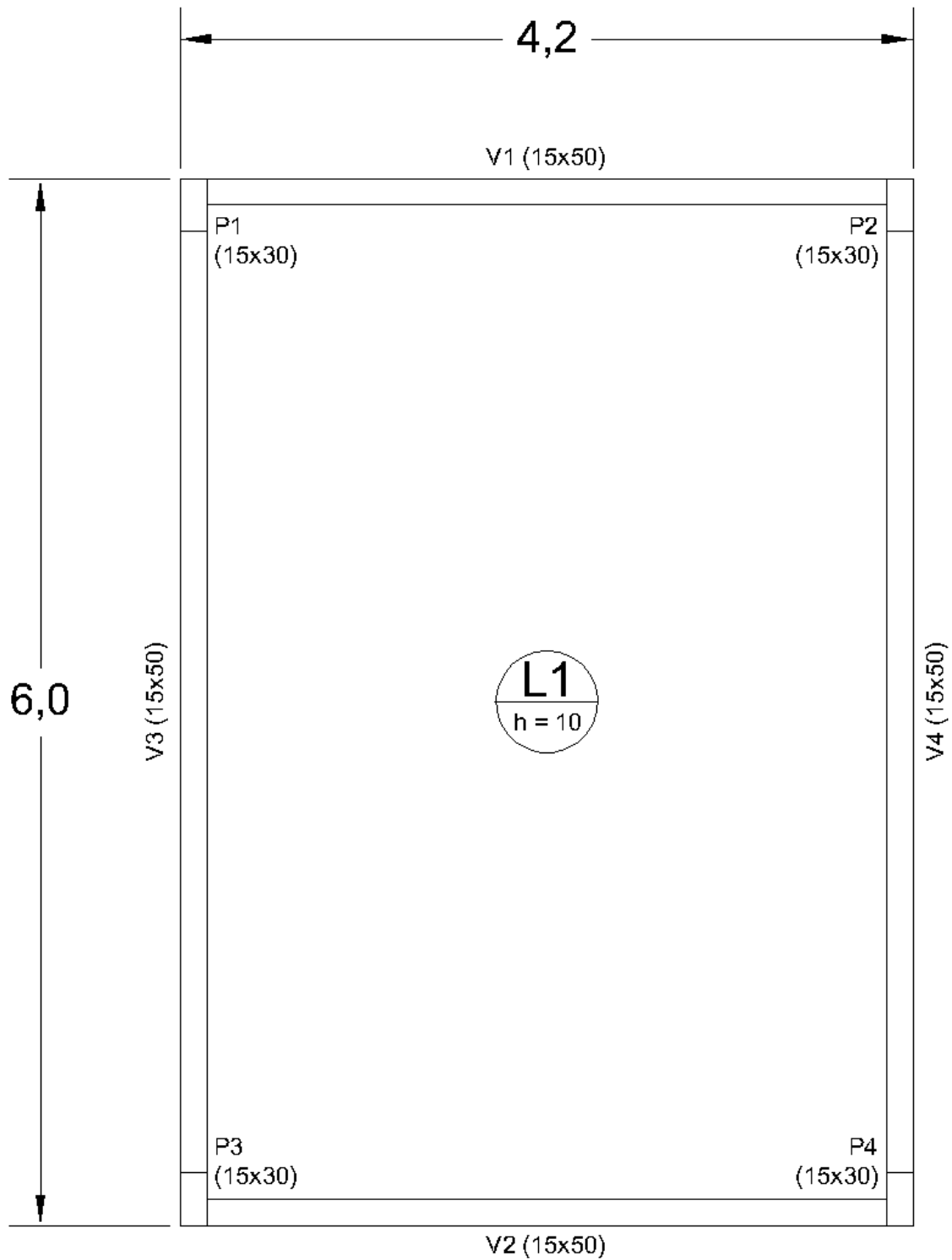
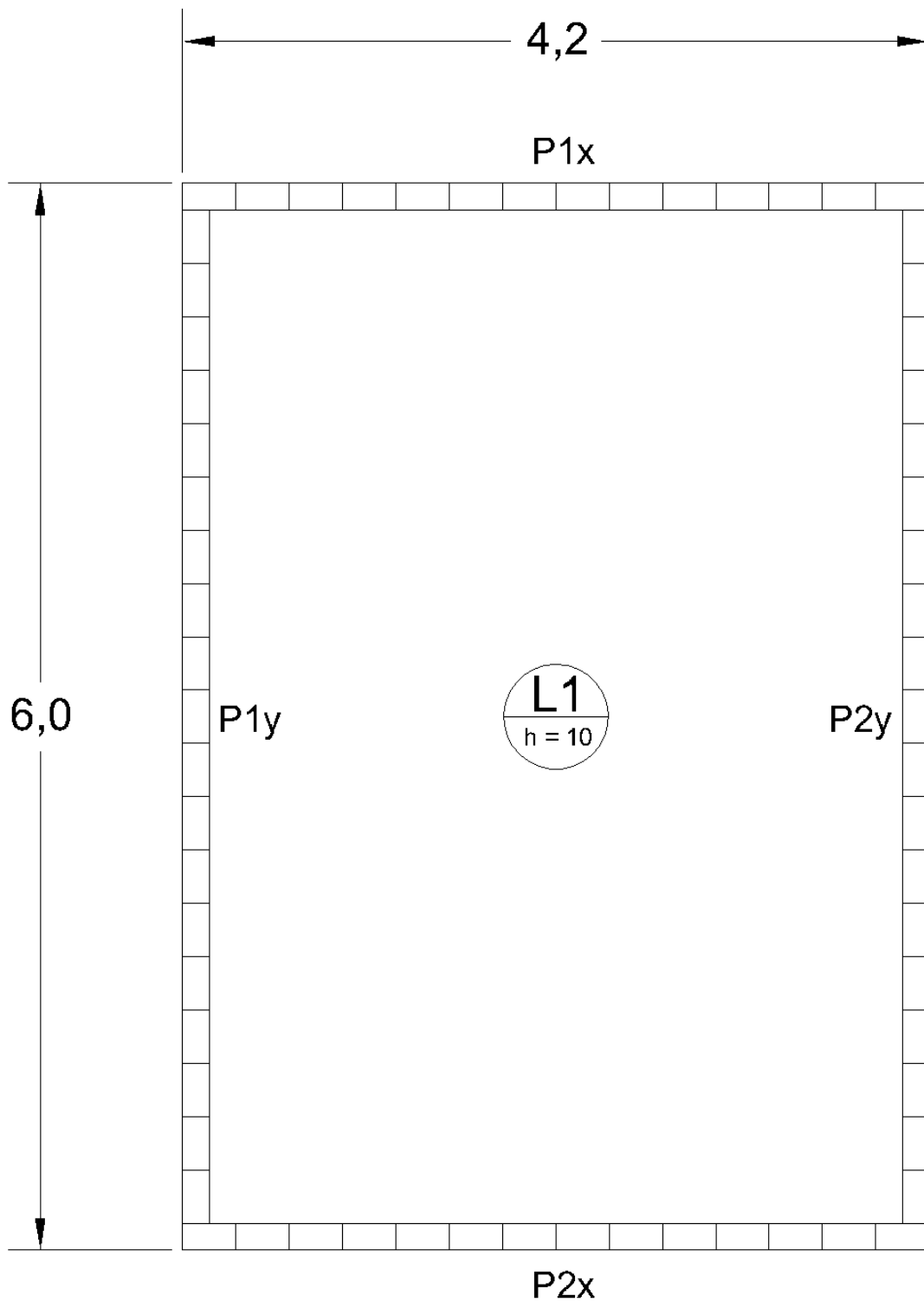


Figura 55 – Esquema estrutural do edifício
(Fonte: O autor)



PLANTA DE FORMA DO PAVIMENTO PILOTIS

Figura 56 – Planta de forma do pavimento pilotis
(Fonte: O autor)



PLANTA DE PAGINAÇÃO DO PAVIMENTO TIPO

Figura 57 – Planta de modulação da primeira fiada do pavimento tipo em alvenaria estrutural

(Fonte: O autor)

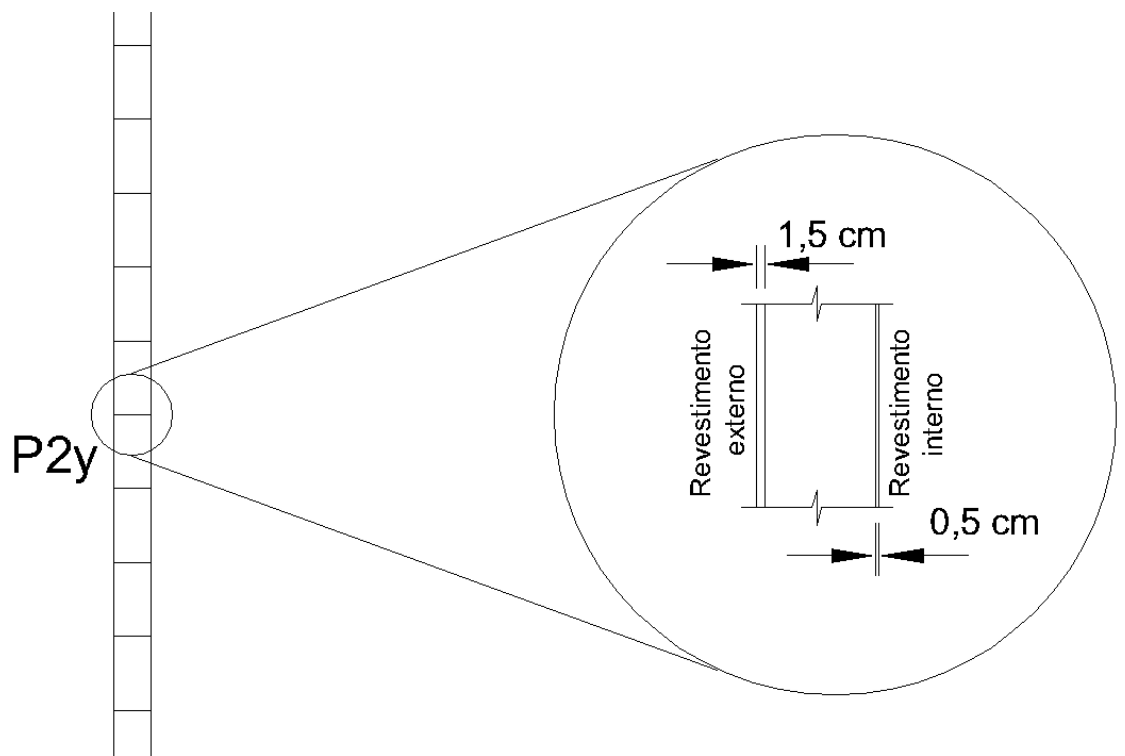


Figura 58 – Detalhe dos revestimentos das paredes (interno e externo)
(Fonte: O autor)