

VALMIRO QUÉFREN GAMELEIRA NUNES

Análise estrutural de edifícios de paredes de concreto armado

(VERSÃO CORRIGIDA)

O exemplar de defesa encontra-se disponível no Serviço de Pós-Graduação da EESC

Dissertação apresentada à Escola de Engenharia de São Carlos, da Universidade de São Paulo, como parte dos requisitos necessários à obtenção do título de Mestre em Engenharia de Estruturas.

Orientador: Prof. Assoc. Márcio Roberto Silva Corrêa

SÃO CARLOS - SP
2011

AUTORIZO A REPRODUÇÃO E DIVULGAÇÃO TOTAL OU PARCIAL DESTE TRABALHO, POR QUALQUER MEIO CONVENCIONAL OU ELETRÔNICO, PARA FINS DE ESTUDO E PESQUISA, DESDE QUE CITADA A FONTE.

Ficha catalográfica preparada pela Seção de Tratamento
da Informação do Serviço de Biblioteca – EESC/USP

N972a Nunes, Valmiro Quéfren Gameleira
Análise estrutural de edifícios de paredes de concreto armado / Valmiro Quéfren Gameleira Nunes ; orientador Márcio Roberto Silva Corrêa. -- São Carlos, 2011.

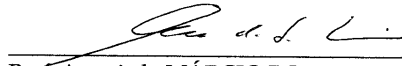
Dissertação (Mestrado-Programa de Pós-Graduação e Área de Concentração em Engenharia de Estruturas) -- Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo, 2011.

1. Concreto armado. 2. Paredes de concreto armado.
3. Edifícios. 4. Interação entre estruturas. 5. Efeito arco. 6. Método dos elementos finitos. I. Título.


FOLHA DE JULGAMENTO

Candidato: Engenheiro VALMIRO QUÉFREN GAMELEIRA NUNES.

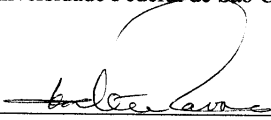
Dissertação defendida e julgada em 21/06/2011 perante a Comissão Julgadora:



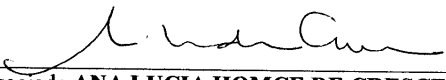
Prof. Associado **MÁRCIO ROBERTO SILVA CORRÊA** - (Orientador)
(Escola de Engenharia de São Carlos/USP) APROVADO



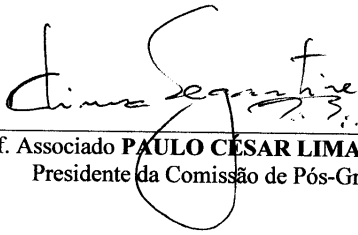
Prof. Dr. **ROBERTO CHUST CARVALHO**
(Universidade Federal de São Carlos/UFSCar) APROVADO



Prof. Titular **WALTER SAVASSI**
(Escola de Engenharia de São Carlos/USP) Aprovado



Prof.^a Associada **ANA LUCIA HOMCE DE CRESCER EL DEBS**
Coordenadora do Programa de Pós-Graduação em
Engenharia Civil (Engenharia de Estruturas)



Prof. Associado **PAULO CÉSAR LIMA SEGANTINE**
Presidente da Comissão de Pós-Graduação

Dedico aos meus pais Valdemiro e Lourdes por tudo, ao meu irmão Vladimir pelo incentivo e a Christiane, esposa fiel e dedicada, força de todos os momentos.

AGRADECIMENTOS

Ao Senhor Deus com todo o louvor, honra e glória;

À minha esposa Christiane, que através de seu amor, apoio e companhia me faz ter forças para seguir sempre em frente;

Aos meus pais, Valdemiro e Lourdes. São como um norte para navegar;

Ao meu valioso irmão, Vladimir;

Aos meus cunhados André e Carol;

Aos meus sogros, Fernando e Judite, que me receberam como filho em sua família;

Ao professor Márcio Corrêa pela amizade, disposição e apoio. Especialmente no período final do mestrado;

Aos meus amigos de São Carlos que fizeram a minha chegada tão fácil, e a partida tão difícil. Especialmente a Rodolfo Medeiros, Rodrigo Barros, Dênis Delazari, Hugo, Wanderson (Mineiro), Calil, Hidelbrando (Branson), Helen Kelly, Fernando, Erika Kimura, Jonas, Saulo, Dorival, Pacolla, Igor (cabelindo), Carlos Marek, Andreilton, Vinícius Nunes, entre vários;

Aos amigos da Camargo Corrêa que me deram força e apoio em momentos difíceis e nunca me deixaram desistir desse sonho. Em especial aos camargueiros: João Domingos, Vasco, Jeferson Girardelo, Gustavo (doze), Rafael Simon, João Ricardo, Alcione, João Teófilo, Aline (mataco), Túlio, Karina Fritzen, José Severino (Índyo), Hélio Borelli, Guilherme Dias, João Vitor, Jeferson Fontana, Odiney, Allisson Bertuol, Celso, Wilson, Batistote, Mário Neto, Valdecir, Guilhermino, Leandrão, entre muitos;

À empresa Construções e Comércio Camargo Corrêa, por todo apoio, sendo este essencial para a conclusão deste trabalho;

À OSMB – Engenheiros Associados SS Ltda., pelos desenhos do edifício Colubandê;

Aos professores e funcionários do Departamento de Estruturas pelas portas sempre abertas;

A todos os professores que passaram por minha formação, sem eles seria impossível esta conquista;

A CAPES pela bolsa concedida;

Por fim, aos membros da banca examinadora, pela disposição em atender ao nosso convite.

*“A mente que se abre a uma idéia,
jamais voltará ao seu tamanho
original”.*

(Albert Einstein)

RESUMO

NUNES, V.Q.G. **Análise estrutural de edifícios de paredes de concreto armado.** 2011. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2011.

Edifícios de paredes de concreto armado usualmente apóiam-se sobre estrutura de transição composta por vigas e pilares de mesmo material. O objetivo deste trabalho é investigar o comportamento estrutural global de edifícios de paredes de concreto armado, solicitados por carregamentos verticais e ações horizontais, com uma análise global sobre a distribuição de esforços em toda edificação, além de investigar a estrutura de transição sobre a qual estão apoiados. O estudo é realizado por meio de simulação numérica baseada no Método dos Elementos Finitos, com o auxílio do programa ANSYS. Elabora-se um modelo alternativo que possibilita avaliar o comportamento estrutural do edifício, com destaque para a região de transição em que ocorre a interação entre vigas, paredes e laje. Tal modelo permite a consideração automática do efeito arco e supre dificuldades usualmente encontradas por projetistas na obtenção de parâmetros necessários para essa análise. O estudo não tratou do estudo de edifícios esbeltos. O estudo contribui para a elaboração de norma brasileira que se encontra atualmente em discussão: “Paredes de concreto armado – Projeto e execução de edificações”. Os resultados apresentados consistem em deslocamentos horizontais dos pavimentos, distribuição dos esforços normais, cortantes e momentos fletores nas paredes, além da análise dos esforços cortantes nas interfaces verticais de paredes e esforços internos nos pilares e nas vigas de transição. As comparações realizadas permitem concluir que o modelo alternativo, que utiliza elementos de barra tridimensional para a simulação da estrutura de transição, elementos finitos de casca para as paredes na região de formação do arco, e elementos de barra para as paredes nos pavimentos acima de tal região, em arranjo semelhante ao de Yagui, é suficientemente preciso para a análise estrutural de edifícios da tipologia considerada.

Palavras-chave: Edifícios, Paredes de concreto armado, Interação entre estruturas, Efeito arco, Método dos Elementos Finitos.

ABSTRACT

NUNES, V.Q.G. Structural analysis of buildings of reinforced concrete walls. 2011. M.Sc. Dissertation - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2011.

Reinforced concrete walls buildings usually rely on a supporting structure composed of beams and columns built with the same material. The objective of this study is to investigate the structural behavior of reinforced concrete wall buildings, subjected to vertical and horizontal loads, analyzing the whole structural system and the supporting structure. The study is carried out with numerical simulation based on the Finite Element Method, with the aid of ANSYS software. A simplified model is elaborated to assess the interaction region between beam, wall and slab. Such model allows one to automatically consider the so-called arch effect and supplies the usually drawbacks faced by designers to obtaining the necessary parameters to the analysis. The presented study considers the floor horizontal displacement, the normal stress distribution, shear force and bending moments on the walls, besides the shear force analysis on the wall's vertical interface and the internal forces in the supporting beams and columns. The performed analysis shows that the alternative simplified model, that uses three dimensional frame finite elements to simulate the supporting structure, shell finite elements to simulate walls on the regions in which the arch effect is formed, and frame elements to simulate the walls of the upper floors, similarly to Yagui's model, is accurate enough for developing the structural analysis of buildings of this type.

Keywords: Buildings, Walls of reinforced concrete, Interaction between structures, Arch effect, Method of the Finite Elements.

LISTA DE SÍMBOLOS

$N_{d,resist}$	Normal resistente de cálculo
λ_w	Coefficiente dependente do tipo de concreto
f_{ck}	Resistência do concreto característica a compressão
h	Altura da parede
e	Excentricidade da carga
n_w	Carga concentrada característica
V_k	Velocidade característica do vento
V_0	Velocidade básica característica do vento
S_1, S_2, S_3	Coefficientes de ajuste da velocidade básica do vento
q	Pressão dinâmica do vento
F_a	Força de arrasto
C_a	Coefficiente de arrasto
A_e	Área frontal efetiva
e_a	Excentricidade na dimensão horizontal "a"
e_b	Excentricidade na dimensão horizontal "b"
φ	Ângulo em radianos
H	Altura da edificação em metros
F_d	Força horizontal equivalente ao desaprumo
ΔP	Peso total do pavimento considerado
E_w	Módulo de elasticidade longitudinal da parede
E_v	Módulo de elasticidade longitudinal da viga
t	Espessura da parede
I	Inércia da viga de apoio
L	Distância entre apoios / Vão da viga
P	Carga distribuída
G	Peso da porção de parede acima
e_z	Excentricidade na dimensão do eixo "Z"
e_y	Excentricidade na dimensão do eixo "Y"
$u_{x,l}$	Deslocamento transversal da viga na direção do eixo "X"
$u_{y,l}$	Deslocamento transversal da viga na direção do eixo "Y"
$u_{z,l}$	Deslocamento transversal da viga na direção do eixo "Z"

θ_{x1}	Rotação da viga no eixo "X"
θ_{y1}	Rotação da viga no eixo "Y"
θ_{z1}	Rotação da viga no eixo "Z"
u_{x2}	Deslocamento transversal da casca na direção do eixo "X"
u_{y2}	Deslocamento transversal da casca na direção do eixo "Y"
u_{z2}	Deslocamento transversal da casca na direção do eixo "Z"
θ_{x2}	Rotação da casca no eixo "X"
θ_{y2}	Rotação da casca no eixo "Y"
θ_{z2}	Rotação da casca no eixo "Z"
T^0	Matriz de transformação
$[T]$	Matriz do elemento
$[K_l^T]$	Matriz de rigidez transformada do elemento
c	Constante de deformação por cisalhamento
A_s	Área de cisalhamento
A	Área da seção transversal
TY	Translações verticais
RY	Rotações em torno do eixo "Y"
RZ	Rotações em torno do eixo "Z"
ν	Coefficiente de Poisson
E	Módulo de elasticidade longitudinal do concreto
h_1	Altura da viga 1
h_2	Altura da viga 2
F_c	Valor de cálculo das ações para combinação última
F_{gk}	Ações permanentes diretas
F_{qk}	Ações variáveis diretas
F_{qk}	Ações variáveis diretas
F_{q1k}	Ações variáveis diretas principais
γ_g	Coefficiente de ponderação para as ações permanentes
γ_{f1}	Coefficiente de ponderação que considera a variabilidade das ações
γ_{f2}	Coefficiente de ponderação que considera a simultaneidade de atuação das ações
γ_{f3}	Coefficiente de ponderação que considera os desvios gerados nas construções e as aproximações de projeto nas solicitações

γ	Peso específico do concreto
PP	Peso próprio da parede
REV	Revestimento das paredes

LISTA DE FIGURAS

Figura 1-1 - Execução de edifício de parede de concreto armado (FONSECA JUNIOR-2009).	26
Figura 2-1 – Edifício Cullinan Itaim – São Paulo-SP.	32
Figura 2-2 - Bloco tensionado sob condições últimas (DOH-2002).....	35
Figura 2-3 – direções principais das paredes.....	37
Figura 3-1 – Distribuição do carregamento vertical – adaptado de Silva, T.F.T. (2005).....	40
Figura 3-2 – Exemplo de grupo de paredes isoladas (SILVA, T.F.T.-2005).....	41
Figura 3-3 - Força horizontal equivalente ao desaprumo (CORRÊA e RAMALHO-2003).....	44
Figura 3-4 – Ação do vento em um edifício (PAES-2008).....	45
Figura 3-5 - Modelos para estimar tensões e deflexões devidas ao vento (HENDRY-1998).....	46
Figura 4-1 - Ação conjunta do sistema parede-viga (PAES-2008).....	47
Figura 4-2 – esforços na viga (BARBOSA-2000).....	49
Figura 4-3 – Sistemas parede-viga com carregamentos equivalentes (BARBOSA-2000).....	49
Figura 4-4 - Região de formação do arco (RIDDINGTON e STAFFORD SMITH-1978).....	50
Figura 5-1 – Discretização das paredes (casca), vigas e pilares (barras).....	54
Figura 5-2 – Discretização dos elementos ao nível do pilotis.....	55
Figura 5-3 - Detalhe da interseção laje-parede-viga.	56
Figura 5-4 – Graus de liberdade dos elementos: a) BEAM44 ; b) SHELL63 (ANSYS).	57
Figura 5-5 – Discretização de elementos finitos de um pavimento, 20cm x 20cm (ANSYS).	57
Figura 5-6 – Modelo alternativo (NASCIMENTO NETO-1999).....	61
Figura 5-7 – Representação de parede com abertura no Modelo Pórtico Tridimensional.....	62
Figura 5-8 - Simulação de trechos rígidos utilizando-se elementos barra (NASCIMENTO NETO-1999).....	63
Figura 5-9 – Paredes com abertura com elementos de barra - adaptado de Corrêa (1991).....	64
Figura 5-10 – Geometria do modelo básico.	66
Figura 6-1 – Identificação numérica das barras no plano horizontal (X-Z).	67

Figura 6-2 – Deslocamento horizontal dos pavimentos.	69
Figura 6-3 – Elástica do Edifício.	70
Figura 6-4 - Esforços cortantes, paredes 1 e 2.	71
Figura 6-5 – Momentos fletores, paredes 1 e 2.	71
Figura 6-6 – Distribuição das vigas de transição (ANSYS).....	72
Figura 6-7 – Comparação dos Esforços Normais.	73
Figura 6-8 – Comparação dos Esforços Cortantes.....	73
Figura 6-9 – Comparação dos Momentos Fletores.....	74
Figura 6-10 – Comparação dos Momentos de Torção.....	74
Figura 6-11 – Comparação de esforços da viga 3 – com e sem consideração da laje na transição.	76
Figura 6-12 -Comparação de esforços nas vigas 1=2- com e sem a consideração da laje na transição.	76
Figura 6-13 - Comparação de esforços na viga 4 – com e sem consideração da laje na transição.	77
Figura 6-14 - Modelo reduzido alternativo em escala 1:6 – Nascimento Neto (1999).	78
Figura 6-15 – Deslocamentos horizontais das paredes A e B – Nascimento Neto (1999).	79
Figura 6-16 – Planta baixa do modelo reduzido em escala 1:3 – Nascimento Neto (1999).	80
Figura 6-17 – Rotação das lajes – Nascimento Neto (1999).	80
Figura 7-1 - Planta baixa do pavimento tipo do edifício Colubandê (dimensões em cm).	83
Figura 7-2 – Detalhe da planta baixa do edificio Colubandê (dimensões em cm).	84
Figura 7-3 – Modelagens do edifício estudado: a) Casca; b) Pórtico Tridimensional.	85
Figura 7-4 – Planta baixa modelada – ¼ da planta baixa tipo.	86
Figura 7-5 – Trecho rígido em cruzamento de elementos lineares – (NBR6118-2004).	87
Figura 7-6- Área de influência das lajes sobre as paredes, em cm ²	88
Figura 7-7 - Identificação dos locais de aplicação de carga vertical.	89
Figura 7-8 – Distribuição das paredes do edifício.....	92
Figura 7-9 – Comparação de deslocamentos do edifício (cm).....	98
Figura 7-10 – Comparação de deslocamentos do edifício (cm).....	98
Figura 7-11 – Distribuição das vigas e pilares do pavimento pilotis.....	99
Figura 7-12 – Esforço Normal – V1 – C. Vertical.	104

Figura 7-13 – Esforço Cortante – V1 – C.Vertical.	104
Figura 7-14 – Momento Torçor – V1 – C. Vertical.	105
Figura 7-15 – Momento Fletor – V1 – C. Vertical.	105
Figura 7-16 - Esforço Cortante - V1 - C. Horizontal.....	105
Figura 7-17 – Momento Fletor – V1 – C. Horizontal.....	105
Figura 7-18 - Esforço Cortante - V1 - Combinação	106
Figura 7-19 – Momento Fletor - V1 - Combinação.....	106
Figura 7-20 – Tensões principais da parede acima da viga 1 (ANSYS).....	106
Figura 7-21 – Esforço Normal – V2 – C. Vertical.....	107
Figura 7-22 – Esforço Cortante – V2 – C. Vertical.	107
Figura 7-23 – Momento Torçor – V2 – C. Vertical.....	107
Figura 7-24 – Momento Fletor – V2 – C. Vertical.....	107
Figura 7-25 - Esforço Cortante - V2 - C. Horizontal.....	108
Figura 7-26 – Momento Fletor – V2 – C. Horizontal.....	108
Figura 7-27 - Esforço Cortante - V2 - Combinação	108
Figura 7-28 – Momento Fletor - V2 - Combinação.....	108
Figura 7-29 – Esforço Normal – V3 – C. Vertical.....	109
Figura 7-30 – Esforço Cortante – V3 – C. Vertical.	109
Figura 7-31 – Momento Torçor – V3 – C. Vertical.....	109
Figura 7-32 – Momento Fletor – V3 – C. Vertical.....	109
Figura 7-33 - Esforço Cortante - V3 - C. Horizontal.....	110
Figura 7-34 – Momento Fletor – V3 - C. Horizontal.....	110
Figura 7-35 - Esforço Cortante - V3 - Combinação	110
Figura 7-36 – Momento Fletor - V3 - Combinação.....	110
Figura 7-37 – Esforço Normal – V13 – C. Vertical.....	111
Figura 7-38 – Esforço Cortante – V13 – C. Vertical.	111
Figura 7-39 – Momento Torçor – V13 – C. Vertical.....	111
Figura 7-40 – Momento Fletor – V13 – C. Vertical.....	111
Figura 7-41 -Esforço Cortante - V13 - C. Horizontal.....	112
Figura 7-42 – Momento Fletor – V13 - C. Horizontal.....	112
Figura 7-43- Esforço Cortante - V13 - combinação	112
Figura 7-44 - Momento Fletor - V13 - Combinação	112
Figura 7-45 – Tensões principais da parede acima da viga 13 (ANSYS).....	113
Figura 7-46 - Momento Fletor - V13 - Combinação	116

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Comparação de resultantes verticais (esforço normal).	68
Tabela 2 - Parâmetros de modelagem do edifício.....	87
Tabela 3 – Carregamento das lajes – kN/cm ²	89
Tabela 4 – Carregamento introduzido no topo de cada parede.	90
Tabela 5 – Parâmetros de cálculo da ação do vento.	91
Tabela 6 – Comparação entre modelos – Carregamento vertical – 9° e 8° pavimentos.....	93
Tabela 7 - Comparação entre modelos – Carregamento vertical – 7° e 6° pavimentos.....	94
Tabela 8 - Comparação entre modelos – Carregamento vertical – 5° e 4° pavimentos.....	94
Tabela 9 – Comparação entre modelos – Carregamento vertical – 3° pavimento. ...	95
Tabela 10 - Comparação entre modelos – Carregamento horizontal– 9° e 8° pavimentos.....	96
Tabela 11 - Comparação entre modelos – Carregamento horizontal– 7° e 6° pavimentos.....	96
Tabela 12 - Comparação entre modelos – Carregamento horizontal– 5° e 4° pavimentos.....	97
Tabela 13 - Comparação entre modelos – Carregamento horizontal– 3° pavimento. ...	97
Tabela 14 – Carregamento Vertical – Esforço normal.....	100
Tabela 15 – Carregamento Vertical – Esforço cortante.....	100
Tabela 16 – Carregamento Vertical – Momento fletor.....	100
Tabela 17 – Carregamento Horizontal – Esforço normal.	101
Tabela 18 - Carregamento Horizontal – Esforço Cortante.	102
Tabela 19 - Carregamento Horizontal – Momento fletor.	102
Tabela 20 – Combinação dos esforços normais.	103
Tabela 21 – Combinação dos esforços cortantes e momentos fletores.....	103
Tabela 22 - Teste-F: duas amostras para variâncias – Momento Fletor – V13.....	114
Tabela 23 - Teste-t: duas amostras variâncias equivalentes – Momento Fletor – V13.	114
Tabela 24 – Resultado da análise estatística.....	115

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	25
1.1	Considerações Iniciais	25
1.2	Objetivos	27
1.3	Justificativas	27
1.4	Metodologia	28
1.5	Estrutura e Organização da Dissertação	29
2	ESTUDO DAS PAREDES DE CONCRETO ARMADO	31
2.1	Paredes de Concreto Armado	31
2.2	Revisão sobre Normas de Paredes de Concreto Armado	33
3	CARGAS VERTICAIS E AÇÕES HORIZONTAIS	39
3.1	Carregamento Vertical	39
3.1.1	Interação entre paredes	39
3.2	Ações Horizontais	42
4	INTERAÇÃO ENTRE PAREDES E ESTRUTURA DE APOIO - EFEITO ARCO	47
4.1	Rigidez Relativa Parede-Viga	48
4.2	Trecho de Formação do Arco	49
5	MODELAGEM NUMÉRICA	53
5.1	Modelo com Paredes em Elementos de Casca	53
5.1.1	Geometria do Modelo	55
5.1.2	Elementos Adotados	56
5.1.3	Definição da Discretização dos Elementos Finitos	57
5.1.4	Considerações para torção de vigas	58
5.1.5	Deformação por cisalhamento	60
5.2	Modelo Básico (proposto)	60
5.2.1	Barras Rígidas e Lintéis	62
5.2.2	Elementos Adotados	64
5.2.3	Deformação por Cisalhamento	65
5.2.4	Geometria do Modelo	65
6	CONSOLIDAÇÃO DO MODELO BÁSICO	67
6.1.1	Análise com Carregamento Vertical	67
6.1.2	Análise com Carregamento Horizontal	69

6.1.3	Análise da Transição.....	71
6.1.4	Ratificação do Modelo Pórtico Tridimensional	77
7	ESTUDO DE CASO	81
7.1	Considerações Iniciais.....	81
7.2	Modelagem Numérica.....	82
7.2.1	Apresentação	82
7.2.2	Características dos Modelos.....	85
7.2.3	Carregamento	87
7.3	Análise dos Resultados	91
7.3.1	Análise das Paredes com Carregamento Vertical.....	93
7.3.2	Análise das Paredes com Carregamento Horizontal.....	95
7.3.3	Análise dos Esforços nos Pilares	99
7.3.4	Análise das vigas de transição.....	103
8	CONCLUSÃO	117
8.1	Generalidades	117
8.2	Conclusões.....	118
8.3	Sugestões para trabalhos futuros	119
	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	121
	APÊNDICE	127

1 INTRODUÇÃO

1.1 Considerações Iniciais

O desenvolvimento tecnológico no processo de produção de edifícios deve muito às inovações tecnológicas utilizadas nas construções habitacionais. Recentes avanços estão nas edificações com paredes de concreto armado moldadas no local, associados aos novos modos de se construir empregados na construção habitacional.

A criação do Banco Nacional de Habitação – BNH, em 1966, fez despontar na década de 70 os grandes programas habitacionais. Verificou-se a importação de novas tecnologias e o interesse crescente de construtoras e fabricantes de materiais pelos processos construtivos não-convencionais. Dentre eles podem-se destacar o sistema Outinord de fôrmas metálicas e o sistema de fôrmas metálicas e de madeira: Geo-sistem e Preford (COHABS, 1977), para a produção de paredes maciças moldadas no local.

Em função da intensa atividade imobiliária que caracteriza o momento atual, em parte associada ao programa habitacional “Minha Casa Minha Vida” criado pelo governo federal em 2009, as construtoras têm buscado sistemas construtivos econômicos e produtivos, sem comprometer a qualidade e o desempenho das edificações. As paredes de concreto armado apresentam vantagens em termos de prazos, custos e qualidade, sendo um sistema construtivo que, em função da velocidade de execução e da otimização do acabamento e de mão-de-obra, tem sido uma importante escolha das empresas que ingressaram no mercado econômico de habitação. Neste sistema, as paredes são moldadas no local, em concreto armado, com o uso de fôrmas moduladas e apresentam vantagens como rapidez de execução, pouca exigência de mão-de-obra, custos globais mais baixos, ótimo desempenho, reduzida geração de entulho e produção em escala, por tratar-se de sistema industrializado, figura 1-1.

Atualmente códigos internacionais de práticas de concreto armado, como a Australian Concrete Standard (AS-3600, 2001) e o American Concrete Institute Code (ACI-318, 1999), dedicam capítulos específicos para projetos de paredes de

concreto armado. No Brasil, existe atualmente um projeto de normatização que se encontra atualmente em discussão, para esse tipo de edificação: “Paredes de concreto armado – Projeto e execução de edificações”.



Figura 1-1 - Execução de edifício de parede de concreto armado (FONSECA JUNIOR-2009).

Com o aumento da demanda por projetos de edifícios de paredes de concreto armado e a progressiva elevação do número de pavimentos, é necessário produzir mais conhecimento sobre os materiais, modelos numéricos usualmente empregados e o comportamento das edificações, sendo relevante uma análise mais adequada desse sistema estrutural. Apesar do avanço da utilização de paredes de concreto armado como sistema construtivo, ainda não se tem uma norma regulamentadora definitiva para projetos no Brasil.

O trabalho ora proposto busca aprofundar o conhecimento sobre o comportamento de paredes estruturais de concreto armado moldadas no local, sendo que o estudo teórico envolve questões relativas à análise estrutural do edifício, englobando os esforços das paredes, dos pilares e das vigas da estrutura de apoio.

1.2 Objetivos

O objetivo da presente pesquisa consiste em se fazer uma análise global, elástica linear, do comportamento dos sistemas estruturais de edifícios com paredes de concreto armado, considerando os carregamentos verticais, como peso próprio e ação das lajes, e as ações horizontais, como as devidas ao vento e ao desaprumo, de forma a quantificar os esforços nas peças de concreto armado.

Propor um modelo alternativo, constituído por paredes, localizadas na região de formação do efeito arco, discretizadas em elementos de casca, as paredes acima dessa região discretizadas em elementos de barra e as vigas e os pilares considerados com elementos de barra. Referenciando o modelo alternativo com um modelo em que todas as paredes são discretizadas em elementos de cascas e as vigas e pilares em elementos de barra.

Definiram-se os seguintes objetivos específicos:

- Desenvolver um modelo numérico alternativo, citado anteriormente, utilizando o Método dos Elementos Finitos, para análise de edifícios com paredes de concreto armado;
- Avaliar a eficiência desse modelo alternativo, aqui proposto, comparando-o com um modelo numérico de referência, em que todas as paredes são discretizadas em elementos de casca, evidenciando os esforços nas paredes, nos pilares e nas vigas de transição.

Cabe ressaltar que o estudo trata de uma análise elástica linear, não contemplando o estudo de edificações esbeltas.

1.3 Justificativas

Para atender à crescente demanda por residências e pelo crescente acesso da população ao crédito, nasceu a necessidade de se construir com qualidade, utilizando sistemas construtivos rápidos e econômicos, sem prejudicar a segurança das edificações.

O emprego da parede de concreto armado na construção de edifícios tem apresentado um forte crescimento nos últimos anos. Este fato deve-se ao

reconhecimento das vantagens proporcionadas por esse sistema construtivo, tais como: redução de etapas construtivas do revestimento, grande mobilidade, redução do emprego de mão de obra, limpeza do canteiro de obras, controle de qualidade, industrialização, redução dos desperdícios e velocidade de execução, dentre outras. A parede de concreto armado apresenta algumas desvantagens, podendo-se citar: provável condicionamento do projeto arquitetônico; elevado investimento inicial para a construtora e dificuldade de reformas que modifiquem a disposição das paredes estruturais.

As paredes de concreto armado têm sido utilizadas como uma alternativa muito competitiva na construção de habitações. Pelas vantagens já apresentadas, o interesse de projetistas, construtores e proprietários por esse sistema construtivo tem crescido bastante. No Brasil, os métodos utilizados para concepção e projeto baseiam-se em um projeto de norma nacional em fase final de aprovação e na aplicação de normas estrangeiras, nem sempre adaptadas à realidade local.

Assim sendo, é importante uma concentração de esforços para a criação de um conjunto de pesquisas que possa auxiliar o desenvolvimento de modelos estruturais mais adequados à elaboração de projetos de edifícios de paredes de concreto armado. Exatamente por se encaixar neste objetivo geral, é que se justifica a elaboração do presente trabalho. Ele apresenta uma contribuição no esforço de elucidação de modelos estruturais alternativos e significativos sobre esse sistema estrutural de grande viabilidade econômica e interesse social.

1.4 Metodologia

Para o desenvolvimento do presente estudo, foram realizadas análises teóricas utilizando modelagem numérica baseada no Método dos Elementos Finitos, abordando-se de modo geral o comportamento estrutural de edifícios de paredes de concreto armado. Foi considerado o comportamento elástico-linear para o material.

Na simulação numérica foi realizada uma análise das resultantes das tensões dos modelos adotados neste trabalho. Os esforços das paredes, dos pilares e das vigas de transição foram analisados através de dois modelos distintos, sendo um alternativo e outro de referência. Os resultados dos esforços, derivados desses

modelos, foram comparados, com a finalidade de validar o modelo mais simples, proposto pelo autor.

Na comparação dos esforços das vigas, foram utilizadas ferramentas estatísticas que comparam as variâncias e as médias das amostras analisadas, para certo grau de significância.

1.5 Estrutura e Organização da Dissertação

O trabalho foi dividido em oito capítulos: introdução, estudo das paredes de concreto armado, distribuição de cargas verticais e ações horizontais, interação entre estruturas – efeito arco, modelagem numérica, consolidação do modelo básico, estudo de caso e conclusão.

O segundo capítulo contém informações a respeito do comportamento do sistema de paredes de concreto armado, sendo apresentado um breve relato sobre as normas internacionais que contemplam o assunto. Comenta-se a norma brasileira em estudo, englobando algumas considerações referentes à análise estrutural de paredes de concreto armado.

O terceiro capítulo apresenta um resumo dos carregamentos usualmente utilizados para dimensionamento de edifícios. Na descrição de carregamento vertical apresenta-se a distribuição dessas cargas entre os painéis de parede, considerando a interseção entre elas, com uma abordagem geral de vários métodos para consideração dessa interação. No relato sobre a ação horizontal, apresentam-se as considerações da normatização brasileira referente ao vento e ao desaprumo.

O quarto capítulo descreve o efeito de interação entre paredes e estrutura de apoio, usualmente conhecido como efeito arco. Mostram-se os fatores relevantes na consideração desse efeito, como a rigidez relativa e a região da parede em que o arco se forma.

O quinto capítulo apresenta os modelos adotados neste trabalho, descrevendo detalhes, tais como os elementos finitos utilizados, os efeitos da deformação por cisalhamento, a consideração da excentricidade da ligação parede/viga de transição e a inclusão de lintéis no sistema de contraventamento.

No sexto capítulo faz-se a validação do modelo alternativo, mediante comparação com um modelo de referência mais abrangente. Define-se um modelo

básica, onde são analisados, através dos fluxos de cargas horizontais e verticais, os esforços nas paredes e nas vigas de transição.

Para o estudo de caso, define-se no sétimo capítulo um projeto de um edifício de dez pavimentos, tendo como base a planta baixa do edifício Colubandê localizado na cidade do Rio de Janeiro. Em seguida, são comparados entre si, os esforços resultantes em paredes, pilares e vigas de transição, oriundo dos dois modelos adotados no trabalho.

No oitavo capítulo são apresentadas as conclusões do presente trabalho, enfatizando-se os resultados obtidos com as modelagens utilizadas para análise estrutural dos edifícios de paredes de concreto armado. Quanto aos esforços necessários para o dimensionamento, ressaltam-se os cuidados que devem ser tomados pelos engenheiros estruturais quando da utilização desses modelos.

Por fim, são apresentadas as referências bibliográficas utilizadas para o desenvolvimento desta pesquisa.

2 ESTUDO DAS PAREDES DE CONCRETO ARMADO

Neste capítulo são apresentados alguns fundamentos sobre paredes de concreto armado, seguido de um resumo sobre normas estrangeiras que tratam desse assunto e o texto preliminar da norma brasileira em discussão: “Paredes de concreto armado – Projeto e execução de edificações”.

2.1 Paredes de Concreto Armado

Em função da intensa atividade imobiliária que caracteriza o momento atual, as construtoras têm buscado sistemas construtivos econômicos e produtivos, sem comprometer a qualidade e o desempenho das edificações. Paredes de concreto armado são muito utilizadas em países como Chile, Colômbia e México, por apresentar vantagens em termos de prazos, custos e qualidade, além de se tratar de um sistema estrutural monolítico, característica de extrema importância para esses países, por se tratarem de áreas de freqüentes abalos sísmicos. Neste sistema, as paredes são moldadas no local, em concreto armado com o uso de fôrmas moduladas e apresentam vantagens, já apontadas no capítulo anterior, que levam a uma evolução, nos últimos anos, do sistema junto às construtoras.

Esse sistema vem conquistando o mercado brasileiro, oferecendo todas as vantagens de uma metodologia construtiva voltada à produção de edificações em larga escala. O sistema de paredes de concreto armado é recomendado para empreendimentos de alta rapidez de execução como edifícios residenciais, obras que exigem curtos prazos de entrega, economia e otimização da mão de obra.

Com o grande avanço na tecnologia do concreto, a popularização da alta resistência e a redução significativa nos custos, é possível conseguir prédios de grande altura com paredes esbeltas, reduzindo o custo e também aumentando o espaço útil do edifício, figura 2-1.



Figura 2-1 – Edifício Cullinan Itaim – São Paulo-SP.

Segundo Doh (2002), no passado, paredes de concreto, em edifícios não esbeltos, eram projetadas sem função estrutural. Isto era devido principalmente à falta de estudos publicados sobre o seu uso como elemento estrutural. Nos últimos anos, as paredes de concreto armado ganharam maior aceitação por engenheiros estruturais, devido ao aumento das pesquisas e o aumento conseqüente de itens incorporados a várias normas, tornando-se elementos estruturais importantes, com capítulos exclusivos em normas internacionais.

No entanto, ainda é necessário um maior amparo técnico para os profissionais que desejam lançar mão desse processo construtivo no Brasil, entre eles, projetistas, gestores de implantação e construtores. Algumas instituições brasileiras reuniram-se e lançaram no país uma coletânea de ativos contendo práticas recomendadas e um projeto de normalização contendo informações sobre a execução e a elaboração de projetos de edifícios com até cinco pavimentos e edifícios altos. As instituições que publicaram essa coletânea são: Associação Brasileira de Cimento Portland (ABCP), a Associação Brasileira de Serviços de Concretagem (ABESC) e o Instituto Brasileiro de Telas Soldadas (IBTS).

Estudiosos acreditam que o aspecto conceitual deve preceder o operacional, utilizando o tempo necessário para sua consolidação. Entretanto, para que o emprego de novas tecnologias torne-se possível e viável em nossos dias, busca-se velocidade no período de sua implantação, fazendo com que os desenvolvimentos conceitual e operacional caminhem juntos.

2.2 Revisão sobre Normas de Paredes de Concreto Armado

Atualmente códigos internacionais de práticas de concreto armado, como a Australian Concrete Standard (AS-3600, 2001) e o American Concrete Institute Code (ACI-318, 1999), dedicam capítulos separados para projetos de paredes de concreto armado. Estas normas consideram apenas paredes restritas na parte superior e inferior, com bordas verticais livres, quando transferem cargas verticais.

A AS-3600 (2001) cobre resistências de concreto entre 20MPa e 65MPa, embora em projetos internacionais, estejam sendo usados os mesmos métodos para analisar capacidade de carga axial de painéis de concreto armado com resistência acima de 65MPa. Embora o ACI-318 (1999) não tenha essa restrição para o uso de máxima resistência de concreto, as equações empíricas prescritas na norma são baseadas em testes realizados em paredes de concreto armado com resistência abaixo dos 60MPa.

A crescente importância, de projetos de paredes de concreto armado, pode ser vista na recente introdução de capítulos individuais nas principais normas internacionais de concreto armado. Uma revisão dos atuais métodos de projetos de paredes, descritos em várias dessas normas, demonstra as diferenças que existem entre os códigos. Existem dificuldades em diferenciar uma parede de um pilar, de acordo com seu comprimento em planta e espessura. Por esta razão, na maioria das normas a orientação é tratar as paredes como uma extensão do projeto de pilares. A NBR-6118 (2004) admite o pilar parede quando a maior dimensão da seção transversal exceder cinco vezes a menor dimensão e relata que para a consideração de um pilar-parede como componente de um sistema estrutural, considerado como elemento linear, é necessária a consideração da deformação por cisalhamento, sendo esta indicação adotada no modelo aqui proposto.

A seguir, serão apresentadas considerações adaptadas de Silva, D.D. (2010) sobre normas referentes a paredes de concreto armado:

- STANDARDS ASSOCIATION OF AUSTRALIA – AS-3600 (2001)

O código australiano AS-3600 (2001) utiliza duas maneiras para considerar as paredes de concreto armado. No capítulo 10 desta norma, a mesma afirma que qualquer parede pode ser projetada como um pilar. A segunda vertente de cálculo, contida no capítulo 11, mostra uma formulação simplificada de aplicação em paredes com carregamentos e condições de contorno conhecidas. Essa formulação simplificada, segundo Doh (2002), é muito conservadora e geralmente aplicada no cálculo de paredes que sofrem flexão em uma única direção. Essa consideração é base para outras normas, inclusive a brasileira (atualmente em discussão).

Sabe-se, porém, que na prática, as paredes podem ser vinculadas em seus quatro lados, dando origem a flexões em duas direções. Por isso, o método torna-se limitado. Cabe ressaltar que a AS-3600 (2001) optou por adaptar os métodos presentes em outros códigos internacionais, dentre os quais a norma Britânica (BS-8110, 1997), que tornou-se sua principal referência.

- EUROCODE – ENV-EC2 (1992)

O código europeu ENV-EC2 (1992), não possui uma fórmula simplificada para o dimensionamento de paredes de concreto armado. Apresenta um método mais detalhado do dimensionamento de pilares, o qual é publicado de forma similar na norma britânica BS-8110 (1997), que traz equações para paredes que atuam como pilares sujeitos a esforços axiais, momentos fletores e esforços cortantes. O método apresentado apura a esbeltez do elemento e considera os efeitos de segunda ordem.

Esta norma traz uma proposta de dimensionamento para paredes que possuam uma relação entre o comprimento em planta e a espessura igual a quatro ou mais. A quantidade de aço e o detalhamento da armação podem ser obtidos através da análise pelo método de bielas e tirantes. Para paredes sujeitas predominantemente a flexão segundo o seu eixo de menor inércia, é recomendada a utilização da teoria de placas para a análise.

- BRITISH STANDARDS – BS-8110 (1997)

Quando da análise de paredes de concreto armado, o código Britânico BS-8110 (1997) tornou-se a principal referência normativa para a AS-3600 (2001) e uma das principais para o EUROCODE (ENV-EC2, 1992). O item 3.9 da norma britânica trabalha com a concepção de paredes de concreto armado, planas, simplesmente apoiadas, vinculadas em suas laterais ou não e submetidas a esforços axiais.

O código britânico baseia-se no pressuposto de um bloco retangular sob uma força média por unidade de comprimento, figura 2-2:

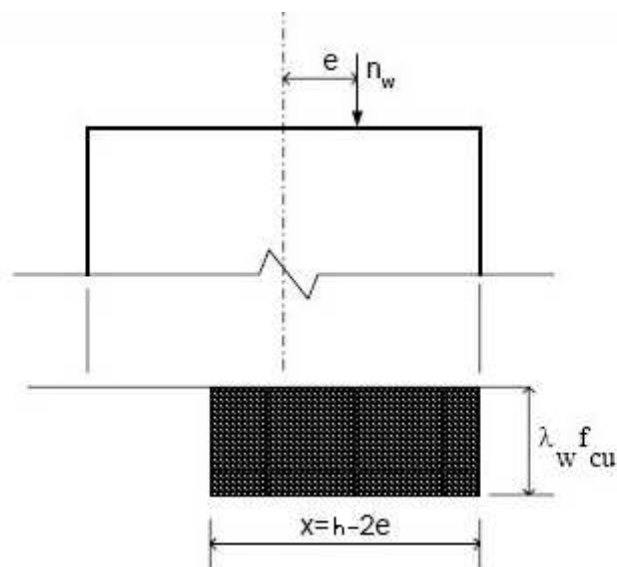


Figura 2-2 - Bloco tensionado sob condições últimas (DOH-2002).

Para dimensionamento, a BS-8110 utiliza a equação 2.1, sendo o coeficiente λ_w dependente do tipo de concreto e das dimensões da parede, variando seu valor de 0,3 a 0,5, fixando 0,3 quando houver dificuldade no controle de qualidade do concreto.

$$N_{d,\text{resist}} = \lambda_w \cdot f_{ck} (h - 2 \cdot e) \quad (2.1)$$

Dentre as normas comentadas, a britânica é a única que considera a interação entre paredes. Consideram-se paredes não vinculadas, aquelas que, por si mesmas, possuem estabilidade lateral e paredes vinculadas, aquelas que necessitam de apoios laterais para a garantia do seu equilíbrio estável.

- PAREDES DE CONCRETO ARMADO – PROJETO E EXECUÇÃO DE EDIFICAÇÕES (em discussão)

Edifícios altos de paredes de concreto armado estão sendo construídos no Brasil sem que haja uma norma referente ao assunto. Está em discussão um texto base sobre o projeto e execução de edificações em paredes de concreto armado, moldadas no local. Essas paredes são admitidas como submetidas a cargas axiais, com ou sem a incidência de momento fletor e considerando-se o monolitismo de todos os elementos estruturais (paredes e laje).

O carregamento das paredes deve contemplar cargas verticais e ações horizontais. No carregamento vertical devem-se considerar todas as cargas atuantes sobre o plano médio da parede e interpretá-las como estruturas planas. Para as ações horizontais, considera-se apenas a maior sollicitação entre a ação do vento e o desaprumo.

A análise estrutural de paredes de concreto armado visa estabelecer esforços internos, tensões, deslocamentos e deformações. Considera-se, para essa análise, um comportamento elástico-linear dos materiais, mesmo em estados limites últimos, desde que as tensões de compressão atuantes não ultrapassem a metade do valor da resistência característica à compressão do concreto.

Algumas premissas básicas de concepção de projeto de estruturas de paredes de concreto armado são:

- Comprimento da parede maior ou igual a oito vezes a sua espessura;
- Espessura da parede maior ou igual a 10cm, ressalvando que nas construções com até dois pavimentos, podem ser utilizadas paredes com espessura maior ou igual a 8cm;
- Em paredes preponderantemente comprimidas, considera-se excentricidade geométrica nula;
- Resistência característica à compressão no concreto (f_{ck}) menor ou igual a 40MPa.
- Esforços causados por restrições a deformações (retração e dilatação térmica) deverão ser calculados e dimensionados separadamente, mas deverão ser tomadas as providências necessárias para reduzir os efeitos destes esforços (juntas de dilatação ou juntas de indução).

Os esforços solicitantes são calculados de acordo com os princípios gerais da teoria das estruturas. As edificações devem ser contraventadas de forma a não ocorrerem grandes deslocamentos relativos entre o topo e a base. Satisfaz-se esta condição quando:

- Consideram-se paredes resistentes nas duas direções principais (X e Y, eixos de coordenadas globais) figura 2-3, proporcionando estabilidade lateral aos componentes e ao conjunto estrutural;
- A laje do pavimento deve ser solidarizada às paredes resistentes, de forma a se comportar como diafragma rígido, transferindo-lhes esforços horizontais às mesmas.

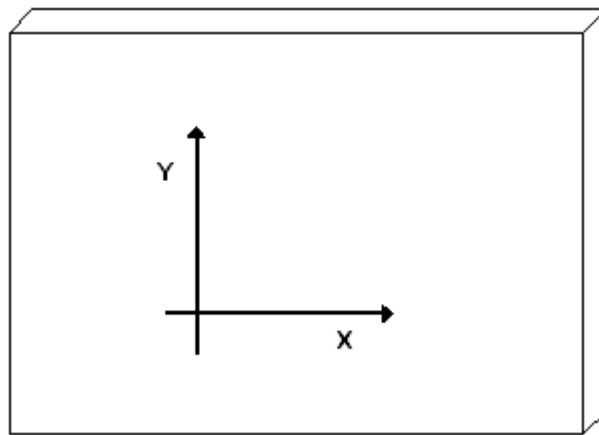


Figura 2-3 – direções principais das paredes.

3 CARGAS VERTICAIS E AÇÕES HORIZONTAIS

A definição apropriada do carregamento atuante nas estruturas é um dos principais fatores para uma adequada análise estrutural. Neste capítulo são apresentadas algumas considerações sobre os principais tipos de carregamentos atuantes em edifícios.

3.1 Carregamento Vertical

Para que se possa realizar uma análise apropriada de um edifício, em que a laje apóia-se sobre uma parede, deve-se empregar um processo adequado que permita o conhecimento das cargas verticais atuantes em toda a estrutura.

Segundo Corrêa e Ramalho (1994), pelo menos dois pontos devem estar bem determinados para uma análise coerente: a) como tratar a ação das lajes sobre as paredes que lhe servem de apoio; b) como simular a interação das paredes. O procedimento usual consiste na consideração de paredes isoladas suportando um carregamento uniformemente distribuído proveniente das lajes. Porém, a rigor, as lajes não carregam as paredes de maneira uniforme, havendo tendência de maiores ações nas porções centrais. No entanto, como comprovam simulações numéricas descritas em Corrêa e Ramalho (1990-1992) e resultados experimentais obtidos por Stockbridge (1967), Sinha e Hendry (1979) e Capuzzo Neto (2005), tais diferenças de carregamento ficam propensas ao desaparecimento conforme se distancia da região de aplicação.

3.1.1 Interação entre paredes

Ao se aplicar um carregamento sobre um trecho do comprimento de uma parede, ele tende a se espalhar ao longo da altura. Diversos códigos, como a NBR-10837 (1989), AS-3700 (1998), BS-5628 (1992) e ACI-530 (1992) assumem que o espalhamento ocorre para ambos os lados fazendo um ângulo de 45°, figura 3-1(a).

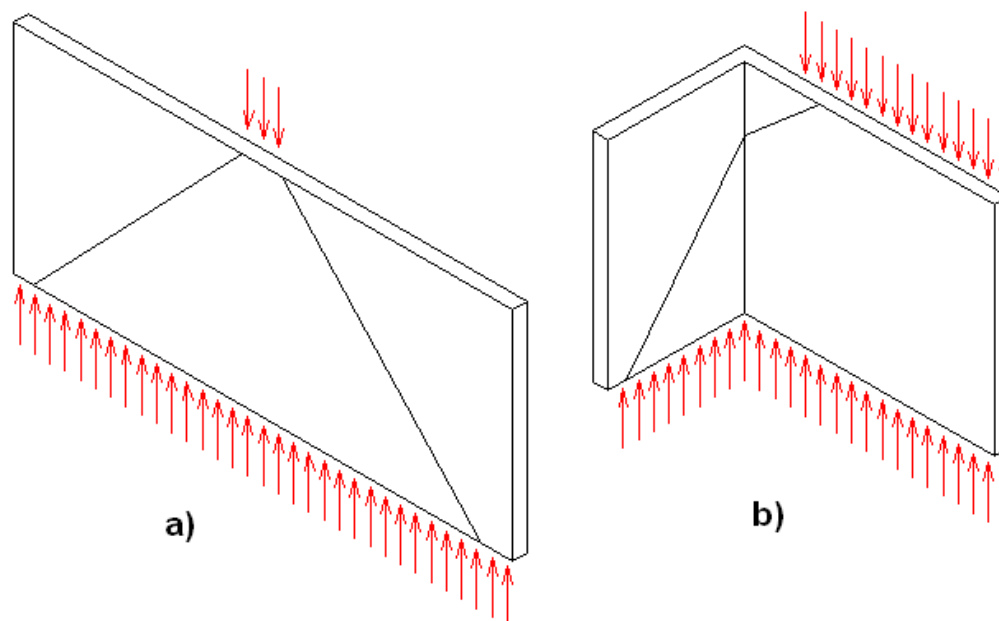


Figura 3-1 – Distribuição do carregamento vertical – adaptado de Silva, T.F.T. (2005).

Segundo Silva, T.F.T. (2005), havendo uma amarração eficiente entre paredes de cantos e bordas, espera-se a distribuição de cargas entre paredes, ilustrada na figura 3-1(b). Cabe salientar que o caminhamento das cargas verticais em cantos e bordas apenas ocorre quando for possível o desenvolvimento de forças de interação, o que pode ocorrer em paredes de concreto armado, com armaduras adequadas.

O procedimento mais utilizado em projetos, para o cálculo das cargas verticais em edifícios, é a de grupos de paredes isoladas. Assim como para um edifício em alvenaria estrutural, existem diversas formas de se realizar um lançamento estrutural, sendo que o mesmo acontece com a definição desses grupos de paredes para os edifícios de paredes de concreto armado.

Atualmente, para cálculo de edifícios de paredes de concreto armado, são utilizados procedimentos análogos aos empregados na alvenaria estrutural. Segundo Corrêa e Ramalho (2003), os mais utilizados são:

Paredes Isoladas

Todas as paredes são consideradas como elementos isolados, não interagindo entre si. Processo simples e rápido, que consiste na acumulação das cargas atuantes sobre determinada parede, partindo do nível mais elevado até aquele em que se está fazendo a análise. Processo seguro para o cálculo das

resistências de cada parede, mas antieconômico, além de poder ocasionar uma estimativa errônea das ações atuantes sobre as estruturas de suporte das paredes. Ressaltando que esse processo também não é a melhor escolha para análise com carregamento horizontal.

Grupo Isolado de Paredes

Consiste em se delinear grupos de paredes que possam trabalhar de forma solidária, sendo usualmente delimitados por aberturas de portas e janelas, figura 3-2. Qualquer carga agindo numa parede do grupo será espalhada em todo o grupo. Para tanto, é necessário acumular as cargas de todas as respectivas paredes, distribuindo-as pelo comprimento total do grupo.

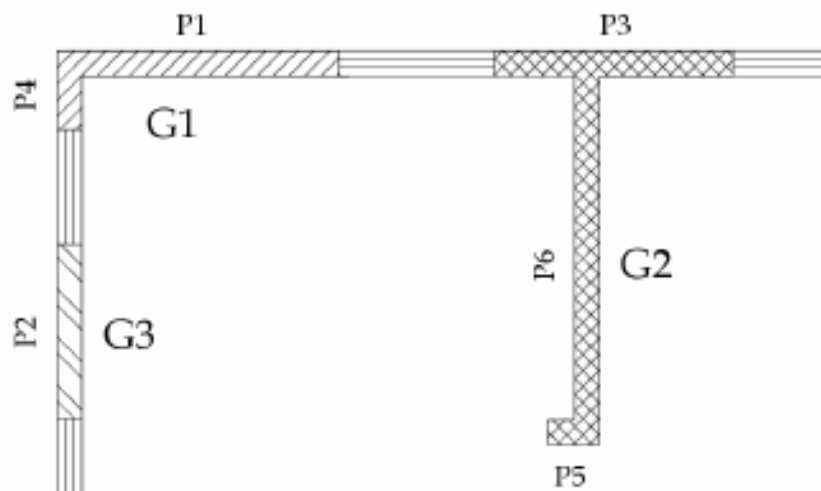


Figura 3-2 – Exemplo de grupo de paredes isoladas (SILVA, T.F.T.-2005).

Grupo de Paredes com Interação

Este processo usa a mesma abordagem do procedimento anterior, de reunir as paredes em grupos, permitindo agora a consideração de algum tipo de ligação entre os grupos, ou seja, admitindo-se a existência de forças de interação na região sobre as aberturas.

Segundo Corrêa e Ramalho (1994), é necessária a definição de uma taxa de interação, representando o quanto de cargas que deve ser uniformizada entre os grupos em cada nível.

Se for considerada uma taxa de interação igual a 1,00 (100% de interação entre as paredes), haverá uniformização total do carregamento. O resultado desse procedimento é o mesmo que se teria com a divisão da carga total de um pavimento pelo comprimento total das paredes estruturais, obtendo-se a mesma carga média para todas as paredes, caso se admitisse a interação de todos os grupos formados.

Corrêa e Ramalho (2003) ressaltam que, quanto à segurança do procedimento exposto, é difícil adotar uma posição simplificada. Como devem ser definidos os grupos, quais grupos interagem entre si e ainda a taxa de interação adotada, é um procedimento que exige experiência do projetista. Quando bem utilizado é seguro, produzindo inclusive ações adequadas para eventuais estruturas de suporte. Cabe ressaltar, que são desconhecidas as taxas de interação entre os grupos de paredes.

Dos processos para o cálculo da carga vertical em edifícios este é o mais econômico para a construção. No entanto, é imprescindível que se garanta a real existência das forças de interação em cantos e bordas, assim como nas regiões das aberturas, facilmente conseguida em paredes de concreto armado.

3.2 Ações Horizontais

As ações horizontais e sua distribuição na estrutura constituem uma importante etapa para a análise e o posterior dimensionamento de um edifício de paredes de concreto armado. No Brasil, as ações horizontais usualmente consideradas são as forças devidas ao vento, ao desaprumo e ao empuxo desequilibrado. Para edificações construídas em áreas sujeitas a abalos sísmicos, seus efeitos devem ser considerados.

De acordo com a NBR-6123 (1988), a determinação das forças devidas ao vento inicia-se pelo cálculo da velocidade característica do vento, V_k por meio da equação (3.1).

$$V_k = V_0 \cdot S_1 \cdot S_2 \cdot S_3 \quad (3.1)$$

Na qual:

V_0 - Velocidade básica do vento: velocidade de uma rajada de 3s, excedida na média uma vez em 50 anos, a 10m acima do terreno, em campo aberto e plano [item 5.1 da NBR-6123 (1988)];

S_1 - Fator topográfico [item 5.2 da NBR-6123 (1988)];

S_2 - Fator que considera a influência da rugosidade do terreno, das dimensões da edificação ou parte da edificação em estudo, e de sua altura sobre o terreno [item 5.3 da NBR-6123 (1988)];

S_3 - Fator baseado em conceitos probabilísticos [item 5.4 da NBR-6123 (1988)].

Calcula-se pela equação (3.2), a pressão dinâmica do vento (q), correspondente à velocidade característica, V_k , em condições normais de pressão (1atm = 1013,2mbar = 101320Pa) e de temperatura (15°C).

$$q = 0,613 \cdot V_k^2 \quad (q: N/m^2; V_k: m/s) \quad (3.2)$$

Por fim, calcula-se a força de arrasto, F_a , componente da força devida ao vento na direção do vento, por meio da equação (3.3).

$$F_a = C_a \cdot q \cdot A_e \quad (3.3)$$

Na qual:

C_a = coeficiente de arrasto (item 6.3 da NBR-6123 (1988));

A_e = área frontal efetiva: área da projeção ortogonal da edificação, estrutura ou elemento estrutural sobre um plano perpendicular à direção do vento ("área de sombra").

A NBR-6123 (1988), no item 6.6, exige para o caso de edificações paralelepípedicas, que o projeto deva levar em conta: as forças devidas ao vento agindo perpendicularmente a cada uma das fachadas, de acordo com as suas especificações; as excentricidades causadas por vento agindo obliquamente ou por efeitos de vizinhança. Os esforços de torção daí oriundos são calculados considerando estas forças agindo com as respectivas excentricidades, em relação ao eixo vertical geométrico. Para edificações sem efeitos de vizinhança $e_a = 0,075.a$ e $e_b = 0,075.b$. Para edificações com efeitos de vizinhança $e_a = 0,15.a$ e $e_b = 0,15.b$, sendo e_a medido na direção da maior dimensão horizontal de uma edificação, a , e e_b medido na direção da menor dimensão horizontal, b .

Segundo a NBR-6118 (2004), no item 11.3.3.4.1, na análise global das estruturas, sejam elas contraventadas ou não, deve ser considerado um desaprumo dos elementos verticais. Esse desaprumo não deve, necessariamente, ser superposto ao carregamento de vento. Entre os dois, vento e desaprumo, deve ser

considerado apenas o mais desfavorável, que pode ser escolhido como o que provoca o maior momento total na base de construção.

Ramalho e Corrêa (2003) sugerem que o desaprumo seja considerado juntamente com a ação do vento, devendo ser somadas e distribuídas entre os elementos que contraventam a estrutura, divergindo do preconizado na NBR-6118 (2004), já que não é possível evitar que em uma edificação fora de prumo o vento atue. Os mesmos recomendam que o desaprumo seja considerado conforme equação (3.4) da norma alemã DIN-1053 (1974), em razão da racionalidade do procedimento que considera ângulo de desaprumo decrescente em relação à altura da edificação, figura 3-3. Isso se baseia na probabilidade de que erros acumulativos de prumo diminuam quanto maior for o número de pavimentos do edifício, pois os erros são corrigidos a cada andar.

$$\varphi = \frac{1}{100 \cdot \sqrt{H}} \quad (3.4)$$

Na qual:

φ - ângulo em radianos;

H - altura da edificação em metros.

A força horizontal equivalente ao desaprumo é calculada pela equação (3.5).

$$F_d = \Delta P \cdot \varphi \quad (3.5)$$

Na qual:

ΔP - peso total do pavimento considerado.

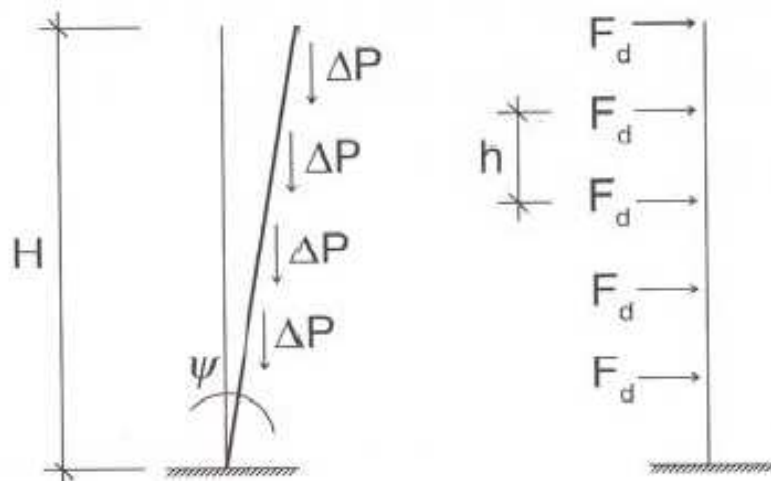


Figura 3-3 - Força horizontal equivalente ao desaprumo (CORRÊA e RAMALHO-2003).

Na distribuição das ações horizontais em uma edificação com paredes de concreto armado, deve-se levar em consideração o caminho percorrido por essas ações, onde as cargas são distribuídas nos painéis de fachada e transferidas para as paredes de contraventamento por meio das lajes, figura 3-4, neste trabalho, tratadas como diafragmas rígidos em seu próprio plano e totalmente flexíveis fora dele.

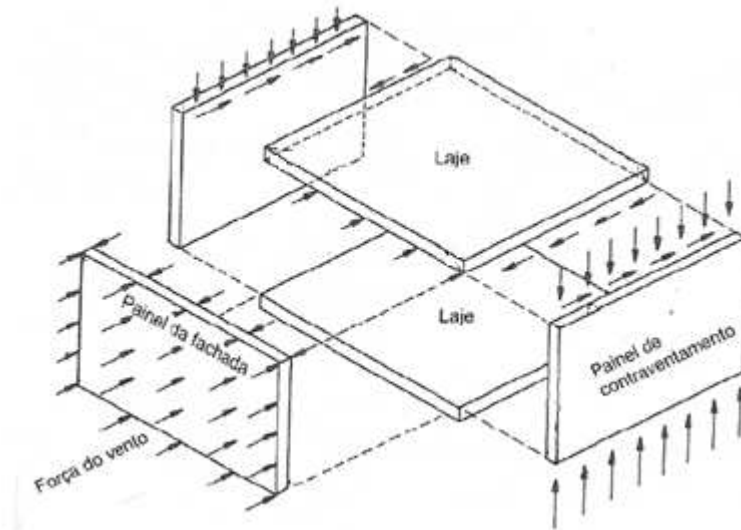


Figura 3-4 – Ação do vento em um edifício (PAES-2008).

A assimetria na estrutura deve ser evitada, quando a arquitetura permitir, porque torna mais complexa a distribuição das ações horizontais. Neste caso, a ação horizontal, mesmo sem a consideração da excentricidade, ocasiona a translação e a rotação da estrutura, o que leva à necessidade de se utilizarem recursos computacionais mais avançados para a análise. A figura 3-5 apresenta alguns modelos para a análise de um painel de contraventamento submetido a um carregamento lateral.

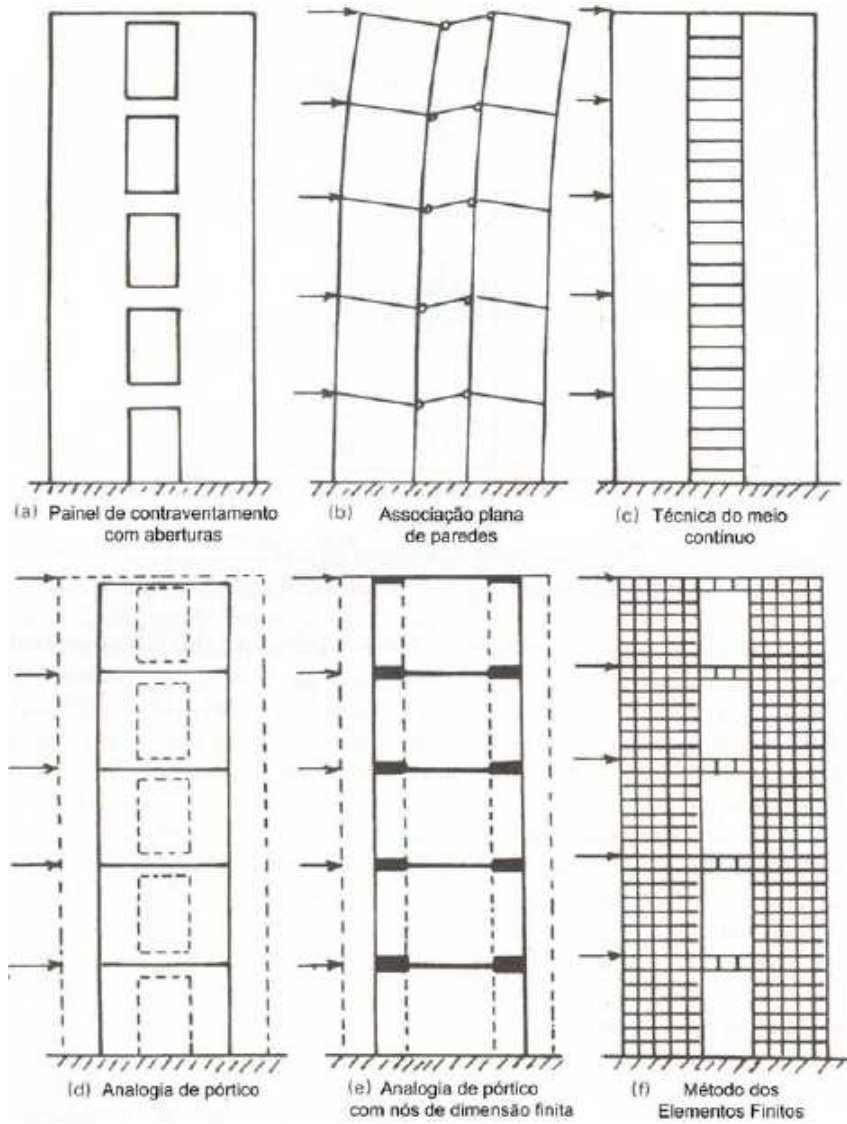


Figura 3-5 - Modelos para estimar tensões e deflexões devidas ao vento (HENDRY-1998).

4 INTERAÇÃO ENTRE PAREDES E ESTRUTURA DE APOIO - EFEITO ARCO

Em edifícios de paredes estruturais, usualmente, o projeto arquitetônico constitui paredes descarregando sobre vigas, tendo como exemplo as garagens e salões de festas localizados no pavimento pilotis. Entende-se que a distribuição de cargas verticais ao longo da altura dessas paredes não aconteça uniformemente, tendo um comportamento em forma de arco atirantado, figura 4-1.

O primeiro a discutir a ação conjunta parede-viga sobre apoios discretos foi Wood (1952), para edificações em alvenaria. Ressalta-se que o fenômeno é semelhante para paredes de concreto armado sobre estruturas de apoio. Ao verificar-se a possibilidade de redução dos esforços da viga, causada pela concentração de tensões junto aos apoios, foram realizados ensaios experimentais por Rosenhaupt (1962), Burhouse (1969), Stafford Smith, Khan e Wickens (1977) e Navaratnarajah (1981), na tentativa de criar métodos adequados de dimensionamento. Em seguida, foram propostos modelos matemáticos simplificados por Stafford Smith e Riddington (1973), Davies e Ahmed (1977) e Riddington e Stafford Smith (1978). Barbosa (2000) e Silva, T.F.T. (2005) não recomendam a aplicação de modelos matemáticos simplificados para obtenção de esforços em vigas que apóiam paredes.

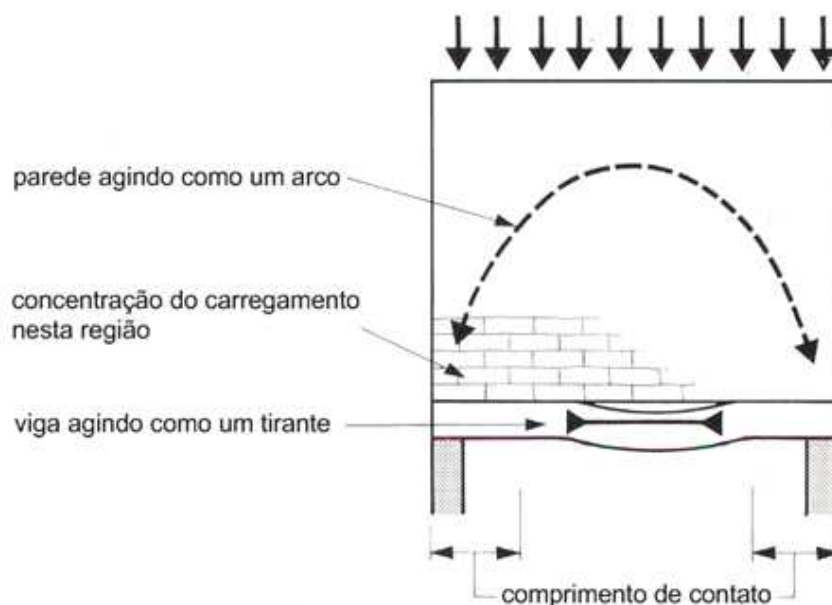


Figura 4-1 - Ação conjunta do sistema parede-viga (PAES-2008).

4.1 Rigidez Relativa Parede-Viga

Muitos fatores podem influenciar a distribuição de tensões no sistema parede-viga, como a altura da parede, o vão da viga, a inércia da viga, a espessura da parede e os módulos de elasticidade dos materiais. Essas características podem ser computadas em uma única relação, com a utilização do conceito de rigidez relativa. Segundo Riddington e Stafford Smith (1978) a rigidez relativa é obtida através da equação (4.1):

$$K = \sqrt[4]{\frac{E_w \cdot t \cdot L^3}{E_v \cdot I}} \quad (4.1)$$

Já Davies e Ahmed (1977), substituem o comprimento do vão da viga pela altura da parede, recomendando a equação (4.2):

$$K = \sqrt[4]{\frac{E_w \cdot t \cdot h^3}{E_v \cdot I}} \quad (4.2)$$

onde:

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

- I é a inércia da viga de apoio;

- h e t são a altura e a espessura da parede respectivamente;

- L é a distância entre apoios.

Quando a rigidez relativa tem um valor baixo, significa que a viga tem grande rigidez e, conseqüentemente, menor deformação. Com maior rigidez, a viga absorve um maior esforço, aliviando a concentração de tensões na parede e diminuindo o efeito arco.

Dependendo da rigidez relativa entre os elementos parede e viga, ocorrerá uma modificação na distribuição das tensões, tanto na parede como na viga, que em resumo são: redução do momento fletor da viga, surgimento de tração na viga, concentrações de tensões na parede nas regiões dos apoios. Wood (1952) evidenciou nos resultados de ensaios uma redução do momento fletor até uma relação da ordem de $PL/100$, onde L é o vão da viga e P a carga distribuída, figura 4-2.

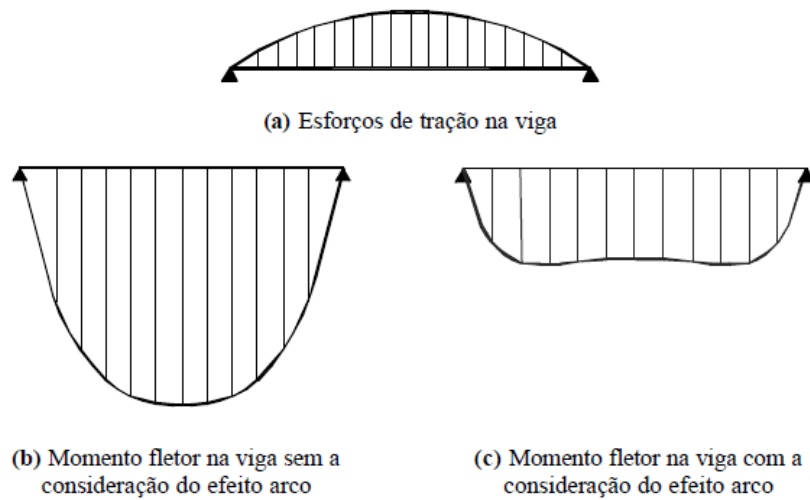


Figura 4-2 – esforços na viga (BARBOSA-2000).

4.2 Trecho de Formação do Arco

São encontradas na literatura duas linhas de pesquisa referentes a influências da altura da parede no efeito arco. Tais linhas de pensamento foram estudadas para aplicações em alvenaria estrutural, mas entende-se que tal comportamento aplique-se em edifícios de paredes de concreto armado, pela analogia evidente.

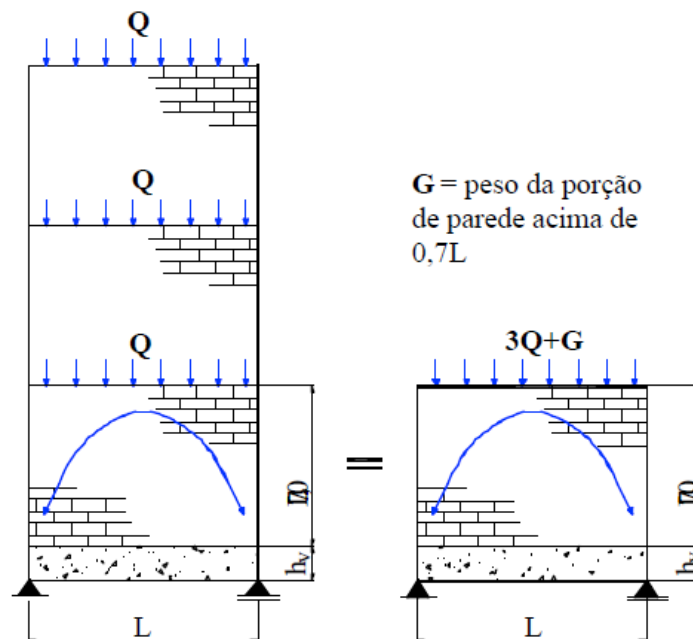


Figura 4-3 – Sistemas parede-viga com carregamentos equivalentes (BARBOSA-2000).

A primeira linha de pesquisa, iniciada por Stafford Smith e Riddington (1977), relata que, para uma razão entre a altura da parede e o vão da viga maior que 0,7, a porção acima de $0,7L$ não influencia na formação do arco, podendo ser considerado simplifiadamente como acréscimo de carga, figura 4-3. Esse procedimento foi verificado por Tomazela (1995) e posteriormente adotado por Barbosa (2000).

Um segundo pensamento veio com Haseltine e Moore (1981), que relatam três condições principais para se determinar a capacidade da parede de formar um arco. A primeira é que a razão entre a altura e o comprimento da parede seja maior que 0,6. A segunda é que as aberturas não estejam localizadas na região do arco imaginário, geralmente definida por duas circunferências com centro no meio da viga de comprimento L e raios $0,25L$ e $0,6L$. A terceira é que a tensão majorada, imposta pela ação do arco, não exceda a capacidade de compressão local da parede, figura 4-4:

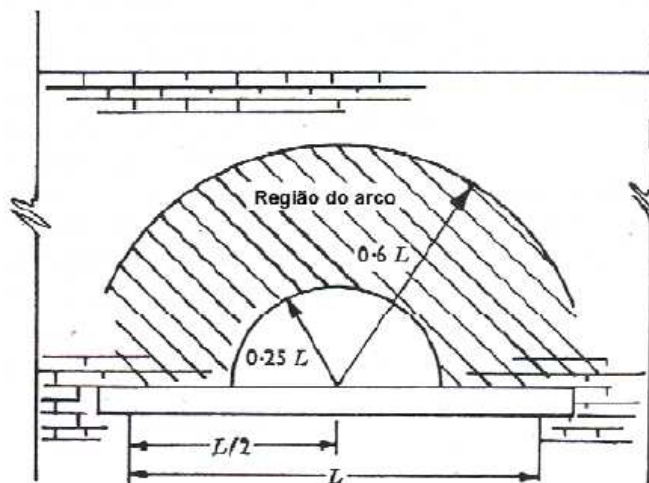


Figura 4-4 - Região de formação do arco (RIDDINGTON e STAFFORD SMITH-1978).

Para a presente pesquisa, não foram utilizados os procedimentos comentados anteriormente, mas apenas a idéia de que o arco se forma na região $0,6L$ ou $0,7L$, na definição da região mínima a ser discretizada.

Na discretização do exemplo adotado no item 7.0 (Estudo de Caso), para consideração do efeito arco, foi necessária a discretização dos dois primeiros pavimentos em elementos de casca, já que em algumas vigas o valor $0,7L$ era maior que o pé-direito adotado para os pavimentos. Essa idéia, também, foi utilizada por Silva, T.F.T. (2005), com uma ressalva, segundo a qual apenas o primeiro pavimento foi modelado com elemento de membrana, pois, a dimensão do pé-direito

era maior que 0,7 do vão da viga, tendo uma parede altura suficiente para formação do arco.

5 MODELAGEM NUMÉRICA

Neste trabalho foram comparados dois modelos distintos que permitem a avaliação de edifícios no que diz respeito ao deslocamento no topo, tensões nas paredes, nos pilares e as tensões nas vigas de transição. O primeiro consiste em uma modelagem mais refinada, que é pouco praticável em escritórios de projetos estruturais, escolhido aqui como um modelo de referência para que sejam realizadas análises, comparações e recomendações. O segundo consiste em uma modelagem mais simples que permite uma análise significativa, incluindo o comportamento global da estrutura, a deformabilidade e os esforços, tanto das paredes e pilares como das vigas de transição. Uma aplicação preliminar desses modelos é apresentada nos itens 5.1 e 5.2.

Será utilizado o Método dos Elementos Finitos mediante o emprego do programa ANSYS para a obtenção dos esforços e deslocamentos das estruturas aqui estudadas. Este método foi adotado por ser uma técnica muito difundida e por apresentar resultados bastante satisfatórios.

Utilizou-se o elemento de barra tridimensional com seis graus de liberdade por nó que possuem as opções da consideração da excentricidade do carregamento (BEAM44), representando de forma adequada os elementos lineares da estrutura. Para a representação dos elementos planos, foi utilizado o elemento tipo casca com quatro nós e seis graus de liberdade por nó (SHELL63). Os dois elementos apresentados consideram a deformação por cisalhamento.

O material utilizado foi o concreto armado com características definidas pela norma brasileira de concreto armado NBR-6118 (2004). Todas as estruturas trabalham no regime elástico-linear com pequenos deslocamentos e o material foi considerado isotrópico.

5.1 Modelo com Paredes em Elementos de Casca

Quanto mais preciso for o modelo, geralmente mais complexa será sua aplicação e maiores cuidados deverão ser tomados com as condições de contorno e parâmetros definidores do modelo, que podem induzir a erros grosseiros, sendo este modelo inviável se utilizado um grande refinamento.

O modelo apresentado neste capítulo tem maior complexidade em relação ao modelo sugerido pelo autor no item 5.2. Todas as paredes do edifício são discretizadas em elementos de casca e os pilares e vigas de transição em elementos de barra, figura 5-1. Cabe lembrar que as vigas e pilares são discretizados em elementos de barra, sendo mostrado nas figuras 5-1 e 5-2 esses elementos com suas respectivas seções transversais, imagem típica do visualizados do programa ANSYS.

Lembrando que seria praticamente inviável a utilização deste modelo em escritórios de cálculo, caso seja utilizado um grande refinamento, para modelagem de uma edificação como um todo, por se tratar de um modelo mais discretizado, com grande quantidade de dados de entrada e resultados obtidos, além de, necessitar de um grande esforço computacional.

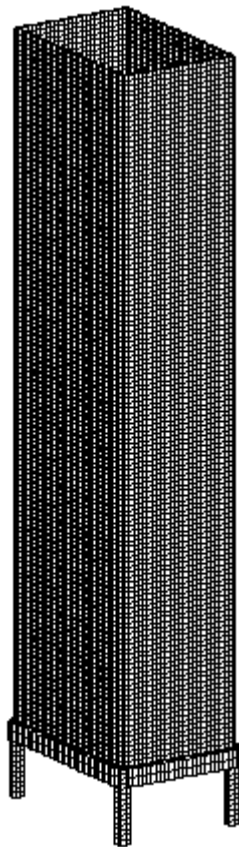


Figura 5-1 – Discretização das paredes (casca), vigas e pilares (barras).

5.1.1 Geometria do Modelo

Para melhor compreensão dos modelos, em princípio, foi escolhida um modelo simples, com dimensões usualmente utilizadas e paredes sem abertura de portas ou janelas, facilitando com isso a visualização do caminhamento das tensões, tanto vertical como horizontais. Foram modelados nove pavimentos, contendo, cada um, quatro paredes em formato de prisma retangular de 7,5m x 5,0m x 2,80m (figura 5-5), sobre quatro vigas de transição (40cm x 70cm), que descarregam em quatro pilares de canto com 3,0m de altura e seção transversal de 40cm x 40cm, figura 5-2.

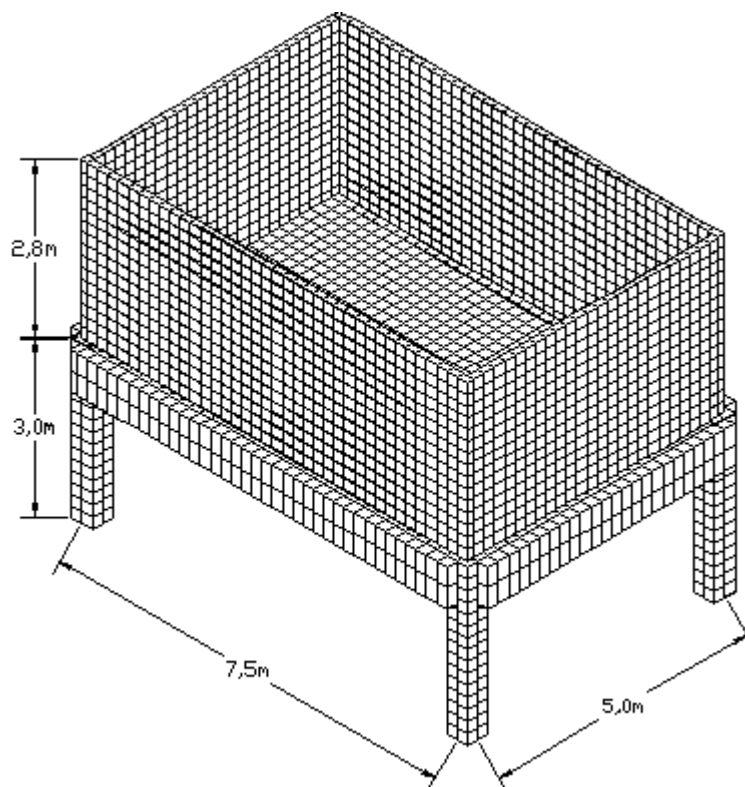


Figura 5-2 – Discretização dos elementos ao nível do pilotis.

Para considerar a influência da excentricidade do carregamento nas vigas de transição, a parede foi modelada rente à face interna da viga, assim como a laje rente a sua face superior, onde as vigas têm seção reta de 40cm x 70cm, figura 5-3.

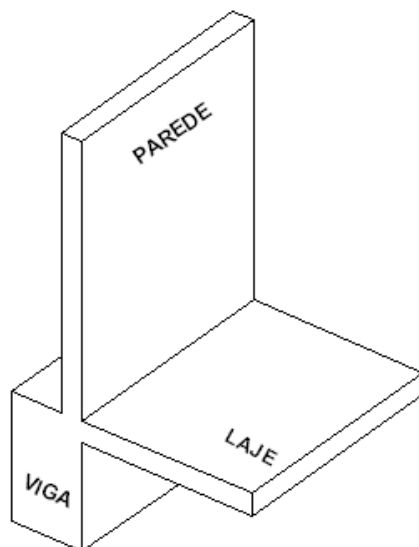


Figura 5-3 - Detalhe da interseção laje-parede-viga.

Todas as paredes têm espessura de 12cm e são consideradas monolíticas. As lajes são consideradas como um diafragma rígido, utilizando o artifício do nó mestre, “escravizando-se” os deslocamentos na direção do seu plano. Apenas a laje do pavimento pilotis foi discretizada em elementos de casca (SHELL63), tendo assim, uma maior representatividade na análise de tensões das vigas de transição.

As únicas condições de contorno a considerar no modelo são os engastes fixos na base dos quatro pilares.

5.1.2 Elementos Adotados

Para este modelo foram adotados elementos disponíveis na biblioteca do software ANSYS.

Os pilares e as vigas foram considerados como barras, utilizando o elemento BEAM44, que possui dois nós extremos e seis graus de liberdade por nó, sendo três translações e três rotações. Este elemento fornece os deslocamentos e os esforços axiais, cortantes, momento de torção e momento fletor, necessários para a análise desejada.

Todas as paredes e a laje ao nível da transição são consideradas utilizando o elemento de casca SHELL63, elemento quadrilateral tendo um nó por vértice, com seis graus de liberdade por nó e compatível com o elemento de barra adotado, figura 5-4.

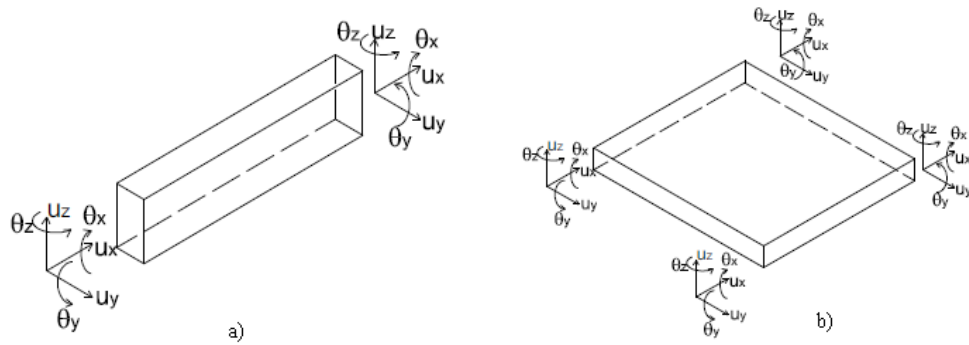


Figura 5-4 – Graus de liberdade dos elementos: a) BEAM44 ; b) SHELL63 (ANSYS).

5.1.3 Definição da Discretização dos Elementos Finitos

A discretização dos elementos finitos a ser adotada para as paredes é composta apenas por elementos quadrangulares, possibilitando contabilizar o efeito arco das paredes inferiores na análise dos esforços das vigas de transição. Esses elementos são lançados no plano médio das paredes. Ramalho (1990) descreve que o elemento membrana é utilizado para análise de estados planos de tensão e que é definido por três ou quatro pontos nodais, cada qual com três graus de liberdade, concluindo com sua pesquisa que, como regra geral, deve-se preferencialmente utilizar elementos quadrangulares. Segundo Ramalho (1990), os elementos de membrana dão bons resultados para o tipo de pesquisa aqui realizada, sendo, estes elementos mais simples que os elementos de casca utilizados neste trabalho.

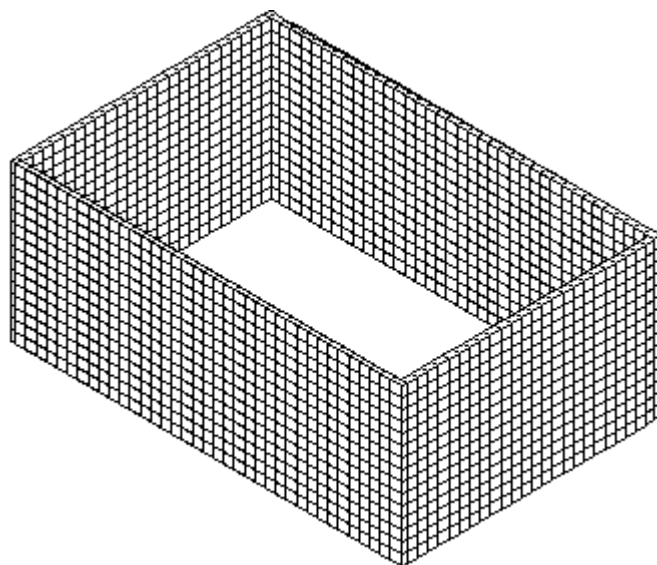


Figura 5-5 – Discretização de elementos finitos de um pavimento, 20cm x 20cm (ANSYS).

A discretização dos elementos finitos das paredes é composta por elementos de 20cm x 20cm, figura 5-5. Segundo Barbosa (2000), essa dimensão de rede é suficiente para representar o fluxo das tensões pela parede, necessário para a consideração do efeito arco, para os vãos e pés-direitos usuais.

Os pilares e vigas foram discretizados com elementos de 20cm para que tivessem coincidência entre os nós dos elementos parede-viga.

5.1.4 Considerações para torção de vigas.

Na análise desse modelo simplificado, verificou-se a torção nas vigas de transição, ocasionada pela excentricidade da parede na viga, a contribuição da laje e a flexão lateral das paredes inferiores.

Segundo a Norma Brasileira NBR-6118 (2004) a rigidez à torção deve ser considerada quando esta for necessária para o equilíbrio do elemento, como, por exemplo, no caso de uma viga que suporta uma marquise. No caso do elemento ter torção de compatibilidade, que não é essencial para o equilíbrio, ela pode ser desconsiderada. Segundo a NBR-6118 (2004), a rigidez a torção pode ser reduzida até 15% da rigidez elástica.

Na análise desse modelo simplificado, a inércia à torção será calculada pelo software ANSYS através do módulo SECTIONS que calcula as propriedades geométricas de uma seção (Torsional Constant).

Segundo Silva, H.B.S. (2010), a excentricidade entre o plano médio da placa e o eixo longitudinal da viga é um fator importante na análise estrutural. Esta consideração faz com que os dois elementos trabalhem de forma simultânea, representando de maneira mais realista a seção "T" formada por esses dois elementos. Entretanto, na prática de projetos estruturais em escritórios de cálculo, o que se vê é o desprezo desse fator ou a consideração de forma simplificada ou implícita (como na adoção de seções T), mesmo que os programas utilizados apresentem recursos que admitam o uso deste artifício.

A desconsideração da excentricidade leva a uma rigidez subestimada da estrutura. Este é um fator de simples implementação, que não acarreta em custo de processamento e melhora a representação do modelo estrutural analisado.

Silva, H.B.S. (2010) conclui que a desconsideração da excentricidade na ligação laje-viga, leva a resultados superestimados de deslocamentos e tensões na

estrutura. Portanto, a consideração da excentricidade pode gerar redução de custos no dimensionamento das estruturas.

Para consideração da excentricidade nas vigas de transição, o carregamento decorrente das paredes foi aplicado fora do eixo da viga, além da excentricidade da ligação laje-viga. Tal consideração foi imposta diretamente nas características do elemento BEAM44.

De um modo genérico, considerando-se a possibilidade de excentricidades nas duas direções, a matriz de transformação da viga, para o eixo local é dada por:

$$\begin{Bmatrix} u_{x2} \\ u_{y2} \\ u_{z2} \\ \theta_{x2} \\ \theta_{y2} \\ \theta_{z2} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} 1 & 0 & 0 & 0 & -e_z & 0 \\ 0 & 1 & 0 & 0 & 0 & e_y \\ 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 1 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} u_{x1} \\ u_{y1} \\ u_{z1} \\ \theta_{x1} \\ \theta_{y1} \\ \theta_{z1} \end{Bmatrix} \quad (4.3)$$

Onde as variáveis com índice 2 são os deslocamentos e rotações da viga e as variáveis com índice 1 são os deslocamentos e rotações das cascas. As variáveis e_z e e_y são excentricidades nos eixos Z e Y respectivamente. Esta matriz vale para apenas um nó do elemento de viga, representado pela matriz de transformação a seguir:

$$[T^0] = \begin{bmatrix} 1 & 0 & 0 & 0 & -e_z & 0 \\ 0 & 1 & 0 & 0 & 0 & e_y \\ 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 1 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 \end{bmatrix} \quad (4.4)$$

Tem-se que a matriz de transformação do elemento de viga $[T]$ pode ser expressa por:

$$[T] = \begin{bmatrix} [T^0] & 0 \\ 0 & [T^0] \end{bmatrix} \quad (4.5)$$

A matriz de rigidez do elemento de viga $[K_l]$ pode ser transformada da seguinte forma:

$$[K_i^T] = [T]^T [K_i][T] \quad (4.6)$$

Onde $[K_i^T]$ é a matriz de rigidez transformada do elemento.

5.1.5 Deformação por cisalhamento

Em Corrêa e Ramalho (1994), verificou-se a importância da consideração da deformação por cisalhamento em modelos de barras, através de resultados obtidos com modelagens de uma parede sem abertura.

Em Nascimento Neto (1999) verifica-se que, no caso de paredes altas, há predominância dos deslocamentos devidos à flexão, sendo que o deslocamento por cisalhamento pode representar cerca de 3%. Na resistência dos materiais, paredes altas são aquelas que apresentam altura total superior a cinco vezes a maior dimensão em planta.

Para a consideração de deformações por cisalhamento é necessária a determinação de um fator de forma da seção e, assim, modificar a matriz de rigidez do elemento BEAM44. No elemento de casca, a deformação por cisalhamento já está considerada na própria matriz de rigidez do elemento SHELL63.

5.2 Modelo Básico (proposto)

No presente trabalho sugere-se, para análise de esforços em paredes de concreto armado, pilares e vigas de transição, um modelo misto, em que na região da transição utiliza-se o modelo proposto no item 5.1 e para as paredes logo acima é utilizado um modelo alternativo de barras. A utilização de um modelo discretizado em elementos de casca na região da transição justifica-se pela consideração do efeito arco nas paredes que interceptam as vigas de transição. Esse assunto é esclarecido no item 6.1.3.

O modelo alternativo, aqui sugerido, para análise de paredes de concreto armado, foi também avaliado em Nascimento Neto (1999), enfatizando que, no caso dele, o modelo não contemplava a região da transição. O modelo consiste em se discretizar os painéis utilizando-se elementos barra como ilustrado na figura 5-6. Um trecho de parede sem abertura, situado entre pavimentos consecutivos, é

discretizado por elementos barra, diferenciados por barras verticais flexíveis e barras horizontais rígidas. A barra vertical possui as características da seção retangular do painel, devendo ser posicionada no eixo que contém os centróides das seções da parede, tendo suas extremidades ligadas monoliticamente às barras rígidas horizontais, que por sua vez são dispostas ao nível dos pavimentos e têm por finalidade simular o efeito do comprimento dos painéis e a interação que se desenvolve entre os mesmos. No caso dessas paredes não se considera sua composição com abas ou flanges, já que essa contribuição está incorporada ao modelo.

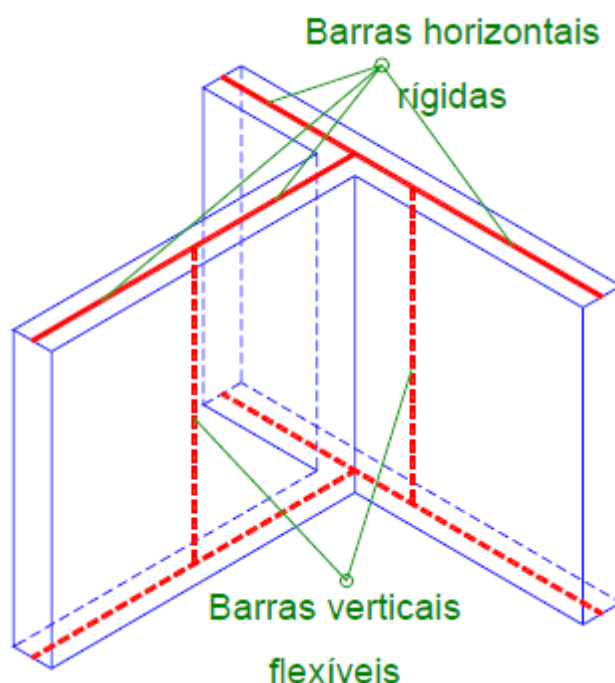


Figura 5-6 – Modelo alternativo (NASCIMENTO NETO-1999).

As paredes que se interceptam têm suas conexões articuladas, de modo a se considerar a interação que efetivamente se desenvolve entre as paredes, bem como as excentricidades associadas às forças de interação. Na interação de paredes é observado apenas o desenvolvimento de esforços verticais (esforços cortantes) em suas interseções, de modo que o único grau liberdade associado a essa extremidade é a translação vertical.

O modelo possibilita a inclusão de lintéis, que são observados nos trechos de parede situados entre as aberturas de portas e janelas, aumentando significativamente a rigidez do edifício quando solicitado pelas ações horizontais.

Assim como no modelo de referência, as lajes são idealizadas como um diafragma rígido em seu plano, com a utilização do recurso do nó mestre, para a compatibilização dos deslocamentos ao nível dos pavimentos. Esses deslocamentos são associados às duas translações independentes no plano do pavimento. Lembre-se que a laje do pavimento pilotis foi considerado com elementos de casca.

Essa modelagem é equivalente, com algumas adaptações, à descrita nos estudos de Yagui (1978), no caso, utilizada para paredes de núcleos estruturais de concreto armado. Vale salientar que o modelo utilizado neste trabalho leva em consideração a deformação por cisalhamento das paredes, melhor esclarecida no item 5.2.3, e avalia de forma indireta e aproximada os efeitos causados pelo empenamento da seção composta formada pelas paredes. O modelo descrito neste capítulo é denominado por Nascimento Neto (1999) como “modelo de pórtico tridimensional”, nomenclatura que será adotada pelo autor.

5.2.1 Barras Rígidas e Lintéis

Foram utilizadas barras rígidas com o objetivo principal de considerar a excentricidade dos esforços de interação das paredes que se interceptam e a possibilidade da consideração dos lintéis.

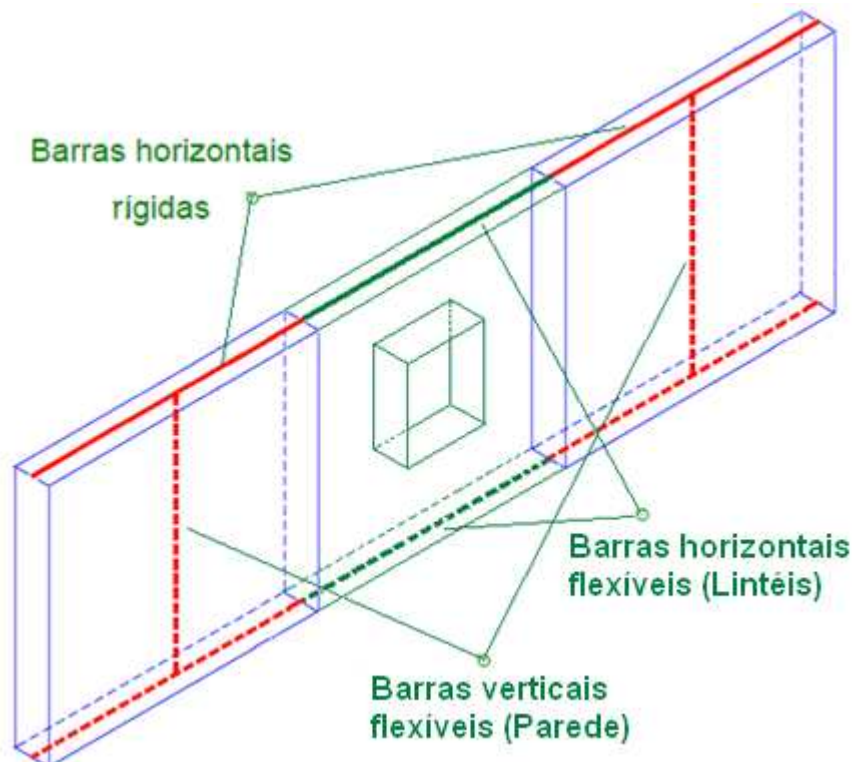


Figura 5-7 – Representação de parede com abertura no Modelo Pórtico Tridimensional.

A figura 5-7 mostra a representação dos lintéis no modelo pórtico tridimensional, onde a ligação entre os lintéis e as barra rígida são monolíticas.

Nos nós das barras rígidas, onde há interseção entre as paredes, podem ser encontrados os esforços de cisalhamento entre elas. Esta transferência de esforços será avaliada no próximo capítulo.

Os lintéis são utilizados para representar as faixas de paredes acima e abaixo de portas e janelas. As extremidades das barras rígidas que se interceptem com esses lintéis não podem ser articuladas, caso contrário a efetiva contribuição dos mesmos não seria levada em consideração no modelo.

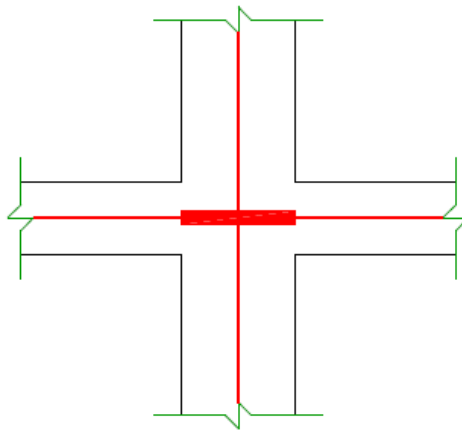


Figura 5-8 - Simulação de trechos rígidos utilizando-se elementos barra (NASCIMENTO NETO-1999).

As barras rígidas utilizadas neste modelo seguem as recomendações encontradas em Corrêa (1991), em que as barras rígidas horizontais, referidas em seu trabalho como “elementos de grande rigidez”, são utilizadas como uma das soluções para a consideração dos nós de dimensões finitas encontrados nos pórticos de edifícios em concreto armado, figura 5-8.

Esses elementos, segundo Corrêa (1991), têm que apresentar características da seção transversal de modo a simular o trecho rígido da estrutura para que seja alcançado o objetivo da simulação e sem perturbar a estabilidade numérica da solução. A discrepância muito acentuada de rigidez no modelo pode produzir um resultado catastrófico, sendo indicada a utilização de uma barra com a rigidez equivalente a de uma parede da edificação, ou seja, com dimensões de seção iguais à espessura e ao pé-direito. Tais considerações foram adotadas neste trabalho.

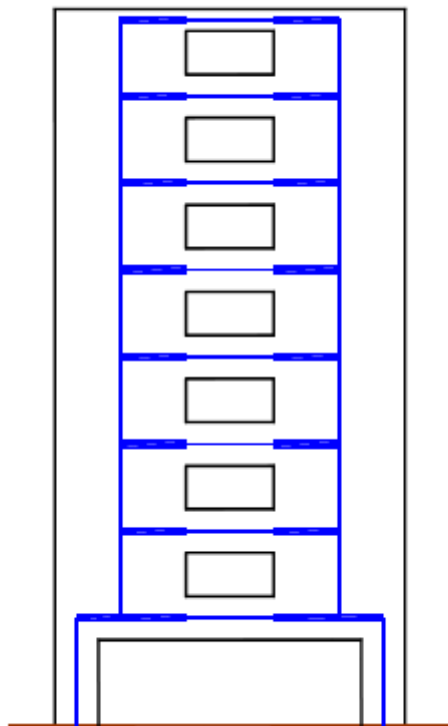


Figura 5-9 – Paredes com abertura com elementos de barra - adaptado de Corrêa (1991).

Outra aplicação das barras rígidas apresentada em Corrêa (1991) é a possibilidade de estudar o comportamento global do sistema estrutural de um edifício, sob a ação do vento, modelando-se em conjunto seus painéis de contraventamento, figura 5-9. Essa modelagem permite considerar o efeito das aberturas, isto é, incluir a contribuição dos lintéis na rigidez do sistema estrutural, contribuindo para a diminuição dos deslocamentos horizontais e melhor distribuição dos esforços entre estes painéis.

5.2.2 Elementos Adotados

Os elementos finitos utilizados neste modelo são os mesmos utilizados no modelo de referência, BEM44 e SHELL63, abordados no capítulo anterior, figura 5-4. Na região da transição, a modelagem foi idêntica à descrita anteriormente e para representação das paredes acima do terceiro pavimento, utilizou-se o elemento de barra BEAM44 para barras flexíveis verticais e rígidas horizontais, com a consideração da deformação por cisalhamento nas barras verticais. Nos dois

primeiro pavimentos as paredes foram, necessariamente, discretizadas em elementos de casca para a consideração do efeito arco no modelo.

5.2.3 Deformação por Cisalhamento

Os efeitos de deformação por cisalhamento são muitas vezes significativos na deformação lateral de elementos lineares curtos.

No caso do modelo pórtico tridimensional utilizado neste trabalho, a consideração da deformação por cisalhamento é feita por meio de uma modificação na matriz de rigidez do elemento de barra, BEAM44, que modela as paredes. A rotina de cálculo utilizada, que modifica a matriz de rigidez, depende do fornecimento da área de cisalhamento. Caso essa área seja igual a zero, toma-se um fator corretivo nulo, de modo que a matriz de rigidez do elemento não é modificada. Caso contrário, determina-se o fator corretivo e modifica-se adequadamente a matriz de rigidez.

$$c = \frac{A}{A_s} \quad (5.1)$$

sendo: A_s = área de cisalhamento

A = área da seção transversal

c = constante de deformação por cisalhamento

A constante de deformação por cisalhamento é definida como a razão entre a área da seção transversal real da barra e a área de cisalhamento, equação (5.1), onde essa constante deve ser igual ou maior que a unidade. A rigidez de cisalhamento do elemento diminui com o aumento dos valores da constante de deformação por cisalhamento. Uma constante de deformação por cisalhamento igual a zero, pode ser usado para verificar desvios na ausência de cisalhamento. O valor da constante de deformação por cisalhamento, para as seções utilizadas neste trabalho, é $c = 1,2$ (seções retangulares).

5.2.4 Geometria do Modelo

As características desse modelo, na região de formação do arco, são idênticas ao modelo precedente e podem ser vistas no item 5.1.1. A partir do segundo pé-direito acima do pilotis, o modelo de casca é substituído pelo modelo

alternativo, em que as barras flexíveis verticais são localizadas no centro de gravidade das seções de cada parede e têm comprimento igual a um pé-direito com 2,80m. Já as barras rígidas na elevação dos pavimentos têm comprimentos de 3,75m ou 2,5m dependendo da sua localização, figura 5-10. Para vinculação das barras horizontais rígidas, agruparam-se os nós coincidentes de cada barra, igualando os seus deslocamentos de translação e liberando as rotações.

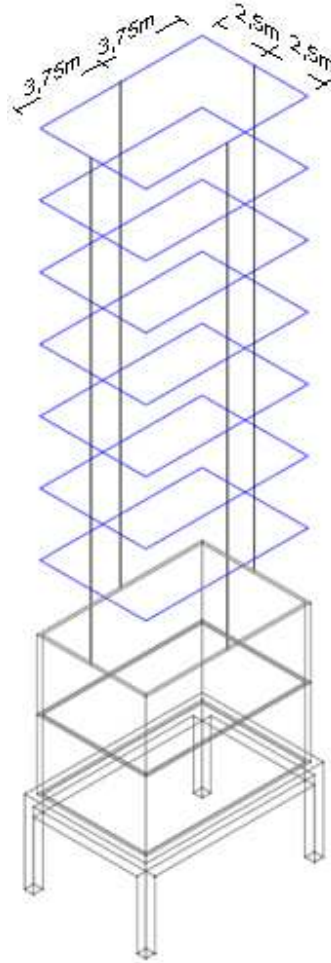


Figura 5-10 – Geometria do modelo básico.

Cabe ressaltar que nesse modelo simplificado não foram consideradas aberturas, com isso não houve necessidade da utilização de lintéis.

6 CONSOLIDAÇÃO DO MODELO BÁSICO

Neste capítulo são apresentados os resultados obtidos nas comparações entre os dois modelos expostos no capítulo 5. Para melhor visualização do fluxo de tensões entre as paredes, a análise será desenvolvida com aplicação dos carregamentos verticais e horizontais, separadamente. As comparações ocorrerão nas vigas de transição e nas paredes, sendo que nestas últimas apenas nos níveis em que os modelos são diferentes entre si, ou seja, do terceiro ao nono pavimento.

Foram comparados os esforços cortante e normal e o momento fletor, na base das paredes dos sete últimos pavimentos. Nas paredes, foram analisadas as tensões normais, transferidas através da força cortante na interseção entre elas. Nas vigas de transição foram analisados os esforços cortantes e normais, além dos momentos fletor e de torção. Para a obtenção dos esforços do modelo com elementos de casca, foi necessária a integração das tensões de cada elemento. Com a finalidade de melhorar a interpretação desta análise, as barras horizontais ao nível de cada pavimento, representando as paredes, foram numeradas de acordo com o que se apresenta na figura 6-1.

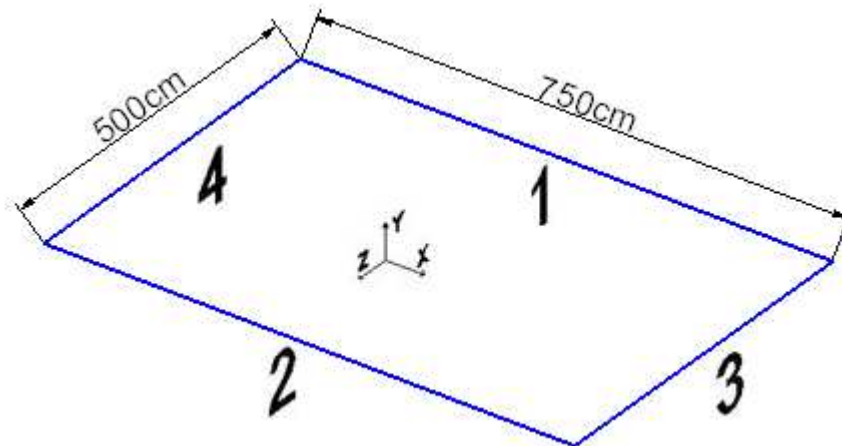


Figura 6-1 – Identificação numérica das barras no plano horizontal (X-Z).

6.1.1 Análise com Carregamento Vertical

Para essa análise, foi aplicado um carregamento de 50kN distribuído, igualmente, nos nós de cada barra horizontal rígida da direção X, que representam as paredes de 750cm (paredes 1 e 2), de cada pavimento, resultando em 100kN por

pavimento. As barras horizontais ao nível de cada pavimento foram discretizadas em nós distanciados a cada 20cm, totalizado 38 nós para as barras da direção X e 25 nós para as barras da direção Z.

Na região onde o modelo é discretizado em elementos de casca (1° e 2° pavimentos) o carregamento incidiu em todas as vigas, sendo os 100kN distribuídos igualmente entre todos os nós ao nível de cada pavimento, entretanto, ao nível da transição o carregamento foi distribuído entre os nós da laje.

A homogeneização das tensões possui influência marcante na avaliação estrutural das paredes do edifício, sendo a compressão vertical, sem dúvida, a solicitação mais importante. A tabela 1 apresenta os esforços normais em cada parede, de cada um dos sete pavimentos considerados com modelo de barras (3° a 9° pavimentos), sendo a diferença percentual calculada através da razão entre o esforço normal do pórtico tridimensional e o esforço normal do modelo de casca. Os esforços normais resultantes foram obtidos a 60cm acima da base das paredes, pois, por se tratar de região de aplicação de carregamentos, poderiam ocorrer distorções no resultado final, segundo o princípio de Saint-Venant.

Tabela 1 – Comparação de resultantes verticais (esforço normal).

Nível	Trecho	Força Aplicada (kN)	Casca (kN)	Pórtico (kN)	Diferença (%)
9	1 = 2	50,0	-29,8	-29,2	-2
	3 = 4	0,0	-20,2	-20,8	3
8	1 = 2	100,0	-57,0	-58,3	2
	3 = 4	0,0	-43,0	-41,7	-3
7	1 = 2	150,0	-86,0	-87,2	1
	3 = 4	0,0	-64,0	-62,8	-2
6	1 = 2	200,0	-115,5	-115,6	0
	3 = 4	0,0	-84,5	-84,4	0
5	1 = 2	250,0	-145,1	-143,4	-1
	3 = 4	0,0	-104,9	-106,6	2
4	1 = 2	300,0	-174,4	-170,2	-2
	3 = 4	0,0	-125,6	-129,8	3
3	1 = 2	350,0	-203,9	-195,5	-4
	3 = 4	0,0	-146,1	-154,5	6

Na tabela 1, observa-se o fluxo de tensões, na interface das paredes, através de quanto de carga incidente em uma parede foi transferida para a outra. Apesar do

modelo em elementos finitos não ser avaliado por meio de resultados experimentais, pode-se comentar que as análises desenvolvidas pelo autor foram de grande valia, pois se realizou a verificação de um modelo alternativo por meio de outro que acredita-se ser mais elaborado.

Como se pode perceber, na tabela 1, os resultados são próximos entre si. É visível que o modelo do pórtico tridimensional, apesar de sua simplicidade, produz resultantes muito parecidas com o modelo com elementos de casca, não tendo divergências de resultados maiores que 6%. Sob o ponto de vista prático, os resultados relativos ao pórtico tridimensional poderiam ser utilizados para o dimensionamento e a verificação de paredes de concreto armado para o carregamento vertical.

6.1.2 Análise com Carregamento Horizontal

O carregamento horizontal foi distribuído no sentido positivo do eixo "X", com valor de 10kN, aplicado na barra horizontal (500cm) de cada pavimento, posição 4 da figura 6-2.

Para a validação do modelo de pórtico tridimensional, avaliaram-se os deslocamentos horizontais de cada pavimento, os esforços cortantes e os momentos fletores em cada parede.

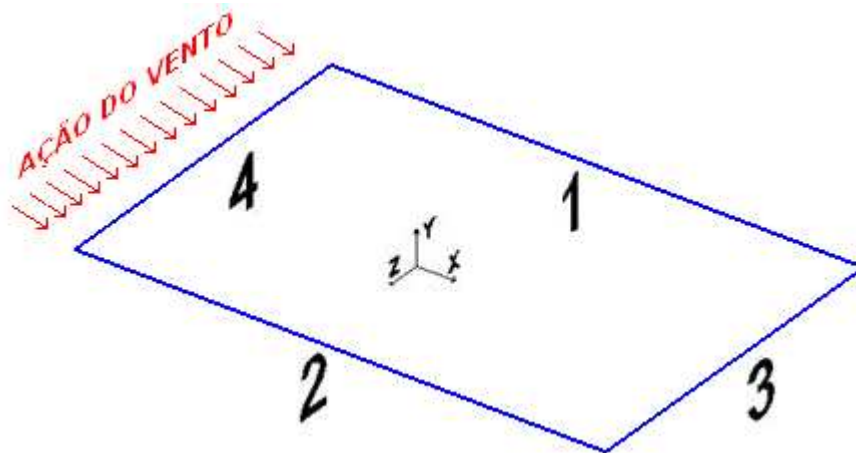


Figura 6-2 – Deslocamento horizontal dos pavimentos.

Aplicando-se uma ação horizontal no painel, a interação entre as paredes é avaliada considerando-se uma contribuição com flanges para os painéis de

contraventamento. No modelo de pórtico tridimensional, a contribuição do flange é considerada pelas barras horizontais rígidas.

Essas seções compostas com abas/flanges apresentam uma série de vantagens, podendo-se citar como uma das principais, o considerável ganho de momento de inércia dos painéis. No caso dos vãos usuais de edifícios residenciais, esse acréscimo na inércia constitui um dos fatores para redução das tensões normais nas paredes. Se a flange não for considerada, a rigidez obtida pode não representar adequadamente o comportamento do painel, resultando numa distribuição incorreta das ações do vento como consequência de uma má representação das rigidezes relativas.

Mesmo sabendo da grande rigidez de edificações com paredes de concreto armado, foram avaliados os deslocamentos horizontais de cada laje, figura 6-3, com intenção de estimar a contribuição dos flanges na rigidez relativa das paredes de contraventamento. Esse deslocamento é composto por uma parcela relativa à deformação por cisalhamento e por outra relativa à deformação por flexão.

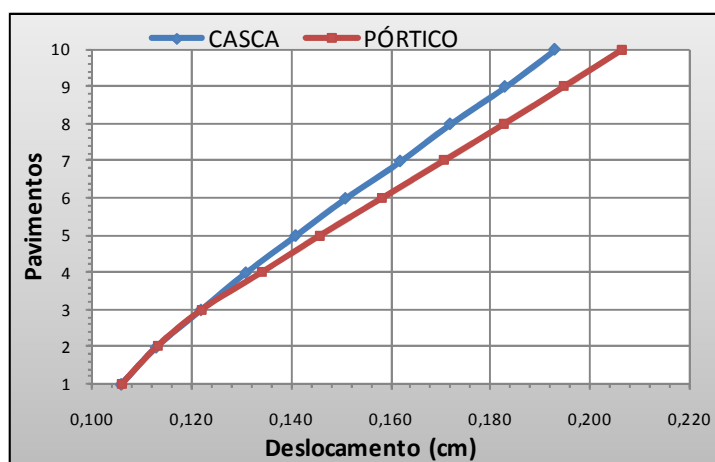


Figura 6-3 – Elástica do Edifício.

O gráfico de deslocamentos horizontais, figura 6-3, apresentou um acréscimo pouco significativo, com uma diferença de 7% no topo do edifício. Verificou-se um acréscimo nos deslocamentos horizontais do modelo pórtico tridimensional, acreditando-se ser proveniente de uma pequena perda de rigidez, sendo este resultado favorável à segurança. Tal análise pode comprovar a afetividade do modelo pórtico tridimensional no comportamento do sistema de contraventamento.

A figura 6-4 mostra a comparação entre os esforços cortantes das paredes 1 e 2, sendo a diferença entre estes esforços menor que 1%.

A figura 6-5 compara os momentos fletores, das paredes 1 e 2, entre os modelos. É verificada uma diferença, em relação ao outro modelo, de momento fletor, no modelo pórtico tridimensional, decrescente do topo para base. As maiores diferenças estão localizadas nos pavimentos superiores, chegando a uma diferença máxima de 17% entre os modelos. Cabe observar que esses são os pavimentos menos solicitados e, portanto, menos importantes para o dimensionamento da edificação.

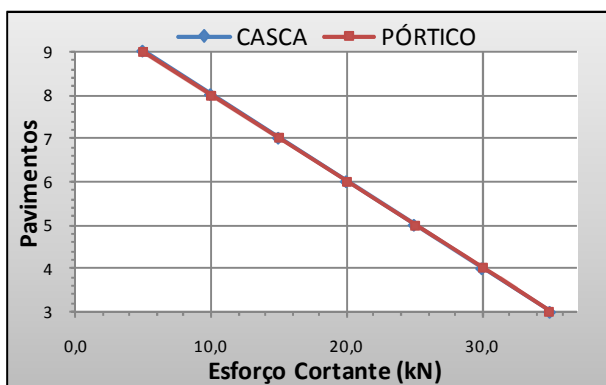


Figura 6-4 - Esforços cortantes, paredes 1 e 2.

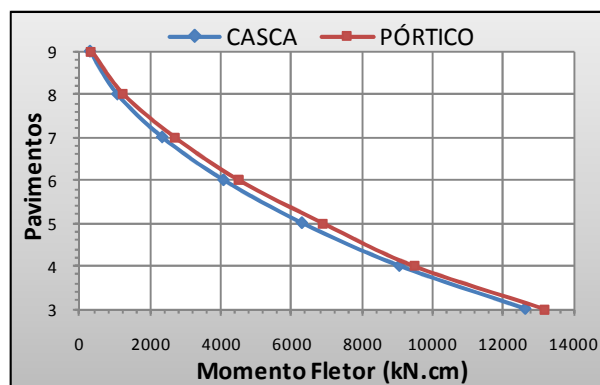


Figura 6-5 – Momentos fletores, paredes 1 e 2.

6.1.3 Análise da Transição

A justificativa de utilização de um modelo misto é a consideração do efeito arco nos pavimentos inferiores. De acordo com Nunes (2010), para o modelo aqui estudado, serão necessários dois pavimentos, acima das vigas de transição, discretizados com elementos de casca, a fim de simular o efeito arco. O autor testou, exaustivamente, vários modelos mais simplificados, com diferentes distribuições de carregamentos, que pudessem representar o efeito arco, sem ter que representar as paredes inferiores com elementos de casca, não obtendo resultados que garantissem uma boa representação da realidade. Cabe ressaltar que Tomazela (1995), estudando o efeito em edifícios de alvenaria estrutural, também não conseguiu obter modelo simplificado de boa representatividade.

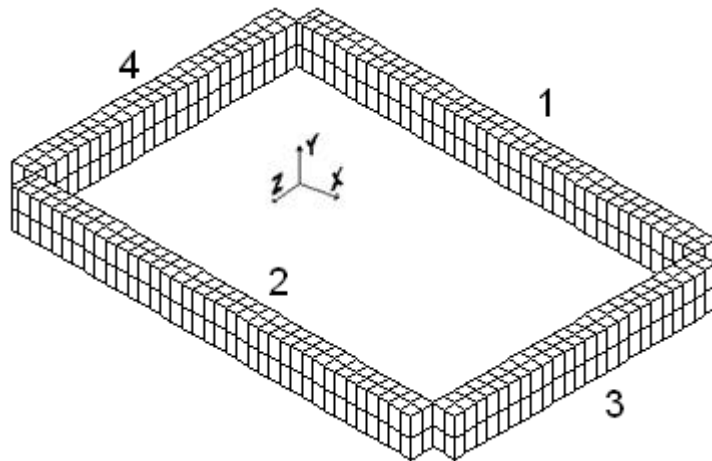


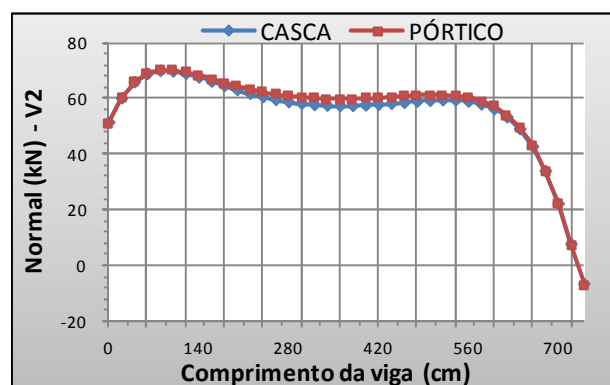
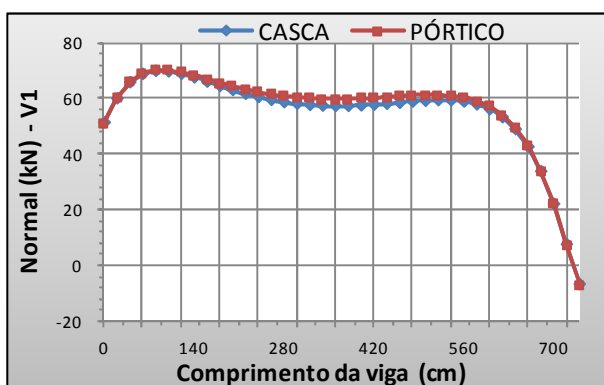
Figura 6-6 – Distribuição das vigas de transição (ANSYS)

O modelo aqui proposto pode ser utilizado para análise, tanto dos esforços das vigas de transição como dos esforços resultantes de todas as paredes da edificação.

Um estudo comparativo, com finalidade de validar a união dos modelos de casca com o de barras, será apresentado a seguir, comparando-se os esforços normais, cortantes, momento fletor e momento de torção das quatro vigas de transição, figura 6-6.

Para esta apreciação foram considerados os dois carregamentos, horizontal e vertical, atuando simultaneamente na estrutura. Para apresentação dos resultados foram utilizadas as figuras abaixo, que mostram a similaridade dos esforços quando comparados os dois modelos.

Para este trabalho foi considerada a conversão de sinais como: tração com sinal positivo e compressão com sinal negativo.



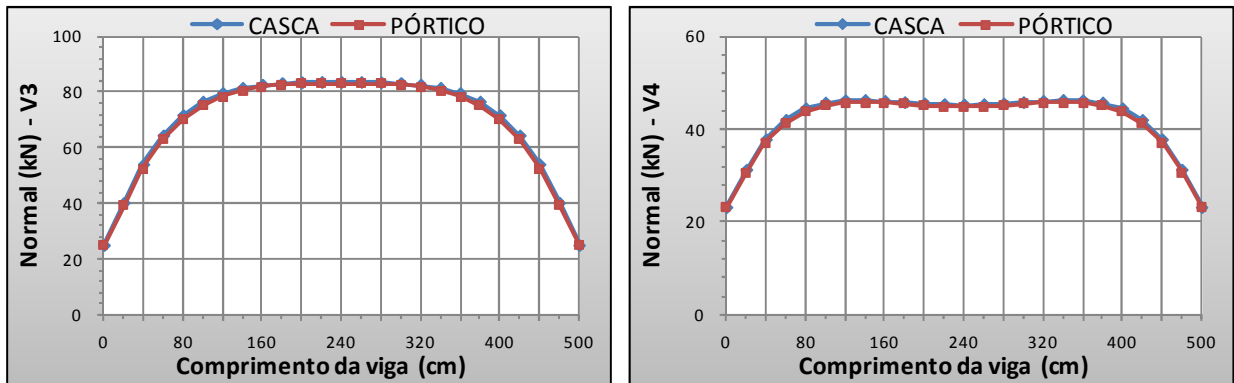


Figura 6-7 – Comparação dos Esforços Normais.

Normalmente, em escritórios de cálculo, as vigas de transição são dimensionadas considerando apenas o carregamento vertical uniformemente distribuído. A figura 6-7 mostra um surgimento de esforço normal considerável, decorrente do efeito arco, esforço este não captado se considerado apenas o modelo alternativo utilizado freqüentemente pelos escritórios de cálculo. Em termos comparativos entre os modelos, encontrou-se uma diferença, para mais, insignificante, de esforço normal no modelo de pórtico tridimensional, de aproximadamente 4%.

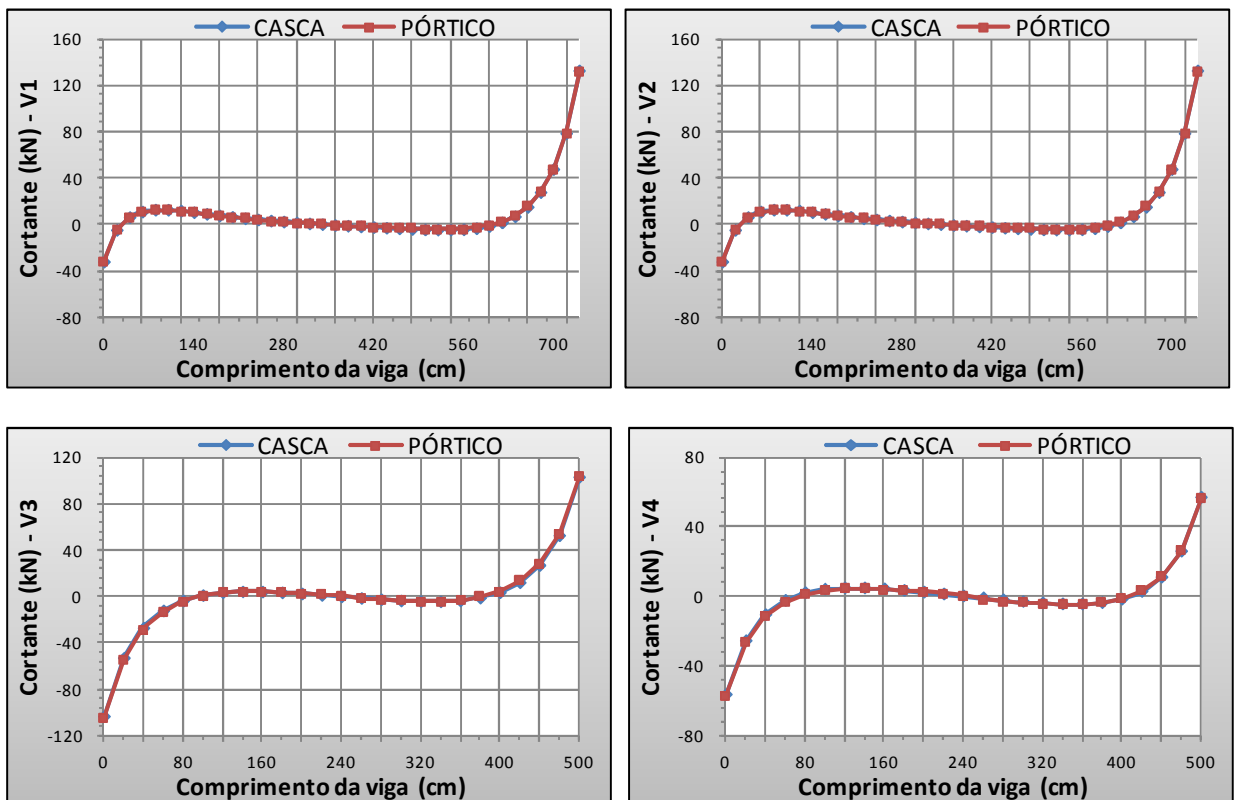


Figura 6-8 – Comparação dos Esforços Cortantes.

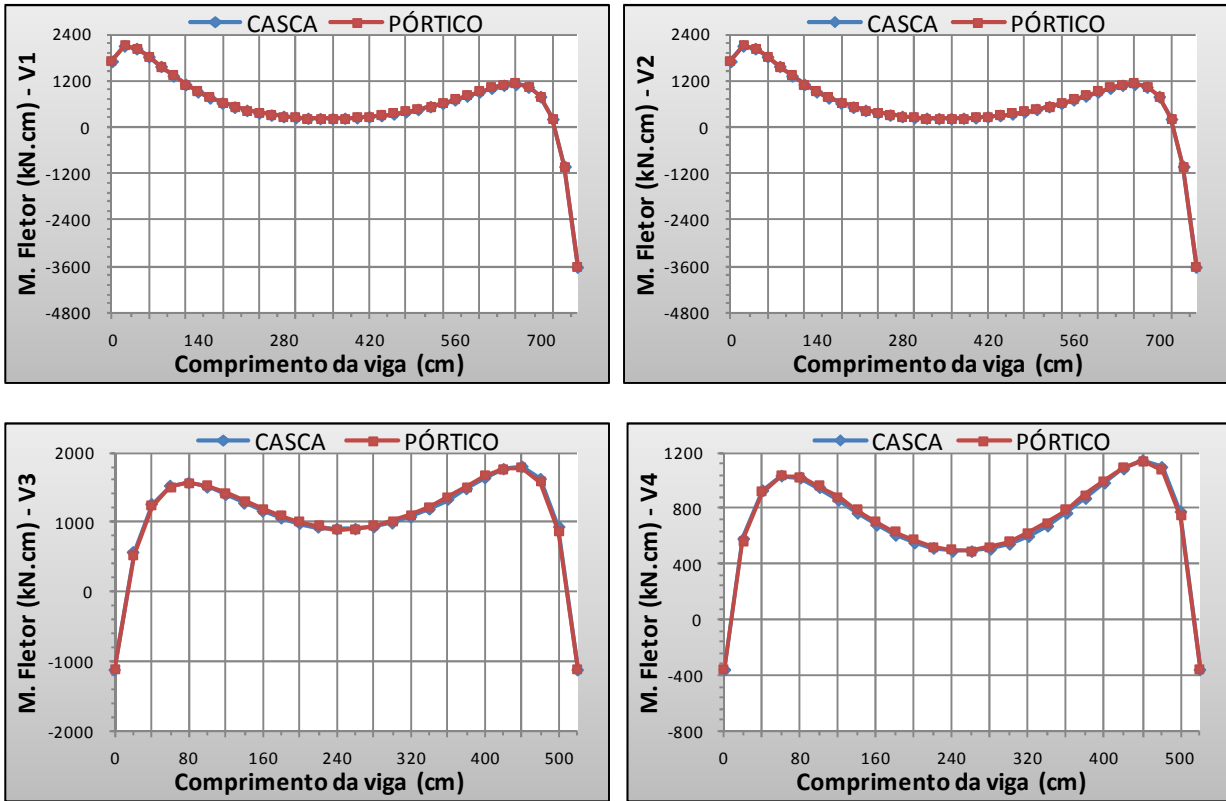


Figura 6-9 – Comparação dos Momentos Fletores.

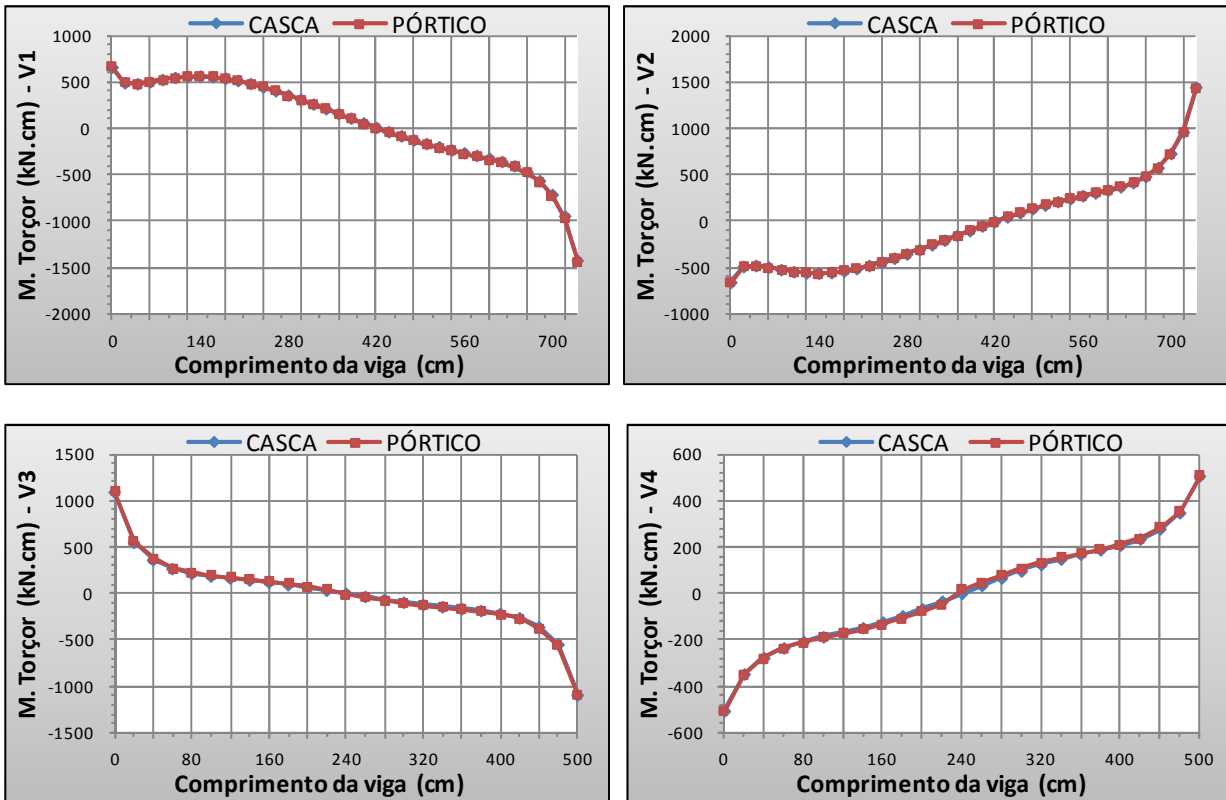


Figura 6-10 – Comparação dos Momentos de Torção.

Os esforços cortantes apresentaram-se com pequenos valores na região central dos vãos das vigas e valores mais elevados junto aos apoios, figura 6-8, como esperado para esse tipo de situação.

O maior benefício com a consideração do efeito arco é a redução expressiva do momento fletor nas vigas, figura 6-9. O diagrama assemelha-se ao descrito na literatura, em que na região central do vão chegam a aparecer valores menores que próximo às extremidades, diferentemente dos modelos usuais em que os máximos momentos concentram-se na região central.

Os valores elevados do momento de torção são explicados pela excentricidade da parede e da laje em relação à viga. O item 6.1.3.1 apresenta uma comparação entre os momentos de torção ao se considerar ou desprezar a influência da laje no valor final desse momento.

6.1.3.1 Consideração da Laje na Transição

A contribuição da laje para o cálculo da inércia da viga aumenta a rigidez do conjunto viga-laje. A inclusão da laje excêntrica ao eixo da viga pode ocasionar um aumento do seu momento de torção. As figuras 6-11, 6-12 e 6-13 apresentam uma comparação entre o conjunto viga-parede-laje (figura 5-3) e o conjunto viga-parede, com a finalidade de observar a alteração dos esforços na viga, ao se acrescentar a laje, tanto pela excentricidade da laje como pelo aumento da inércia. Constatando-se no item 6.1.3 a grande semelhança entre os modelos aqui estudados, optou-se por realizar a comparação utilizando apenas o modelo alternativo, com elementos de casca associados ao pórtico tridimensional.

As figuras 6-11, 6-12 e 6-13 mostram o aumento considerável do esforço normal em todas as vigas do modelo onde a laje foi discretizada, chegando a mais de 11kN (20%) na região central da viga 3. Provavelmente, esse acréscimo está relacionado com a distribuição de carga proveniente da laje que migra diretamente para os pilares, acentuando, assim, as características do efeito arco nas vigas.

Na análise do momento fletor, mais bem observado nas vigas 3 e 4, percebe-se que quando considerada a laje no modelo, há um redução do momento fletor na região central e um aumento na região próxima aos apoios, além de acréscimo de esforço normal, da ordem de 20%.

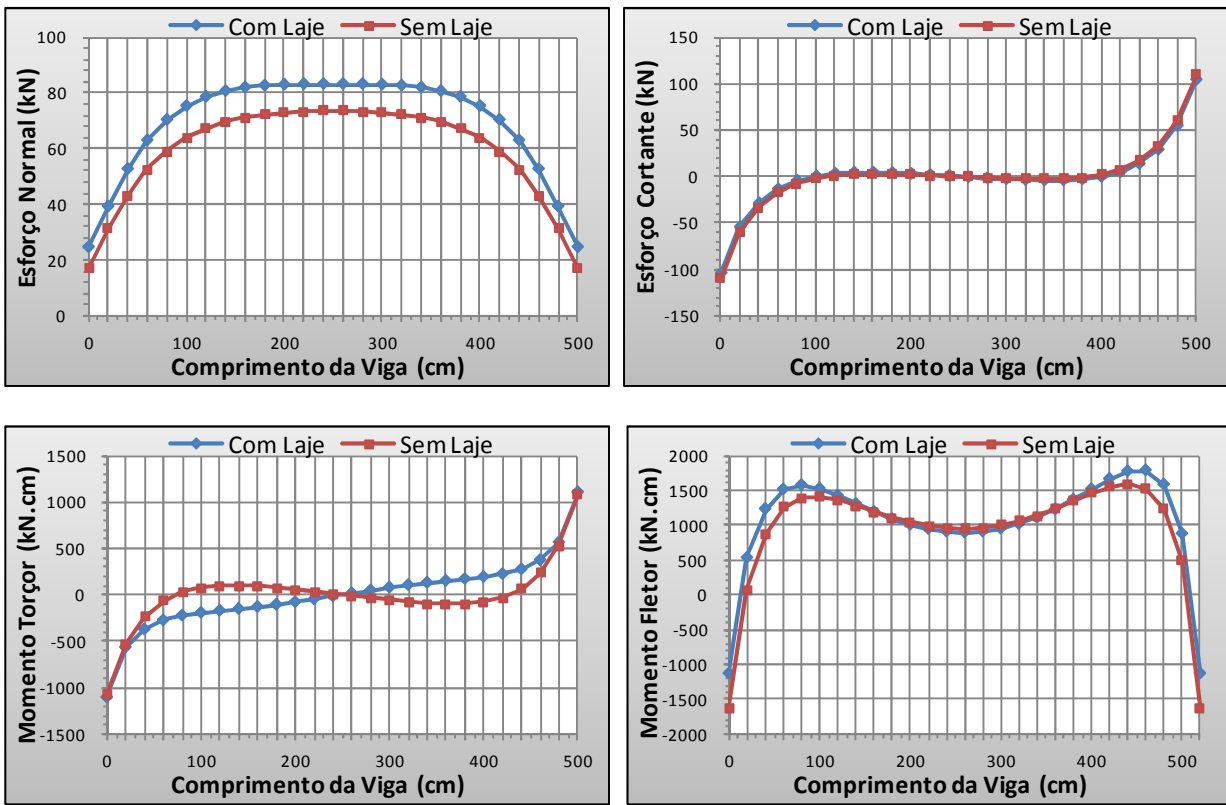


Figura 6-11 – Comparação de esforços da viga 3 – com e sem consideração da laje na transição.

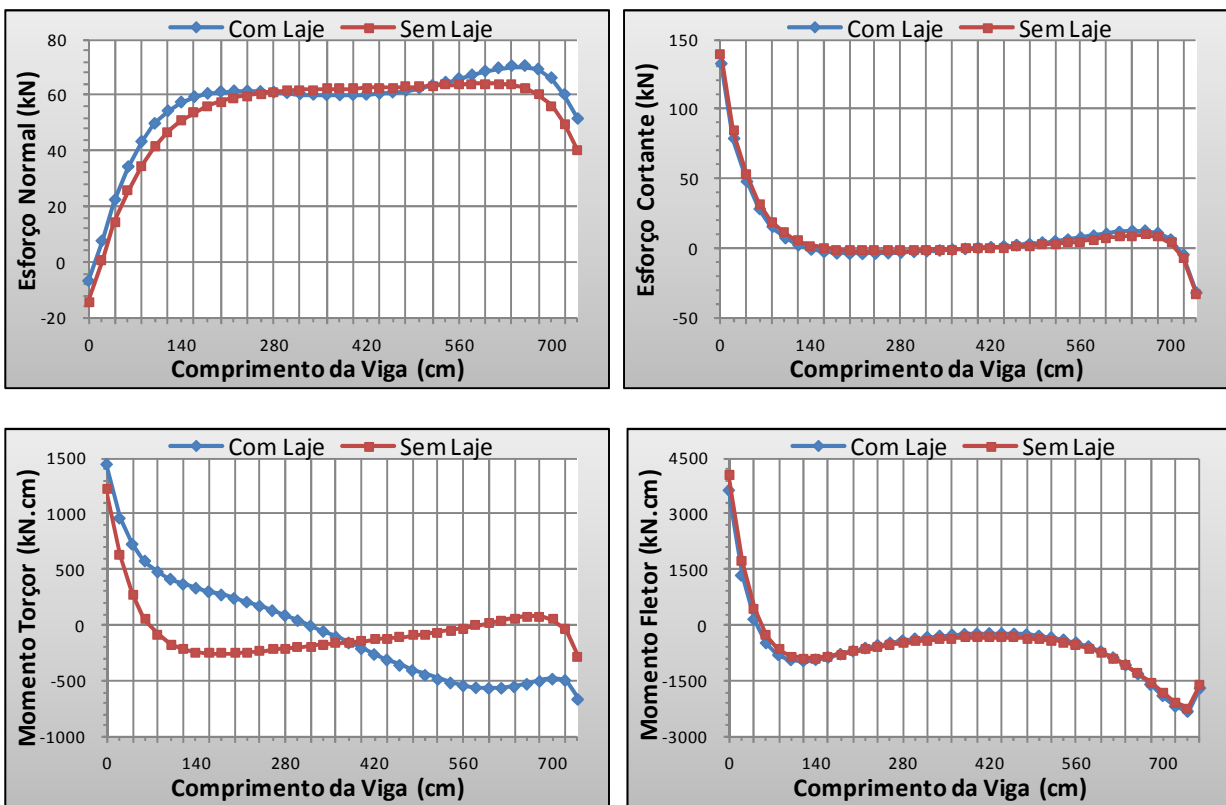


Figura 6-12 -Comparação de esforços nas vigas 1=2- com e sem a consideração da laje na transição.

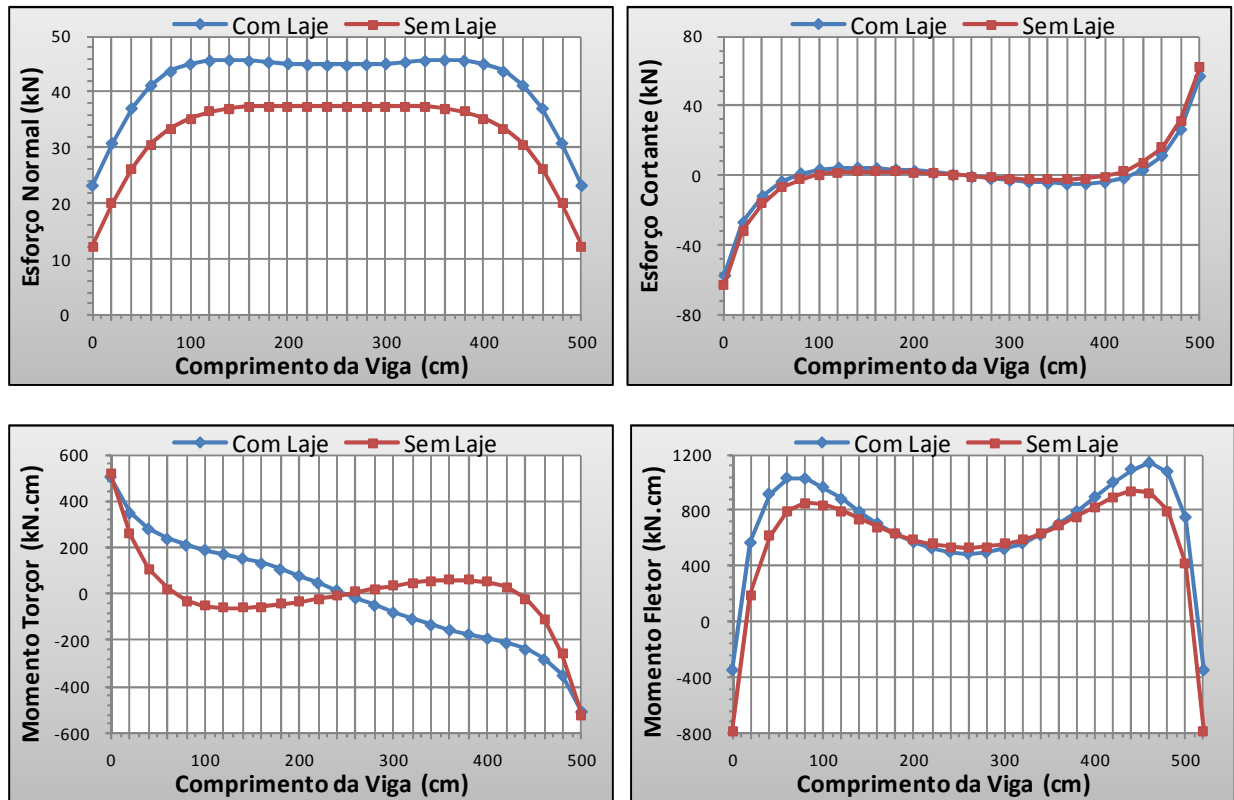


Figura 6-13 - Comparação de esforços na viga 4 – com e sem consideração da laje na transição.

Por último, foram avaliados os esforços de torção nas vigas de transição, sendo observado um acréscimo apreciável desses esforços quando considerada a ligação com a laje. Em todos os casos sucedeu uma inversão de sentido do momento torçor, comportamento esperado por se tratar de uma grande mudança na inércia resistente da seção, atentando para o fato do momento volvente da laje na parte central de cada viga.

Para finalizar, o autor destaca a importância da consideração da laje em modelos de transição parede-viga, levando-se em conta o acréscimo considerável em todos os esforços nas vigas de transição, possivelmente pelo aumento na rigidez do conjunto viga-laje, sendo esperado um acúmulo de tensão nesta região.

6.1.4 Ratificação do Modelo Pórtico Tridimensional

Na análise realizada, em alvenaria estrutural, por Nascimento Neto (1999), também verificou-se a eficiência do modelo pórtico tridimensional na análise de edifícios com paredes estruturais. A validação do modelo ocorreu analisando-se os deslocamentos horizontais e rotações das lajes.

Para validação do modelo, Nascimento Neto (1999) utilizou resultados obtidos em duas análises experimentais. A primeira análise, realizada por Kalita e Hendry (1970), contempla um modelo simplificado, figura 6-14, utilizando um modelo experimental reduzido 1:6. Por último, foi avaliado um modelo reduzido em escala 1:3, estudado por Keskin (1974), utilizando um modelo mais complexo.

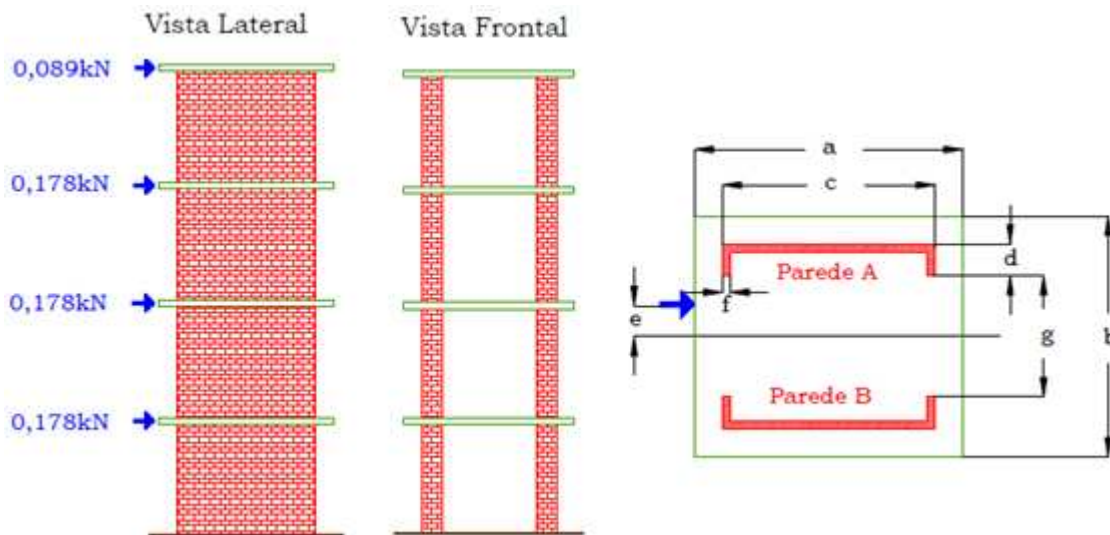


Figura 6-14 - Modelo reduzido alternativo em escala 1:6 – Nascimento Neto (1999).

No modelo experimental alternativo foram aplicadas, ao nível das lajes, ações horizontais de 0,178kN nas lajes intermediárias e 0,089kN na última laje, figura 6-14, todas com excentricidade $e=7,62\text{cm}$.

Utilizaram-se as seguintes dimensões:

$a = 50,80\text{cm}$	$d = 7,62\text{cm}$	pé-direito de 43,18cm
$b = 50,80\text{cm}$	$f = 1,75\text{cm}$	espessura da laje de 2,54cm
$c = 44,14\text{cm}$	$g = 28,90\text{cm}$	

A figura 6-15 mostra os resultados dos deslocamentos horizontais das paredes A e B. Na comparação desses deslocamentos, observa-se a semelhança dos resultados, praticamente, em todos os modelos, com exceção do modelo barras isoladas (associação plana).

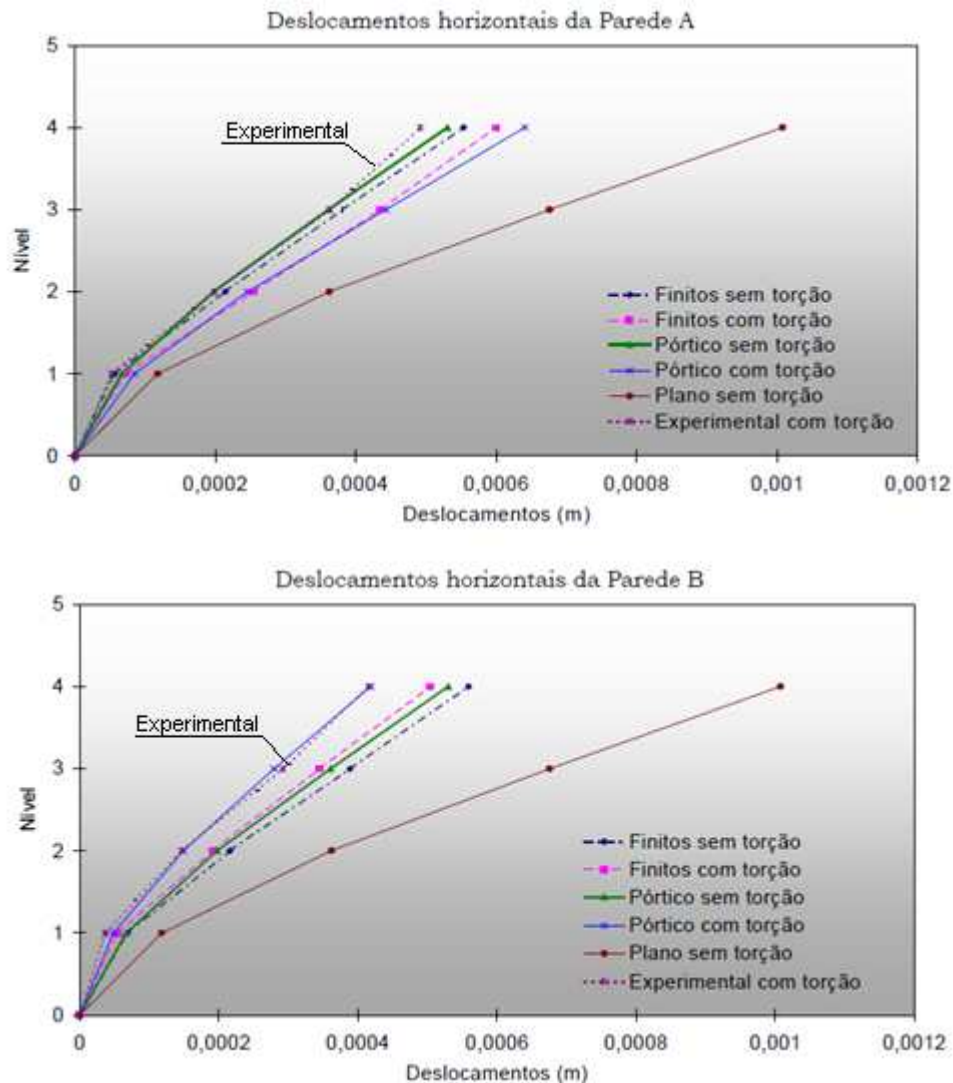


Figura 6-15 – Deslocamentos horizontais das paredes A e B – Nascimento Neto (1999).

O segundo estudo experimental consiste num modelo reduzido em escala 1:3, ensaiado por Keskin (1974). É analisada uma estrutura em alvenaria com cinco pavimentos, sendo que sua planta baixa pode ser observada na figura 6-16.

As dimensões utilizadas foram as seguintes:

$$\begin{array}{lll}
 a = 243,90\text{cm} & b = 228,60\text{cm} & \text{pé-direito de } 96,52\text{cm} \\
 c = 121,99\text{cm} & d = 91,45\text{cm} & \text{espessura da laje de } 5,08\text{cm} \\
 L1 = 45,70\text{cm} & L2 = 28,00\text{cm} &
 \end{array}$$

Para carregamento do modelo foi utilizada uma força concentrada $F = 2,75\text{kN}$ aplicada em cada pavimento, segundo a direção X, com uma excentricidade e igual à metade da largura da laje, submetendo o modelo a um momento de torção $M_t = 3,35\text{kN.m}$.

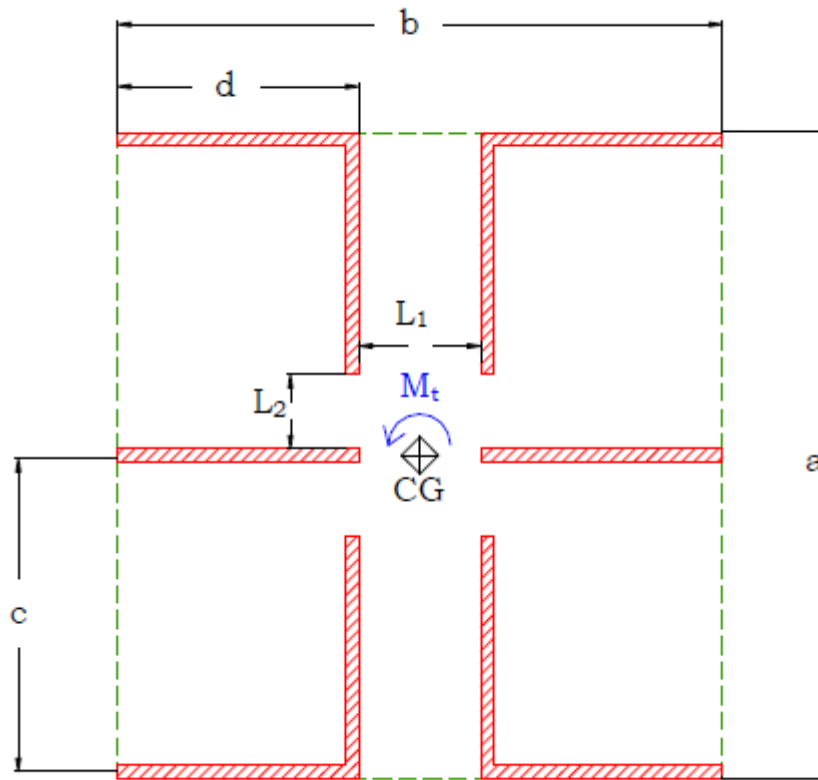


Figura 6-16 – Planta baixa do modelo reduzido em escala 1:3 – Nascimento Neto (1999).

Observando-se os resultados obtidos para as rotações das lajes, figura 6-17, percebe-se que o comportamento do modelo de pórtico tridimensional é semelhante ao do modelo experimental com diferenças percentuais variando de 9% a 18%. Além disso, os deslocamentos são ligeiramente maiores que os da análise experimental, o que confere segurança ao modelo de pórtico.

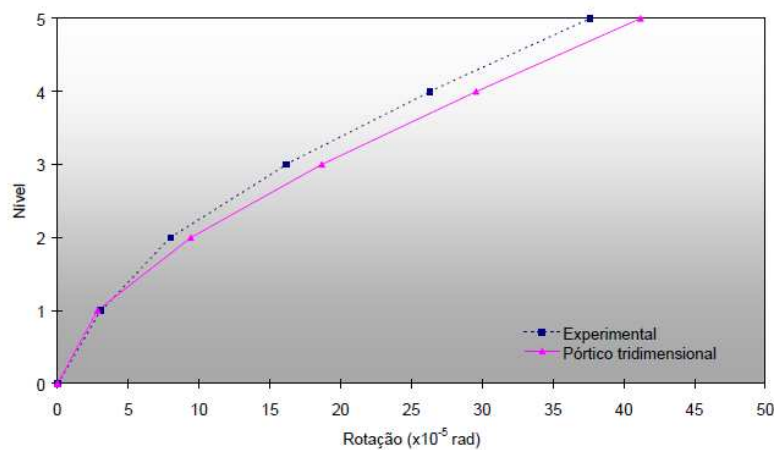


Figura 6-17 – Rotação das lajes – Nascimento Neto (1999).

7 ESTUDO DE CASO

7.1 Considerações Iniciais

O modelo descrito anteriormente foi utilizado para se desenvolverem análises em uma estrutura particular. A disposição das paredes foi cuidadosamente escolhida de modo a permitir análises simples e satisfatórias, segundo a necessidade de investigação dos resultados.

Cabe ressaltar que as vigas de transição em edifício de paredes de concreto armado, na verdade, é um enrijecimento da parede e que pode ser retirada, sendo a própria parede armada para combater os esforços captados na modelagem.

O modelo alternativo foi validado comparando-o com outro mais refinado:

- Em uma primeira análise, a estrutura foi avaliada apenas com carregamento vertical, avaliando o fluxo desse carregamento através da tensão de cisalhamento na interface das paredes. As divergências encontradas nas paredes, entre os esforços normais, não superaram os 6%.

- A segunda análise foi realizada aplicando-se um carregamento horizontal em cada pavimento. Foram avaliados os esforços cisalhantes e momentos fletores das paredes, além do deslocamento horizontal de cada pavimento, sendo observado o comportamento dos flanges. No deslocamento horizontal a maior divergência ocorrida no topo da edificação foi de 7% e 1% na comparação de esforço cortante. Na comparação do momento fletor, uma divergência de 17% foi encontrada no último pavimento, sendo a diferença na base da estrutura de 6%. Entretanto, a maior diferença ocorreu no topo da estrutura, sendo essa diferença bem menor na base, justamente onde se encontram os valores mais elevados de momento fletor, utilizados para dimensionamento.

Para o estudo de caso, desenvolveu-se uma análise detalhada de um edifício de dez pavimentos, considerado neste trabalho como exemplo básico para análise dos resultados. O estudo das paredes comparou, para o carregamento horizontal, os deslocamentos ao nível dos pavimentos, distribuição dos esforços cortantes, bem como momentos fletores. Com o carregamento vertical foi observada a distribuição de esforços normais. Em termos comparativos, foram avaliados o modelo de pórtico

tridimensional e um modelo de referência, em que as paredes são compostas apenas por elementos de casca. As análises foram desenvolvidas considerando os carregamentos atuando separadamente.

Por fim, utilizando o exemplo base, foram analisados os esforços normais, cortantes e momentos fletores dos pilares do edifício, além do estudo das vigas de transição, onde foram investigados os esforços normais, cortantes, momento fletor e torçor, das vigas mais solicitadas.

7.2 Modelagem Numérica

7.2.1 Apresentação

Como exemplo para aplicação do modelo proposto foi escolhida a planta tipo do edifício Colubandê, localizado na cidade do Rio de Janeiro, projetado pela OSMB – Engenheiros Associados SS Ltda, sendo dobrado o número de pavimentos e adicionado um pilotis. A escolha levou em conta a geometria bi-simétrica do edifício, facilitando a modelagem sendo necessário representar apenas um quarto do edifício. A sua planta baixa tipo pode ser observada na figura 7-1 e um detalhe desta planta baixa é vista na figura 7-2.

O modelo possui dez pavimentos tipo, diferente do edifício original que possui apenas cinco pavimentos, sendo esse acréscimo necessário para melhor análise da ação do vento. Um pavimento pilotis foi incluído no modelo para possibilitar a análise dos pilares e das vigas de transição.

Os modelos utilizados para análise foram os mesmos descritos no capítulo 5, um modelo com paredes em elementos de casca e o modelo de pórtico tridimensional acima do terceiro pavimento. A figura 7-3 mostra os dois modelos utilizados para representação de um quarto do edifício.

Em ambos os modelos foram realizadas análises elásticas lineares.

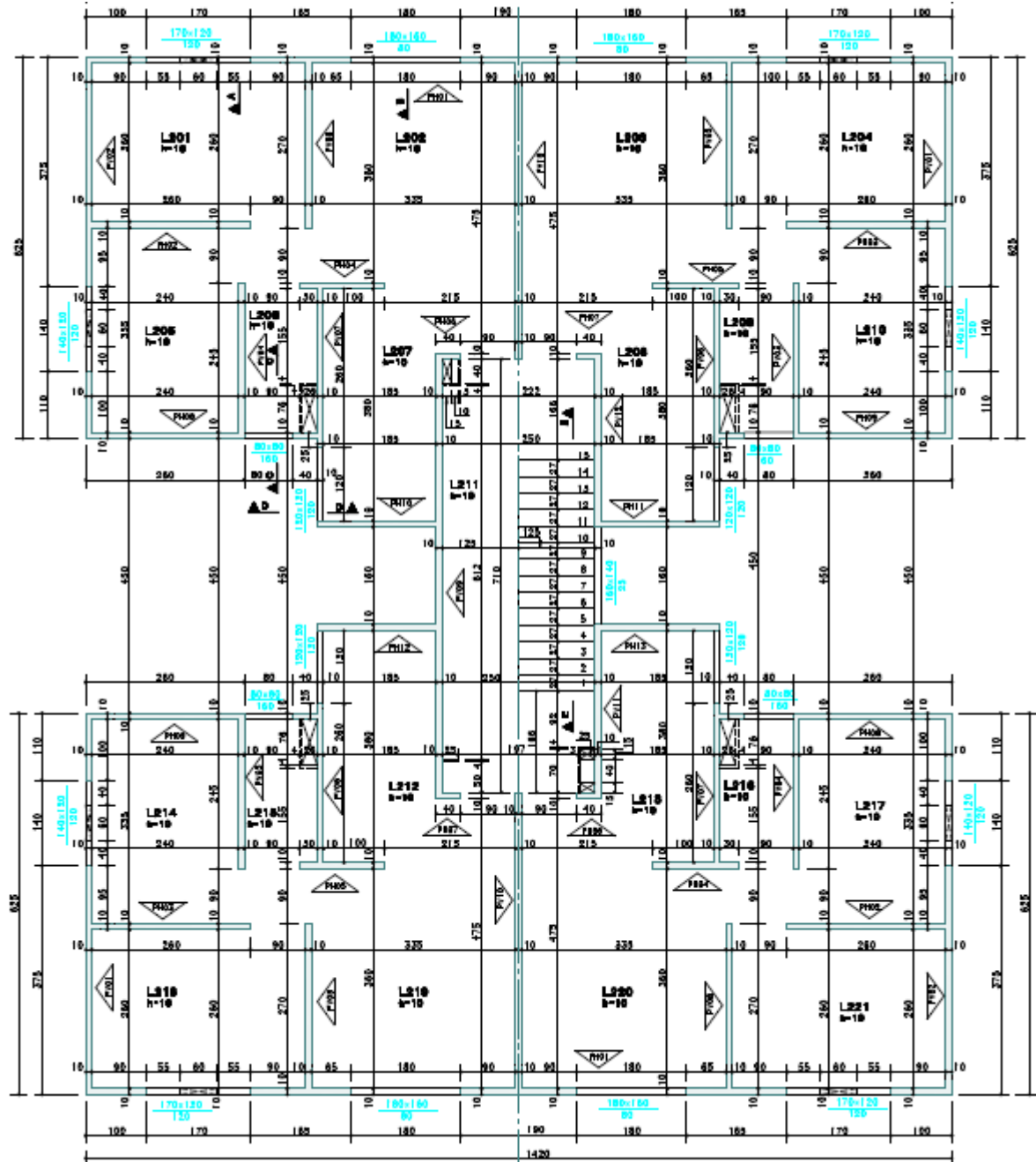


Figura 7-1 - Planta baixa do pavimento tipo do edifício Colubandê (dimensões em cm).

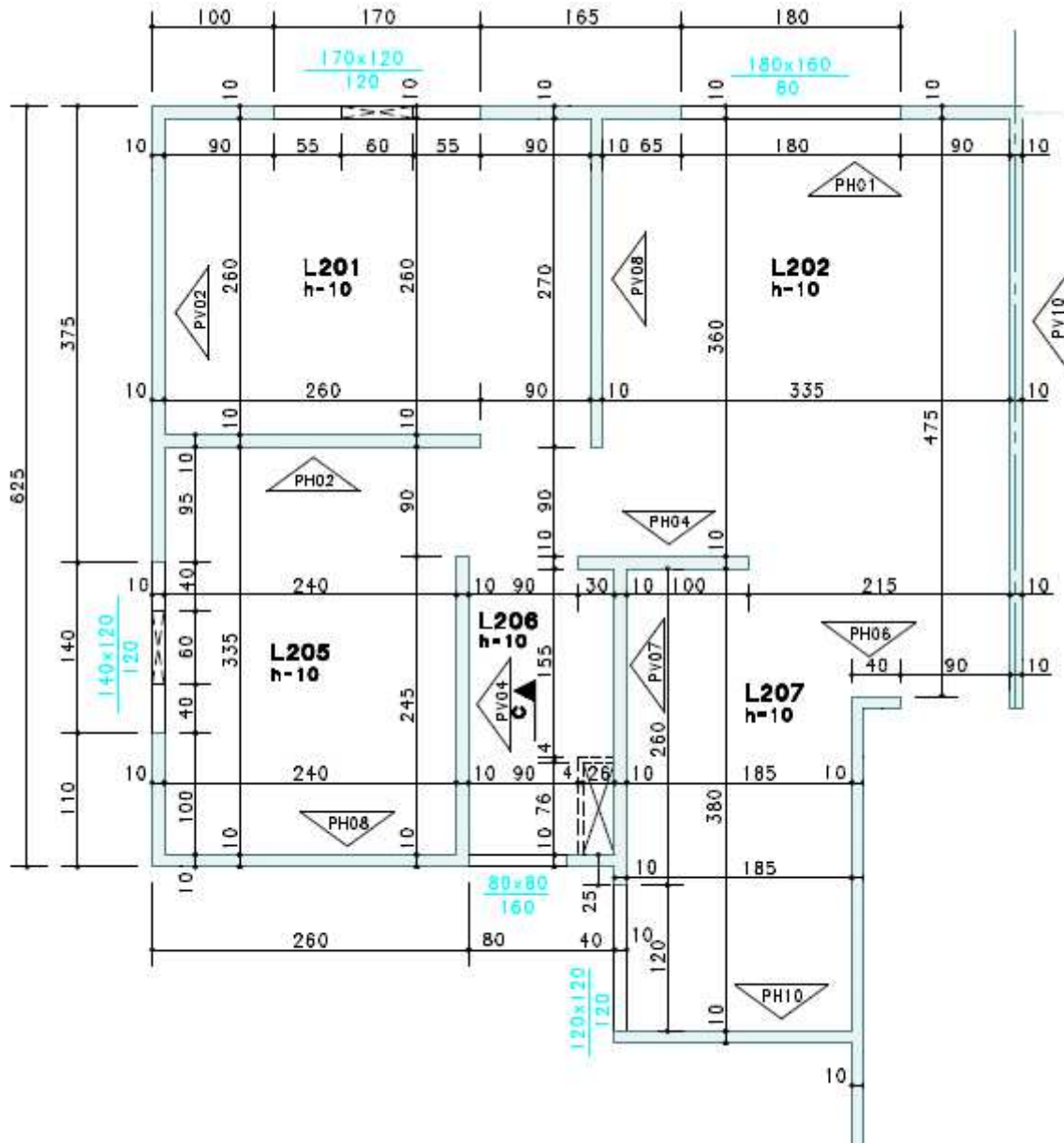


Figura 7-2 – Detalhe da planta baixa do edifício Colubandê (dimensões em cm).

Os elementos do modelo refinado possuem dimensões de 20cm, já os elementos do modelo proposto possuem dimensões de 10cm. O maior refinamento da rede, no modelo pórtico tridimensional, foi ocasionado pela necessidade de localização das barras verticais flexíveis. Tais barras devem estar localizadas no centro de gravidade das paredes, o que se tornaria praticamente impossível com elementos de 20cm, o que não reproduz nenhuma perda na comparação entre os modelos, uma vez que a dimensão de 20cm é suficiente, como observado no capítulo anterior.

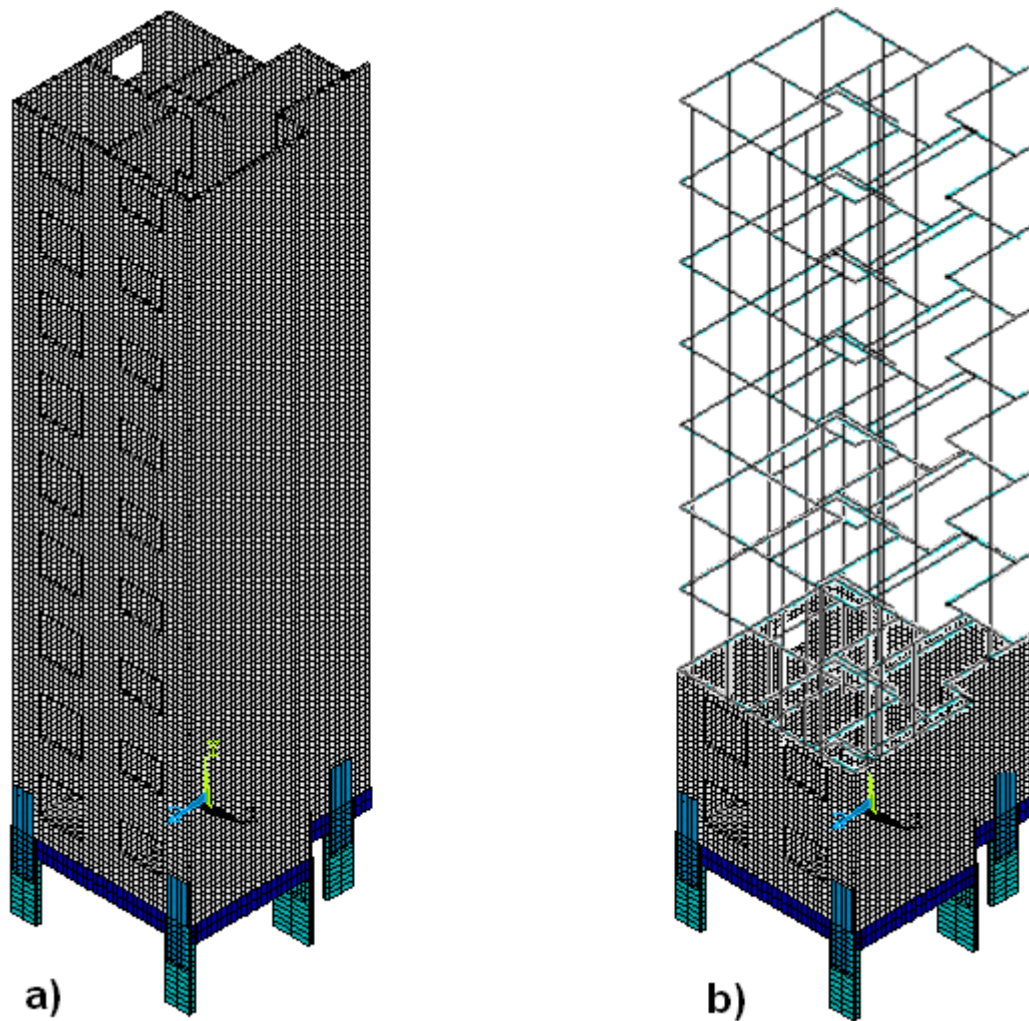


Figura 7-3 – Modelagens do edifício estudado: a) Casca; b) Pórtico Tridimensional.

7.2.2 Características dos Modelos

O edifício estudado possui dez pavimentos, sendo o inferior um pilotis e o superior uma cobertura. O material utilizado foi o concreto armado, com resistência à compressão (f_{ck}) de 25MPa. Todas as paredes possuem 12cm de espessura e 280cm de altura, descarregando sobre vigas de transição de seção 20cm x 70cm. Os pilares possuem 300cm de altura e duas seções transversais retangulares diferentes, 20cm x 100cm nos pilares P1, P2, P3 e P4 e 20cm x 140cm nos pilares P5, P6 e P7, figura 7-10. A laje do pavimento pilotis, discretizada em elementos de casca, possui espessura de 10cm; as demais lajes foram consideradas como diafragma rígido com o artifício do nó mestre. A distribuição original das paredes

pode ser observada na figura 7-4, que mostra apenas a região considerada no modelo, correspondente a $\frac{1}{4}$ da planta baixa do pavimento tipo.

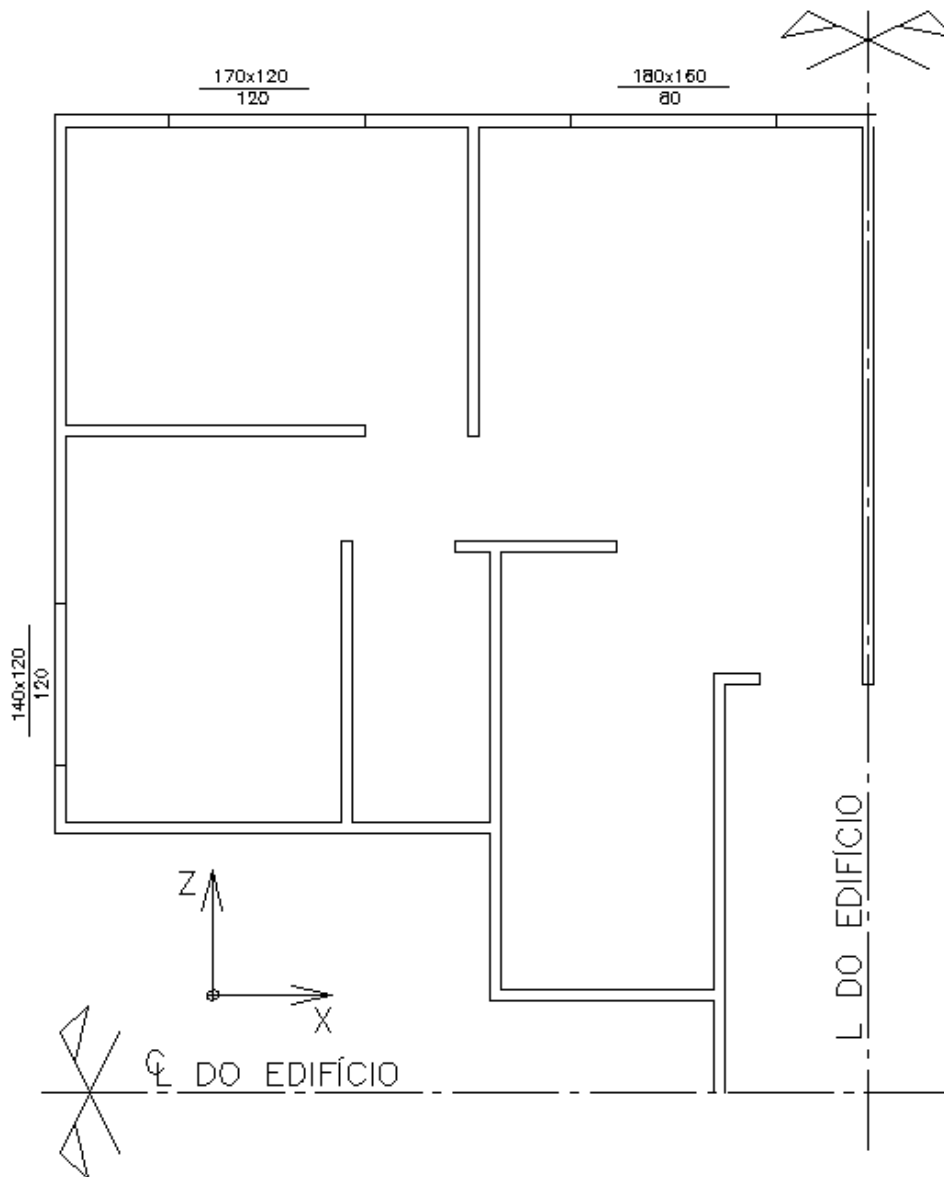


Figura 7-4 – Planta baixa modelada – $\frac{1}{4}$ da planta baixa tipo.

Foram introduzidas as condições de contorno necessárias para a representação de apenas $\frac{1}{4}$ do edifício, sendo aplicadas nos nós destacados na figura 7-6. Nestes nós foram restringidas as rotações em torno dos eixos “Y” e “Z” (RY e RZ), assim representando a continuidade da edificação.

A tabela 2 apresenta, de forma resumida, alguns parâmetros e propriedades dos materiais empregados na estrutura do edifício analisado.

Tabela 2 - Parâmetros de modelagem do edifício.

Espessura da parede (cm)	12
Espessura da laje (cm)	10
Altura da parede (cm)	280
Seção das vigas de transição (cm)	20 x 70
ν (Poisson)	0,2
E (kN/cm ²)	2,80E+03
Massa específica (kN/cm ³)	2,50E-05
f_{ck} (MPa)	25

No cruzamento de vigas com pilares, foram considerados trechos horizontais com grande rigidez de acordo com item 14.6.2.1 da NBR-6118 (2004), figura 7-5.

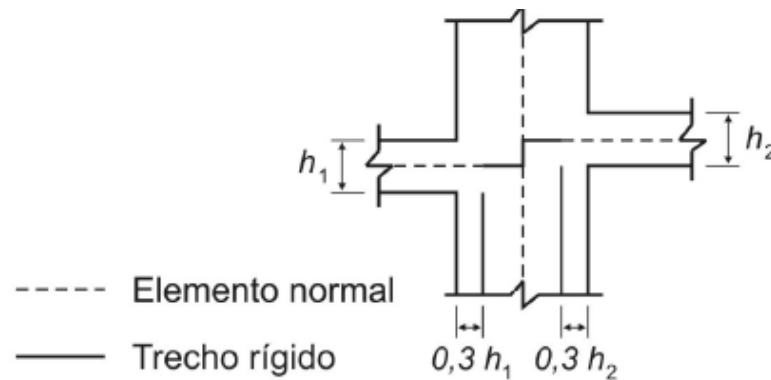


Figura 7-5 – Trecho rígido em cruzamento de elementos lineares – (NBR6118-2004).

7.2.3 Carregamento

7.2.3.1 Combinações das Ações

Para a obtenção dos valores de cálculo, foram adotados coeficientes de ponderação das ações de acordo com a NBR-6118 (2004), item 11.8.2.4. Para o estado limite último, tem-se:

$$F_c = \gamma_g F_{gk} + \gamma_q (F_{q1k} + \sum \psi_{0j} F_{qjk}) \quad (7.1)$$

Onde:

F_c é o valor de cálculo das ações para combinação última;

F_{gk} representa as ações permanentes diretas;

F_{qk} representa as ações variáveis diretas, sendo F_{q1k} a principal;

$\gamma_g = \gamma_{f1} \cdot \gamma_3$;

ψ_{0j} valor do coeficiente γ_{f2} .

Algumas combinações foram analisadas, sendo escolhida a mais desfavorável, onde F_{q1k} é a ação do vento e F_{q2k} as ações acidentais, equação (7.2):

$$F_d = 1,4 \cdot F_{gk} + 1,4 \cdot (F_{q1k} + \sum 0,5 \cdot F_{q2k}) \quad (7.2)$$

7.2.3.2 Carregamento Vertical

O carregamento vertical a ser aplicado em cada parede é resultante da soma do peso próprio da parede com a carga proveniente das lajes.

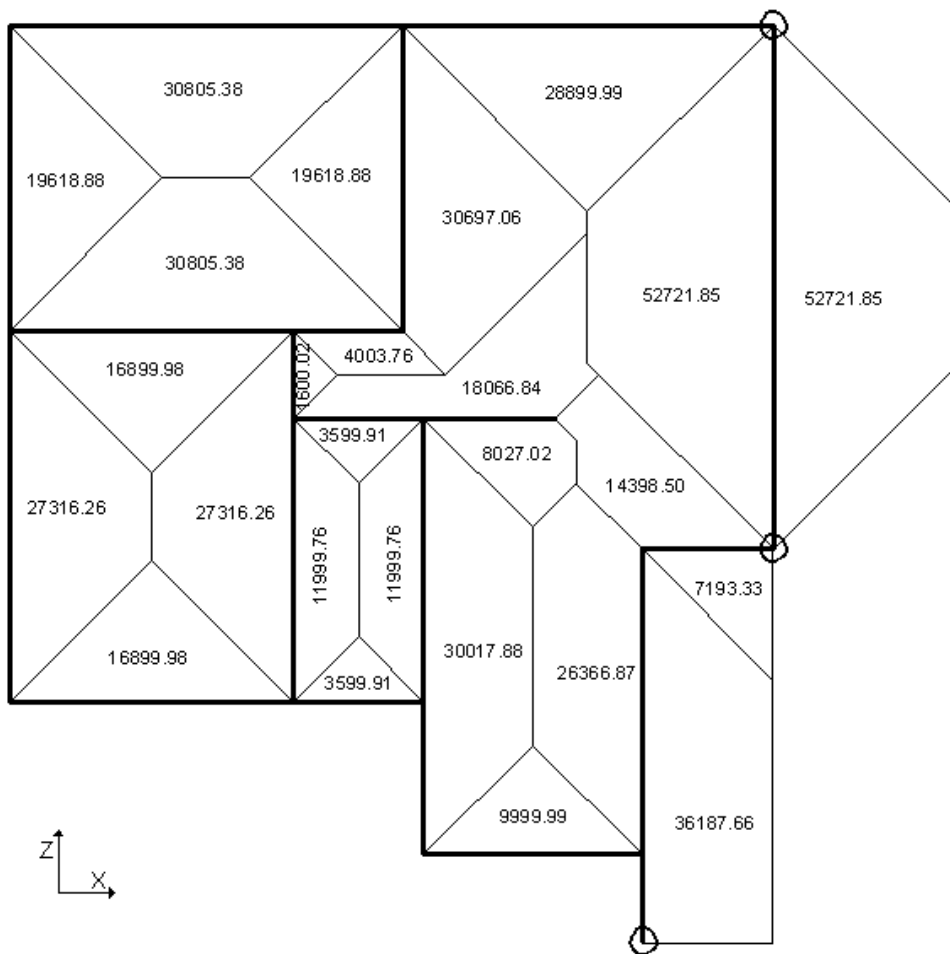


Figura 7-6- Área de influência das lajes sobre as paredes, em cm².

A distribuição de carga nas paredes, provenientes das lajes, foi obtida pelo método das charneiras plásticas. A influência das lajes nas paredes pode ser observada na figura 7-6. A tabela 3 descreve a obtenção do carregamento por área das lajes.

Tabela 3 – Carregamento das lajes – kN/cm².

Peso Próprio (kN/cm ²)	2,50E-04
Revestimento (kN/cm ²)	1,50E-04
Acidental (kN/cm ²)	1,00E-04
Total	5,00E-04

O carregamento nas paredes, oriundo das lajes, pode ser calculado multiplicando-se a área de influência, figura 7-6, pelo valor de 0,0005kN/cm² encontrado na tabela 3.

Para melhor compreensão, os locais que receberão carregamento vertical foram numerados de acordo com a figura 7-7, abaixo:

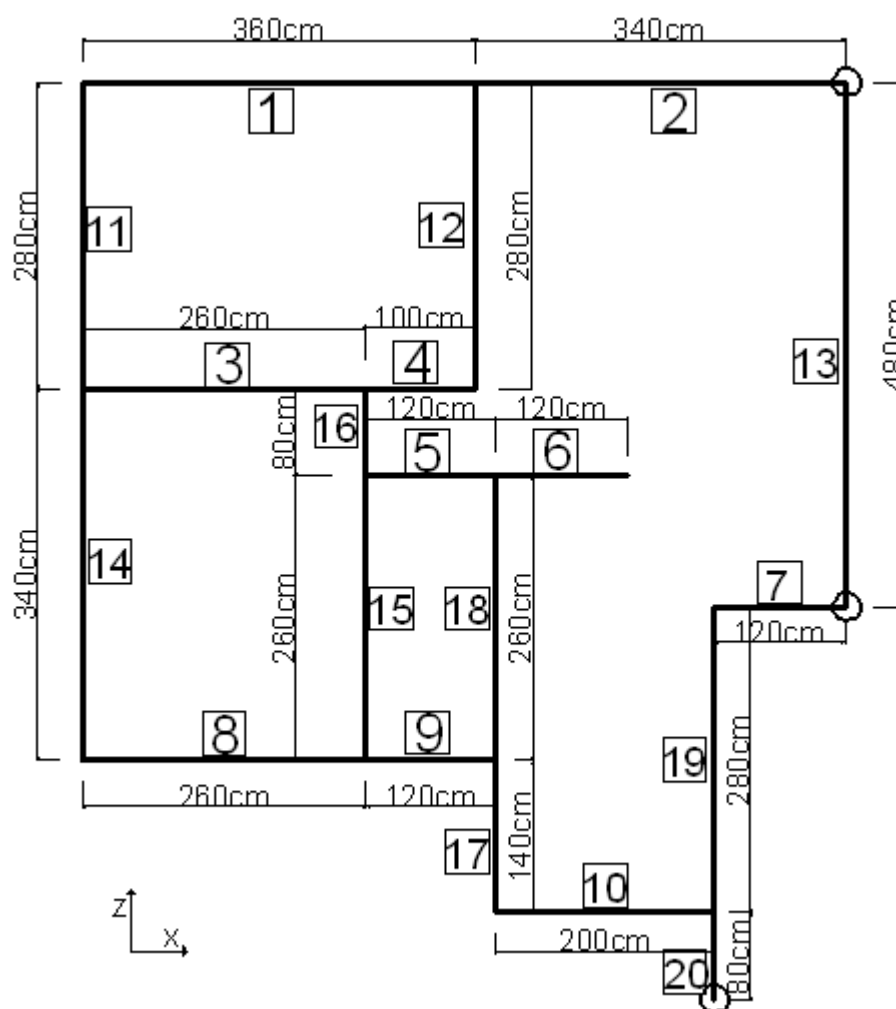


Figura 7-7 - Identificação dos locais de aplicação de carga vertical.

O carregamento vertical foi distribuído uniformemente sobre os nós superiores de cada barra horizontal descrita na figura 7-7. O valor majorado, de acordo com

item 7.2.3.1, do carregamento para cada parede pode ser observado na tabela 4, abaixo.

Tabela 4 – Carregamento introduzido no topo de cada parede.

BARRAS	A (cm ²)	t (cm)	γ (kN/cm ³)	PP (kN)	REV (kN)	LAJE (kN)	CARGA FINAL (kN)
1	79200	12	2,50E-05	23,76	11,88	15,40	69,30
2	66400	12	2,50E-05	19,92	9,96	14,00	59,47
3	72800	12	2,50E-05	21,84	10,92	19,57	70,52
4	6000	12	2,50E-05	1,80	0,90	6,28	11,69
5	11600	12	2,50E-05	3,48	1,74	6,32	15,27
6	33600	12	2,50E-05	10,08	5,04	8,53	31,92
7	7200	12	2,50E-05	2,16	1,08	11,88	19,50
8	72800	12	2,50E-05	21,84	10,92	8,45	56,51
9	33600	12	2,50E-05	10,08	5,04	1,80	23,44
10	56000	12	2,50E-05	16,80	8,40	5,00	41,58
11	78400	12	2,50E-05	23,52	11,76	9,81	61,75
12	78400	12	2,50E-05	23,52	11,76	25,16	81,09
13	134400	12	2,50E-05	40,32	20,16	52,72	151,10
14	4800	12	2,50E-05	1,44	0,72	4,01	8,08
15	78400	12	2,50E-05	23,52	11,76	13,66	66,60
16	72800	12	2,50E-05	21,84	10,92	17,25	67,60
17	72800	12	2,50E-05	21,84	10,92	17,75	68,23
18	78400	12	2,50E-05	23,52	11,76	31,37	88,92
19	25200	12	2,50E-05	7,56	3,78	5,25	22,49
20	22400	12	2,50E-05	6,72	3,36	5,20	20,66
TOTAL							1035,73

Legenda: A- área; t - espessura; γ - peso específico; PP - peso próprio; REV - revestimento.

7.2.3.3 Ações Horizontais

Para o cálculo das ações horizontais foram levadas em conta todas as premissas descritas no item 3.2 da NBR-6123 (1988) para o local da edificação. Por simplicidade, adotou-se o S_2 correspondente ao topo da edificação, o que é a favor da segurança.

Tabela 5 – Parâmetros de cálculo da ação do vento.

V_0 (m/s)	35,00
S_1	1,00
S_2	0,85
S_3	1,00
C_a	1,15
V_k (m/s)	29,75

A tabela 5 apresenta alguns parâmetros utilizados para o cálculo da ação do vento. Nas análises com o carregamento horizontal não será considerado o peso próprio da estrutura.

A pressão exercida pelo vento pode ser calculada utilizando a equação 3.2, como observado abaixo:

$$q = 0,613 \cdot V_k^2 \quad (q : N/m^2 ; V_k : m/s)$$

$$q = 0,613 \cdot 29,75^2 = 542,54 \text{ N} / m^2 = 0,543 \text{ kN} / m^2$$

A força de arrasto aplicada por pavimento é calculada utilizando-se a equação 3.3, multiplicando-se o coeficiente de arrasto [tabela 4 da NBR-6123 (1988)], a área de influência da direção do eixo Z é 23,52m² e a pressão do vento.

$$F_a = C_a \cdot q \cdot A_e$$

$$F_a = 1,15 \cdot 0,543 \cdot 23,52 = 14,69 \text{ kN}$$

O carregamento decorrente das ações horizontais foi distribuído uniformemente nos nós da viga V1 de cada pavimento, no sentido contrário ao eixo "Z" global. Cabe ressaltar que nos pavimentos de extremidade, pilotis e cobertura, a força aplicada foi dividida por dois, por ter apenas a metade da área de influência. A majoração da ação do vento ocorreu na obtenção de resultados da combinação das ações verticais e horizontais.

7.3 Análise dos Resultados

Para validação do modelo proposto algumas análises foram realizadas, evidenciando-se os seguintes resultados: esforços normais procedentes do carregamento vertical; deslocamento horizontal, esforço cortante e momento fletor

provenientes do carregamento horizontal; esforços nos pilares e esforços nas vigas de transição. Todas as análises utilizaram os dois modelos já apresentados no capítulo 5.

Como parâmetro de aceitação do modelo foi utilizado o coeficiente $\gamma_{f3} = 1,10$, exposto na da NBR-8681 (2003), que considera os desvios gerados nas aproximações feitas em projeto do ponto de vista das solicitações. Com isso, nas comparações aqui estudadas, os resultados utilizados para dimensionamento, serão validados quando as diferenças observadas não ultrapassarem 10%.

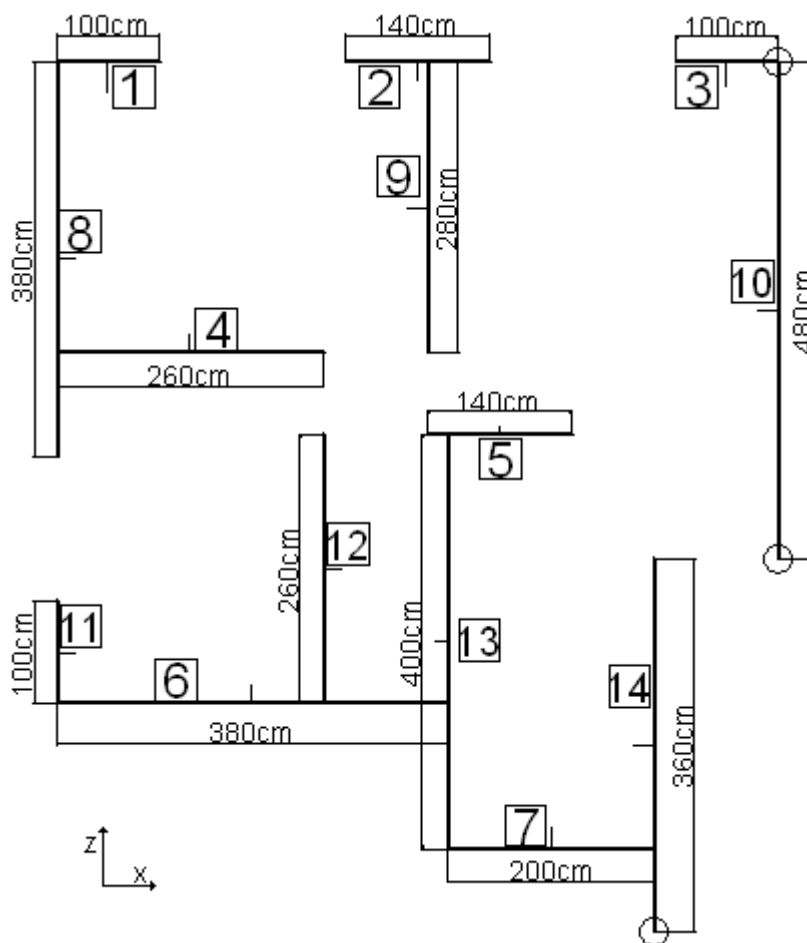


Figura 7-8 – Distribuição das paredes do edifício.

As paredes foram numeradas, primeiro na direção “X” e depois na direção “Z”, seguindo o sentido da esquerda para a direita e de cima para baixo, figura 7-8.

7.3.1 Análise das Paredes com Carregamento Vertical

Analogamente ao estudo realizado no item 6.1.1, os esforços normais resultantes das paredes foram obtidos 60cm acima de sua base, evitando a perturbação da aplicação de carregamento, o que poderia distorcer os resultados.

A análise ocorreu apenas nos pavimentos em que os modelos são diferentes, ou seja, no intervalo entre o terceiro e o décimo pavimentos, sendo que o décimo pavimento não foi analisado por se tratar da laje de cobertura. Foram comparados os esforços normais incidentes em cada parede, tendo como resultado analisado a razão entre o modelo de pórtico tridimensional e o modelo em elementos de casca.

Um resumo da análise do esforço normal das paredes é apresentado nas tabelas 6, 7, 8 e 9.

Tabela 6 – Comparação entre modelos – Carregamento vertical – 9° e 8° pavimentos.

Esforço Normal - kN - 9° PAV				Esforço Normal - kN - 8° PAV			
Parede	PÓRTICO	CASCA	(PT)/(CA)	Parede	PÓRTICO	CASCA	(PT)/(CA)
P1	-26,87	-30,54	0,88	P1	-51,58	-58,21	0,89
P2	-41,36	-49,58	0,83	P2	-79,31	-88,63	0,89
P3	-31,55	-31,89	0,99	P3	-64,43	-66,93	0,96
P4	-70,04	-79,32	0,88	P4	-136,28	-154,16	0,88
P5	-41,37	-41,78	0,99	P5	-83,90	-81,80	1,03
P6	-97,92	-95,88	1,02	P6	-203,79	-192,44	1,06
P7	-60,82	-56,64	1,07	P7	-118,40	-110,73	1,07
P8	-95,68	-100,68	0,95	P8	-197,39	-214,93	0,92
P9	-78,77	-83,41	0,94	P9	-157,34	-175,41	0,90
P10	-158,17	-164,23	0,96	P10	-316,34	-340,29	0,93
P11	-25,83	-25,98	0,99	P11	-51,16	-47,55	1,08
P12	-74,27	-75,23	0,99	P12	-142,35	-152,70	0,93
P13	-113,37	-97,64	1,16	P13	-231,40	-205,57	1,13
P14	-119,71	-112,57	1,06	P14	-236,78	-210,60	1,12
MÉDIA			0,99	MÉDIA			0,95

Observando as tabelas 6 e 7, verifica-se que algumas paredes têm resultados com diferenças maiores que 10% (P13 / 9° Pav. - 113,37/97,64 = 16%), o que não invalida o modelo proposto, pois, os locais onde tais diferenças foram encontradas são pavimentos superiores onde os esforços normais são pequenos (P13 / 9° Pav. - 97,64kN), e não influenciam o dimensionamento do edifício, tendo em vista que os esforços normais de dimensionamentos são obtidos nos pavimentos inferiores (P13 /

3º Pav. - 767,09kN), com uma uniformização de armaduras em telas soldadas a partir de um determinado pavimento para cima. Na média não houve diferença maior que 10%, mesmo nos pavimentos superiores.

Tabela 7 - Comparação entre modelos – Carregamento vertical – 7º e 6º pavimentos.

Esforço Normal - kN - 7º PAV				Esforço Normal - kN - 6º PAV			
Parede	PÓRTICO	CASCA	(PT)/(CA)	Parede	PÓRTICO	CASCA	(PT)/(CA)
P1	-87,16	-94,23	0,92	P1	-119,41	-128,16	0,93
P2	-125,37	-138,95	0,90	P2	-169,91	-183,10	0,93
P3	-101,32	-110,07	0,92	P3	-136,69	-148,99	0,92
P4	-201,87	-234,30	0,86	P4	-275,63	-307,32	0,90
P5	-127,74	-124,62	1,03	P5	-175,09	-169,17	1,04
P6	-308,06	-289,15	1,07	P6	-405,97	-385,78	1,05
P7	-189,93	-167,58	1,13	P7	-243,15	-223,58	1,09
P8	-287,09	-324,19	0,89	P8	-397,01	-435,87	0,91
P9	-234,39	-257,09	0,91	P9	-304,00	-332,39	0,91
P10	-474,80	-511,08	0,93	P10	-631,25	-682,36	0,93
P11	-77,24	-71,58	1,08	P11	-105,61	-96,16	1,10
P12	-209,96	-227,23	0,92	P12	-277,40	-301,74	0,92
P13	-348,40	-312,02	1,12	P13	-461,74	-419,53	1,10
P14	-337,84	-315,50	1,07	P14	-452,00	-422,80	1,07
MÉDIA			0,93	MÉDIA			0,93

Tabela 8 - Comparação entre modelos – Carregamento vertical – 5º e 4º pavimentos.

Esforço Normal - kN - 5º PAV				Esforço Normal - kN - 4º PAV			
Parede	PÓRTICO	CASCA	(PT)/(CA)	Parede	PÓRTICO	CASCA	(PT)/(CA)
P1	-158,04	-165,55	0,95	P1	-203,15	-210,53	0,96
P2	-212,68	-225,75	0,94	P2	-245,50	-266,08	0,92
P3	-177,70	-188,93	0,94	P3	-238,54	-230,76	1,03
P4	-355,47	-374,34	0,95	P4	-399,30	-426,43	0,94
P5	-228,39	-216,56	1,05	P5	-293,89	-269,00	1,09
P6	-499,57	-482,86	1,03	P6	-580,34	-582,42	1,00
P7	-290,57	-278,83	1,04	P7	-370,76	-333,23	1,11
P8	-524,71	-552,12	0,95	P8	-630,43	-677,08	0,93
P9	-367,13	-397,32	0,92	P9	-417,46	-445,71	0,94
P10	-784,95	-854,65	0,92	P10	-928,06	-1029,00	0,90
P11	-119,77	-121,92	0,98	P11	-152,32	-151,13	1,01
P12	-340,98	-374,31	0,91	P12	-398,55	-439,34	0,91
P13	-569,62	-529,39	1,08	P13	-665,40	-643,67	1,03
P14	-569,01	-533,86	1,07	P14	-703,62	-652,35	1,08
MÉDIA			0,95	MÉDIA			0,98

Tabela 9 – Comparação entre modelos – Carregamento vertical – 3º pavimento.

Esforço Normal - kN - 3º PAV			
Parede	PÓRTICO	CASCA	(PT)/(CA)
P1	-296,31	-273,73	1,08
P2	-283,82	-301,81	0,94
P3	-301,44	-277,22	1,09
P4	-422,76	-443,14	0,95
P5	-356,28	-330,83	1,08
P6	-661,83	-690,78	0,96
P7	-414,43	-386,32	1,07
P8	-766,84	-816,17	0,94
P9	-440,05	-468,99	0,94
P10	-1135,80	-1207,39	0,94
P11	-202,79	-190,74	1,06
P12	-449,48	-480,37	0,94
P13	-732,27	-767,09	0,95
P14	-805,95	-786,50	1,02
MÉDIA			0,96

Assim como visto no capítulo de validação do modelo, observa-se a transferência de esforços normais de uma parede a outra através da interação entre elas, por meio da transmissão de esforços cisalhantes.

Observando-se as médias das razões obtidas em cada pavimento, foi constatada uma diferença média máxima de 7%, nos pavimentos 7º e 6º, e uma média de todos os pavimentos de 5%. Com estes resultados, é possível afirmar que o modelo proposto é viável para análise de esforços normais em edifícios de paredes de concreto armado.

7.3.2 Análise das Paredes com Carregamento Horizontal

O carregamento horizontal foi aplicado apenas no sentido contrário ao eixo “Z” e analisados o esforço cortante e o momento fletor das paredes que contraventam o edifício nesta direção (8, 9, 10, 11, 12, 13, 14).

Tabela 10 - Comparação entre modelos – Carregamento horizontal– 9° e 8° pavimentos.

9° PAV	Momento Fletor (kN.cm)			Esforço Cortante (kN)			
Parede	Pórtico	Casca	PT/CS	Pórtico	Casca	PT/CS	
P8	193,45	132,11	1,46	3,62	3,35	1,08	
P9	13,09	10,73	1,22	0,48	0,60	0,79	
P10	52,98	44,08	1,20	-8,10	-7,18	1,13	
P11	18,04	15,64	1,15	0,49	0,40	1,24	
P12	47,98	54,87	0,87	1,40	1,27	1,10	
P13	189,72	200,83	0,94	3,08	2,63	1,17	
P14	246,82	215,46	1,15	-5,57	-5,17	1,08	
MÉDIA			1,15	MÉDIA			1,10
8° PAV	Momento Fletor (kN.cm)			Esforço Cortante (kN)			
Parede	Pórtico	Casca	PT/CS	Pórtico	Casca	PT/CS	
P8	216,87	160,95	1,35	1,20	1,25	0,96	
P9	14,56	10,86	1,34	-0,82	-0,92	0,88	
P10	149,79	172,41	0,87	-9,79	-8,93	1,10	
P11	13,36	13,46	0,99	-0,08	-0,06	1,21	
P12	31,40	37,15	0,85	0,05	0,06	0,84	
P13	367,45	293,09	1,25	0,92	0,85	1,09	
P14	298,68	270,47	1,10	-6,74	-7,05	0,96	
MÉDIA			1,10	MÉDIA			0,96

Tabela 11 - Comparação entre modelos – Carregamento horizontal– 7° e 6° pavimentos.

7° PAV	Momento Fletor (kN.cm)			Esforço Cortante (kN)			
Parede	Pórtico	Casca	PT/CS	Pórtico	Casca	PT/CS	
P8	49,09	41,25	1,19	-0,81	-0,77	1,04	
P9	-96,57	-75,83	1,27	-1,34	-1,45	0,92	
P10	-101,45	-104,80	0,97	-13,35	-12,84	1,04	
P11	-11,23	-10,31	1,09	-0,24	-0,26	0,93	
P12	-8,13	-7,70	1,06	-0,88	-0,98	0,90	
P13	214,57	198,14	1,08	-0,69	-0,74	0,93	
P14	217,15	178,85	1,21	-8,94	-8,26	1,08	
MÉDIA			1,09	MÉDIA			0,93
6° PAV	Momento Fletor (kN.cm)			Esforço Cortante (kN)			
Parede	Pórtico	Casca	PT/CS	Pórtico	Casca	PT/CS	
P8	-232,98	-213,57	1,09	-2,73	-2,88	0,95	
P9	-94,98	-85,43	1,11	-1,61	-1,47	1,09	
P10	-771,07	-733,58	1,05	-17,10	-16,10	1,06	
P11	-65,38	-59,33	1,10	-0,62	-0,69	0,90	
P12	-45,29	-41,50	1,09	-1,69	-1,87	0,90	
P13	-83,21	-75,62	1,10	-2,11	-2,07	1,02	
P14	-29,26	-31,03	0,94	-11,28	-10,57	1,07	
MÉDIA			1,09	MÉDIA			1,02

Tabela 12 - Comparação entre modelos – Carregamento horizontal– 5° e 4° pavimentos.

5° PAV	Momento Fletor (kN.cm)			Esforço Cortante (kN)			
	Parede	Pórtico	Casca	PT/CS	Pórtico	Casca	PT/CS
P8	-611,97	-594,61	1,03	-4,64	-4,31	1,08	
P9	-455,87	-405,99	1,12	-2,18	-2,23	0,98	
P10	-1577,18	-1737,64	0,91	-20,19	-20,88	0,97	
P11	-145,37	-135,13	1,08	-1,10	-2,03	0,54	
P12	-337,95	-307,43	1,10	-2,71	-2,78	0,97	
P13	-580,19	-517,70	1,12	-3,42	-3,15	1,09	
P14	-376,87	-345,84	1,09	-13,46	-12,32	1,09	
MÉDIA			1,09	MÉDIA			0,98

4° PAV	Momento Fletor (kN.cm)			Esforço Cortante (kN)			
	Parede	Pórtico	Casca	PT/CS	Pórtico	Casca	PT/CS
P8	-1302,65	-1204,81	1,08	-6,91	-7,16	0,97	
P9	-710,25	-659,65	1,08	-3,08	-3,16	0,98	
P10	-3570,74	-3241,42	1,10	-22,61	-21,22	1,07	
P11	-258,54	-237,68	1,09	-1,60	-1,55	1,03	
P12	-416,70	-390,83	1,07	-3,82	-3,62	1,05	
P13	-1157,64	-1105,54	1,05	-5,08	-4,94	1,03	
P14	-764,28	-734,52	1,04	-15,19	-14,04	1,08	
MÉDIA			1,08	MÉDIA			1,03

Tabela 13 - Comparação entre modelos – Carregamento horizontal– 3° pavimento.

3° PAV	Momento Fletor (kN.cm)			Esforço Cortante (kN)			
	Parede	Pórtico	Casca	PT/CS	Pórtico	Casca	PT/CS
P8	-2345,74	-2128,32	1,10	-10,02	-10,24	0,98	
P9	-1008,89	-969,69	1,04	-5,51	-5,55	0,99	
P10	-5170,46	-5590,01	0,92	-23,17	-25,66	0,90	
P11	-362,26	-373,21	0,97	-1,96	-2,13	0,92	
P12	-590,58	-578,60	1,02	-5,82	-6,00	0,97	
P13	-1803,00	-1753,12	1,03	-8,30	-7,95	1,05	
P14	-996,07	-1078,17	0,92	-13,97	-13,73	1,02	
MÉDIA			1,02	MÉDIA			0,98

As tabelas 10 e 11 apontam diferenças entre as razões de até 46% nos momentos fletores e de 24% nos esforços cortantes, ultrapassando o valor de 10% tomado como base. Assim como no carregamento vertical, os resultados que superam os 10% são de pavimentos mais elevados e seus valores são pequenos (Momento Fletor - P8 / 9° Pav. - 132,11kN.cm e Esforço Cortante - P11 / 9° Pav. - 0,40kN), quando comparados aos dos pavimentos mais abaixo (Momento Fletor - P8

/ 3º Pav. - 2345,74kN.cm e Esforço Cortante - P11 - 2,13kN), utilizados para dimensionamento.

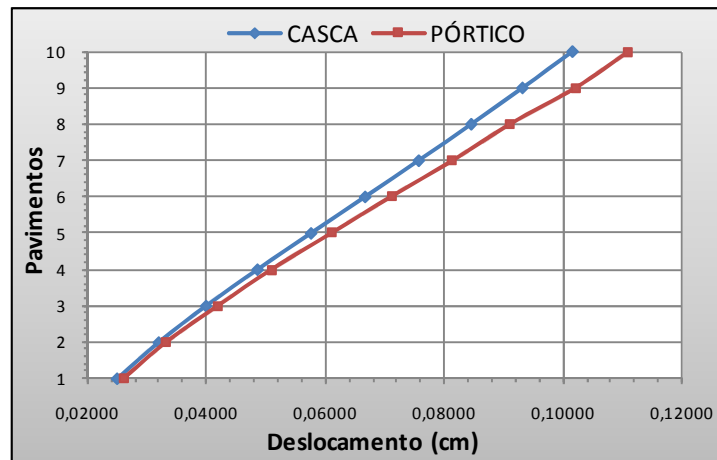


Figura 7-9 – Comparação de deslocamentos do edifício (cm).

As médias das razões dos pavimentos têm valores dentro do limite tolerável, menor que 10%, com exceção do pavimento abaixo da cobertura que superou em 5% essa baliza. Quando realizada uma média geral dos resultados, obteve-se uma diferença de 8% no momento fletor e de 2% no esforço cortante. Esses resultados mostram a eficiência do modelo de pórtico tridimensional na análise, desses esforços, em paredes de concreto armado.

A figura 7-9 mostra o confronto entre os deslocamentos horizontais de cada pavimento. A diferença máxima dos deslocamentos ocorreu no topo da estrutura, chegando a 9%, sendo maior no modelo pórtico tridimensional. O resultado mostra a eficiência dos lintéis considerados na estrutura.

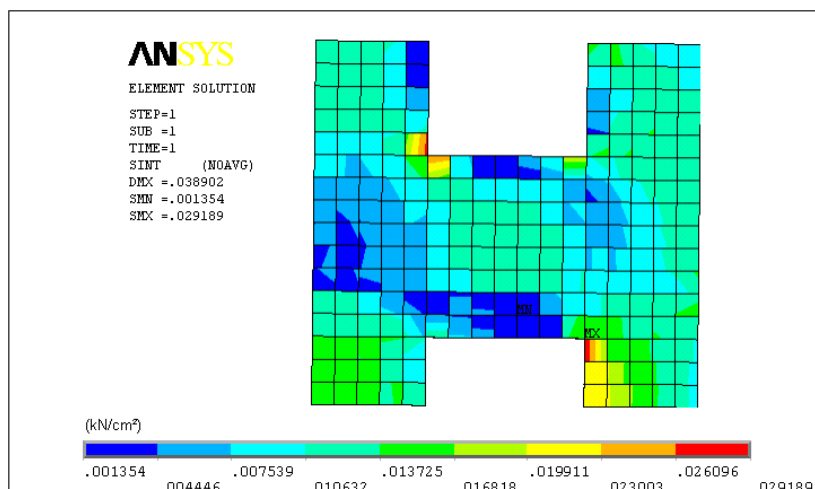


Figura 7-10 – Comparação de deslocamentos do edifício (cm).

A figura 7-10 mostra as tensões principais, compreendido entre os vãos de janelas de dois pavimentos consecutivos (lintéis) da parede acima da viga V6, no modelo de casca, com a aplicação apenas do carregamento horizontal.

7.3.3 Análise dos Esforços nos Pilares

A análise dos pilares foi realizada com a finalidade de ressaltar a eficiência do modelo quanto ao caminhamento das tensões. Para isso foram verificados os esforços normais, cortantes e momentos fletores na base dos pilares.

A análise foi realizada com os carregamentos verticais e horizontais, sendo avaliados separadamente, em seguida combinados, aplicando-se as majorações prescritas no item 7.2.3.1.

As vigas e pilares foram numerados de acordo com a figura 7-11, a seguir:

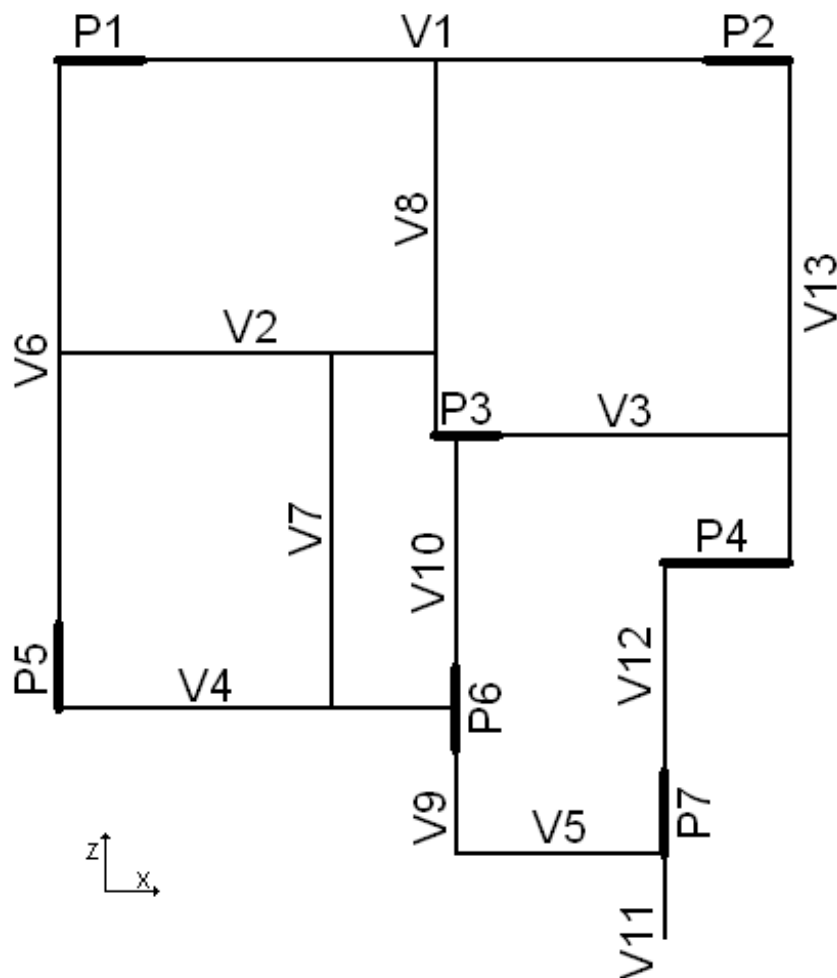


Figura 7-11 – Distribuição das vigas e pilares do pavimento pilotis.

As tabelas 14, 15 e 16 mostram um resumo das comparações entre os modelos, considerando-se o carregamento vertical.

Tabela 14 – Carregamento Vertical – Esforço normal.

Carregamento Vertical - Normal (kN)			
Pilar	Casca	Pórtico	PT/CS
1	-1629,1	-1506,0	0,92
2	-1459,5	-1376,6	0,94
3	-1303,7	-1294,8	0,99
4	-1225,6	-1233,8	1,01
5	-1365,6	-1391,8	1,02
6	-1333,0	-1414,7	1,06
7	-1005,0	-1103,8	1,10
MÉDIA			1,01

Tabela 15 – Carregamento Vertical – Esforço cortante.

Carregamento Vertical - Cortante (kN)							
PILAR	Direção X			Direção Z			
	Casca	Pórtico	PT/CS	Casca	Pórtico	PT/CS	
1	9,82	9,90	1,01	5,31	5,16	0,97	
2	-20,28	-21,27	1,05	0,27	0,22	0,82	
3	14,43	15,50	1,07	-0,43	-0,45	1,04	
4	-0,61	-0,55	0,90	0,97	0,87	0,90	
5	2,70	2,97	1,10	-27,85	-28,46	1,02	
6	-3,24	-3,48	1,07	6,26	6,25	1,00	
7	-2,82	-3,15	1,12	15,18	16,41	1,08	
MÉDIA			1,07	MÉDIA			1,00

Tabela 16 – Carregamento Vertical – Momento fletor.

Carregamento Vertical - Momento Fletor (kN.cm)							
PILAR	Direção X			Direção Z			
	Casca	Pórtico	PT/CS	Casca	Pórtico	PT/CS	
1	-587,69	-557,66	0,95	-254,42	-237,82	0,93	
2	-77,77	-65,72	0,85	-2897,10	-3055,30	1,05	
3	27,44	30,66	1,12	863,14	906,12	1,05	
4	-105,14	-92,84	0,88	-22,41	-18,73	0,84	
5	1882,00	2044,50	1,09	261,98	286,76	1,09	
6	-925,84	-775,15	0,84	-345,20	-371,23	1,08	
7	-2211,80	-2046,00	0,93	-331,06	-370,13	1,12	
MÉDIA			0,93	MÉDIA			1,05

A tabela 14 descreve os resultados do esforço normal de cada pilar, correspondentes ao carregamento vertical. Este esforço é considerado o mais importante para o dimensionamento dos pilares. A maior divergência entre as razões encontrada é de 10%. Entretanto, na média final das razões não foi detectada diferença superior a 1%.

Utilizando-se o carregamento vertical, os resultados referentes ao esforço cortante e ao momento fletor, tabelas 15 e 16 respectivamente, mostraram discordâncias máximas de 18% e 16% entre as razões dos modelos. Os resultados com valores acima dos 10% aceitáveis foram obtidos em pequenos valores de esforço cortante e momento fletor (Momento Fletor - Pilar 6 - 775,15kN.cm e Esforço Cortante - Pilar 2 - 0,22kN), que, em termos práticos, não são relevantes para a análise e o dimensionamento da estrutura quando comparados aos maiores encontrados com o carregamento horizontal (Momento Fletor - Pilar 6 - 5056,60kN.cm e Esforço Cortante - Pilar 2 - 1,98kN), lembrando que os pilares 1, 2, 3 e 4 estão localizados com seu maior eixo na direção da aplicação do vento, sendo seus resultados, nessa direção de vento, não significativos para o dimensionamento.

As tabelas 17, 18 e 19 apontam um resumo dos comparativos entre os modelos, considerando o carregamento horizontal.

Tabela 17 – Carregamento Horizontal – Esforço normal.

Carregamento Horizontal - Normal (kN)			
Pilar	Casca	Pórtico	PT/CS
1	82,4	42,5	0,52
2	87,5	43,0	0,49
3	25,3	18,2	0,72
4	3,4	2,3	0,69
5	-55,0	-33,5	0,61
6	-60,5	-31,8	0,53
7	-76,4	-40,8	0,53
MÉDIA			0,53

Tabela 18 - Carregamento Horizontal – Esforço Cortante.

Carregamento Horizontal - Cortante (kN)			
PILAR	Direção Z		
	Casca	Pórtico	PT/CS
1	-1,91	-1,80	0,94
2	-1,98	-1,89	0,95
3	-1,83	-1,85	1,01
4	-2,53	-2,46	0,97
5	-29,44	-29,22	0,99
6	-29,56	-29,84	1,01
7	-28,51	-28,70	1,01
MÉDIA			0,99

Tabela 19 - Carregamento Horizontal – Momento fletor.

Car. Horizontal - Momento Fletor (kN.cm)			
PILAR	Direção X		
	Casca	Pórtico	PT/CS
1	297,11	280,31	0,94
2	305,06	290,49	0,95
3	285,99	282,89	0,99
4	398,35	385,12	0,97
5	5084,70	4935,10	0,97
6	5056,60	4962,30	0,98
7	4890,70	4794,40	0,98
MÉDIA			0,97

No carregamento horizontal são avaliados apenas o esforço cortante e o momento fletor e os resultados são exibidos nas tabelas 18 e 19 respectivamente, com uma divergência máxima entre modelos de 6%.

Maiores divergências são encontradas na tabela 17, em que o objeto analisado é o esforço normal. As diferenças chegaram ao valor de 51%, que mesmo elevado não é relevante, pois os valores de esforço normal correspondentes ao carregamento horizontal são pequenos (Pilar 2 - 43,0kN), quando comparados as esforços provenientes do carregamento vertical (Pilar 2 - 1459,5kN). Assim, quando combinados os carregamentos, a nova comparação desses esforços mostram diferenças que não ultrapassam 4%, como pode ser observado na tabela 20.

Tabela 20 – Combinação dos esforços normais.

Car. Combinado (V + H) - Normal (kN)			
PILAR	Casca	Pórtico	PT/CS
1	-1513,72	-1446,45	0,96
2	-1336,99	-1316,35	0,98
3	-1268,24	-1269,29	1,00
4	-1220,90	-1230,54	1,01
5	-1442,59	-1438,69	1,00
6	-1417,67	-1459,25	1,03
7	-1111,98	-1160,95	1,04
MÉDIA			1,00

Os valores de momento fletor e esforço cortante ficam praticamente iguais, quando combinados os resultados derivados dos carregamentos vertical e horizontal, encontrando-se uma diferença entre modelos não superior a 4%, como se apresenta na tabela 21.

Tabela 21 – Combinação dos esforços cortantes e momentos fletores.

Carregamento Combinado (Horizontal + Vertical)						
PILAR	Cortante Z (kN)			Momento Fletor X (kN.cm)		
	Casca	Pórtico	PT/CS	Casca	Pórtico	PT/CS
1	2,63	2,64	1,00	-171,74	-165,23	0,96
2	-2,51	-2,42	0,97	349,31	340,96	0,98
3	-3,00	-3,04	1,01	427,83	426,71	1,00
4	-2,57	-2,57	1,00	452,55	446,33	0,99
5	-69,06	-69,37	1,00	9000,58	8953,64	0,99
6	-35,12	-35,52	1,01	6153,40	6172,07	1,00
7	-24,73	-23,77	0,96	4635,18	4666,16	1,01
MÉDIA			1,00	MÉDIA		0,99

7.3.4 Análise das vigas de transição

Para a análise das vigas de transição foram comparados os esforços de algumas vigas do edifício, utilizando os dois modelos descritos no item 5.0. Lembre-se que, no modelo pórtico tridimensional foram utilizados elementos de casca nos dois primeiros pavimentos, para consideração do efeito arco, atendendo aos requisitos expostos nos item 4.2.

Cabe lembrar que esse estudo não tem o objetivo de avaliar o acréscimo de esforço normal, nas paredes próximas às vigas de transição, ocasionado pelo efeito arco, contudo, o modelo proposto é muito útil para tal análise.

Para garantir maior objetividade, apenas as vigas consideradas mais importantes foram analisadas, sendo elas as vigas 1, 2, 3 e 13, figura 7-10. O critério utilizado para escolha das vigas foi o tipo de carregamento (proveniente de paredes com e sem aberturas), tipo de apoio (viga apoiando-se em pilar e viga apoiando-se em viga), intensidade do carregamento (mais carregadas) e a presença ou não de paredes sobre a viga.

Assim, como nas análises anteriores, com relação ao carregamento, a carga vertical e a ação horizontal foram analisadas separadamente e, em seguida, combinadas.

7.3.4.1 Viga V1

A viga V1 tem suas extremidades apoiadas nos pilares P1 e P2 e serve de apoio para a viga V8. A parede que está sobre a viga possui duas aberturas de janela.

As figuras 7-12, 7-13, 7-14 e 7-15, mostram comparativos dos esforços decorrentes do carregamento vertical.

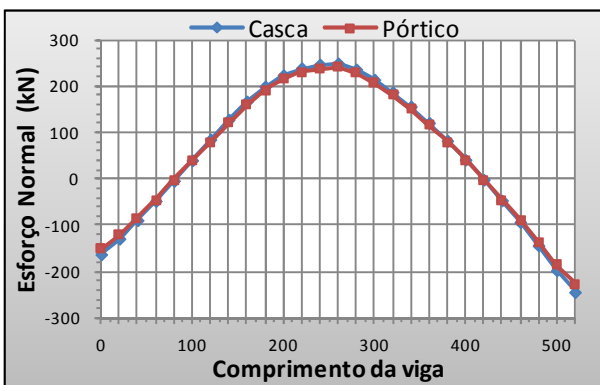


Figura 7-12 – Esforço Normal – V1 – C. Vertical.

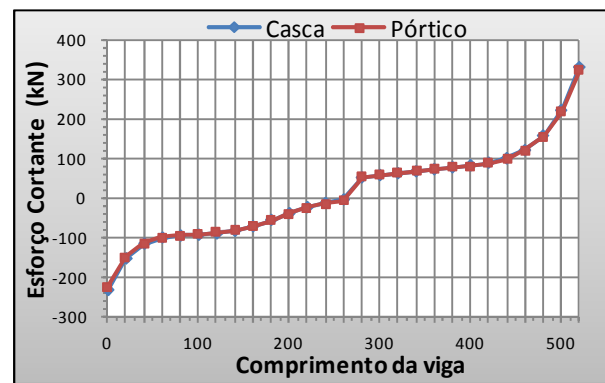


Figura 7-13 – Esforço Cortante – V1 – C. Vertical.

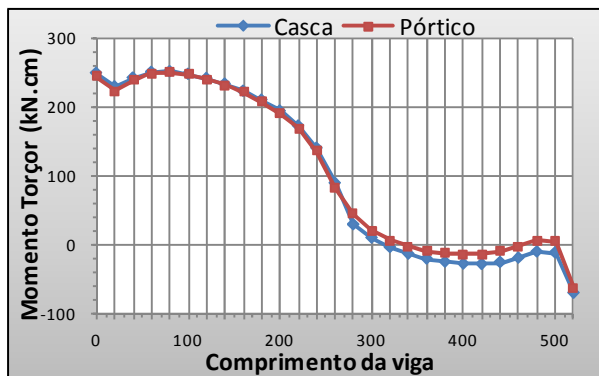


Figura 7-14 – Momento Torçor – V1 – C. Vertical.

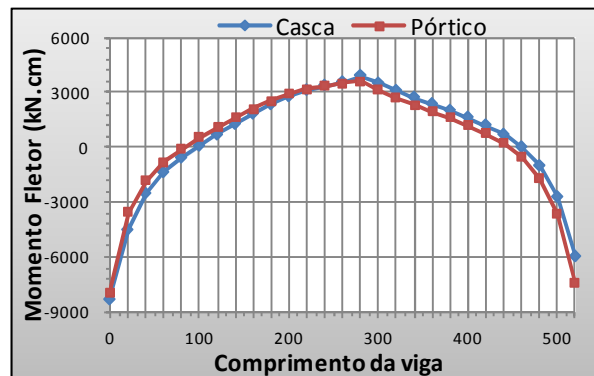


Figura 7-15 – Momento Fletor – V1 – C. Vertical.

Como a parede acima da viga possui aberturas, o efeito arco fica comprometido. Mesmo assim observam-se as características desse efeito, como a redução de momento positivo e o aparecimento de esforço normal. Outra característica observada nos gráficos é a semelhança na distribuição de esforços entre os modelos.

As figuras 7-16 e 7-17 apresentam comparações dos esforços decorrentes do carregamento horizontal.

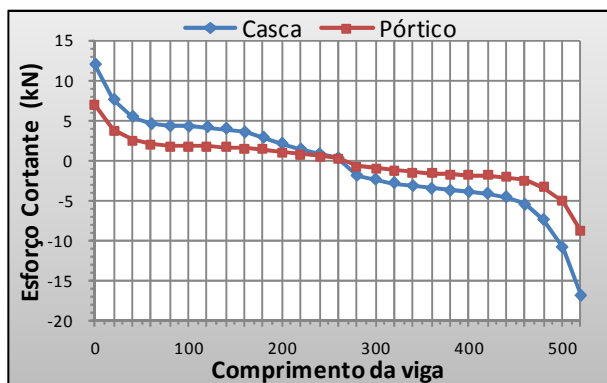


Figura 7-16 - Esforço Cortante - V1 - C. Horizontal.

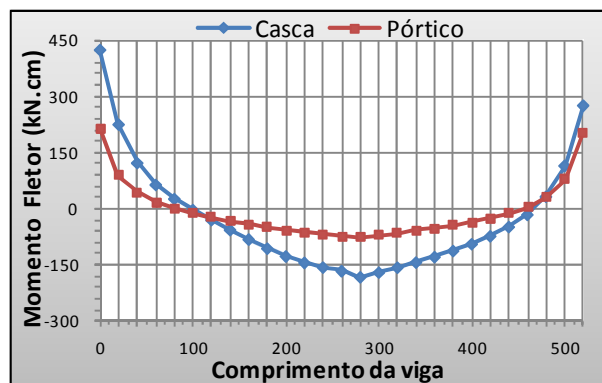


Figura 7-17 – Momento Fletor – V1 – C. Horizontal.

Os resultados das figuras 7-15 e 7-16 mostram uma disparidade maior quando comparados aos resultados obtidos com o carregamento vertical. Tais resultados, inicialmente, podem expressar uma grande diferença entre modelos, mas ao serem agrupados os resultados dos carregamentos vertical e horizontal, tem-se uma melhor compreensão do resultado final. Na combinação de carregamento, todas as cargas foram majoradas de acordo com o item 7.2.3.1, sendo que os resultados finais podem ser observados nas figuras 7-18 e 7-19.

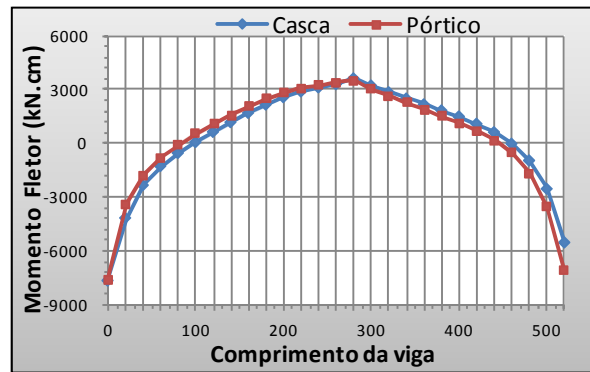
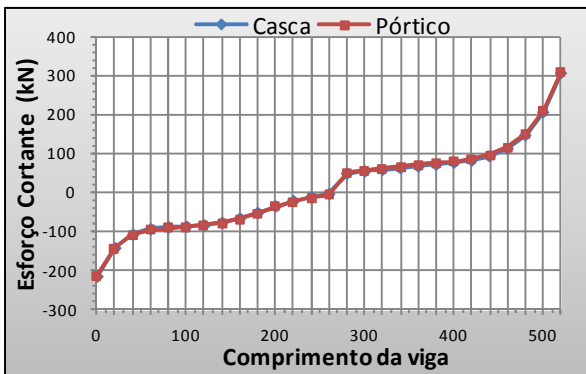


Figura 7-18 - Esforço Cortante - V1 - Combinação Figura 7-19 – Momento Fletor - V1 - Combinação.

Observando-se as figuras 7-18 e 7-19, os esforços finais não sofreram grandes alterações se comparados aos obtidos com o carregamento vertical, ficando os modelos alternativos com resultados bastante próximos.

A figura 7-20 mostra as tensões principais dos dois primeiros pavimentos da parede localizada acima da viga V1. Por se tratar de uma parede com aberturas, o efeito arco fica comprometido, mas é possível ainda observar o caminhamento a concentração de tensões próxima aos pilares.

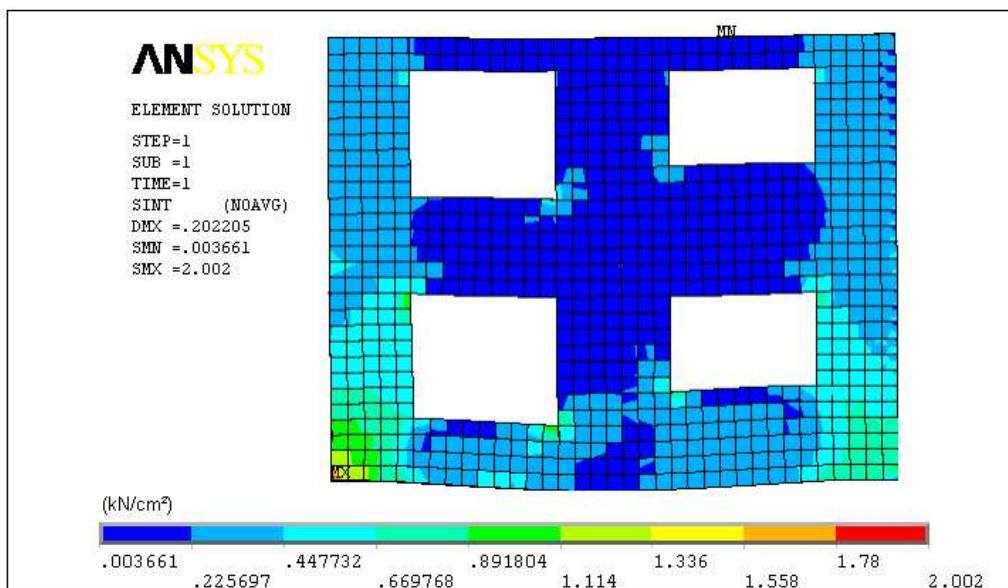


Figura 7-20 – Tensões principais da parede acima da viga 1 (ANSYS).

7.3.4.2 Viga V2

A viga V2 tem uma extremidade apoiada na viga V6 e outra na viga V8 e serve de apoio para a viga V7. A parede que está sobre a viga não possui aberturas

e se estende no trecho entre as vigas V6 e V7, ficando o vão entre as vigas V7 e V8 recebendo carga apenas das lajes.

As figuras 7-21, 7-22, 7-23 e 7-24 apresentam comparações dos esforços internos decorrentes do carregamento vertical.

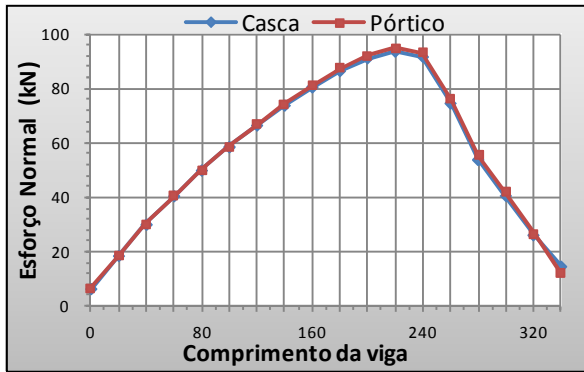


Figura 7-21 – Esforço Normal – V2 – C. Vertical.

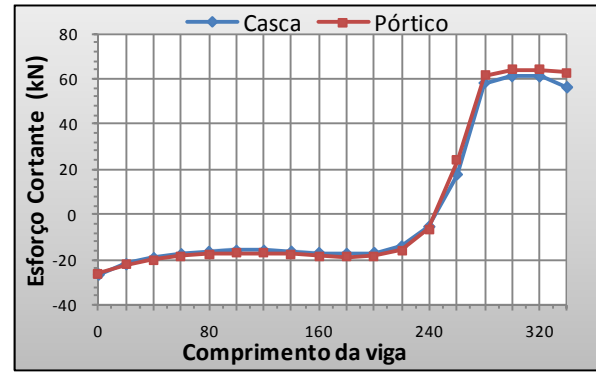


Figura 7-22 – Esforço Cortante – V2 – C. Vertical.

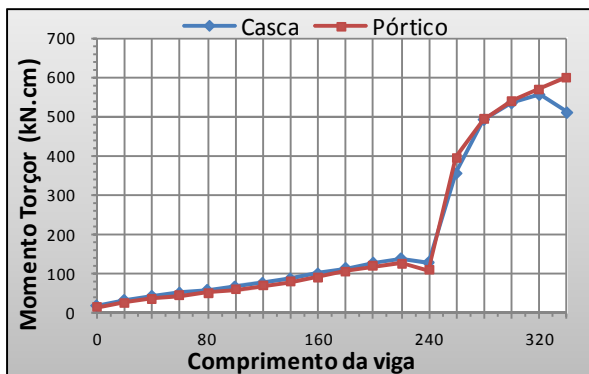


Figura 7-23 – Momento Torçor – V2 – C. Vertical.

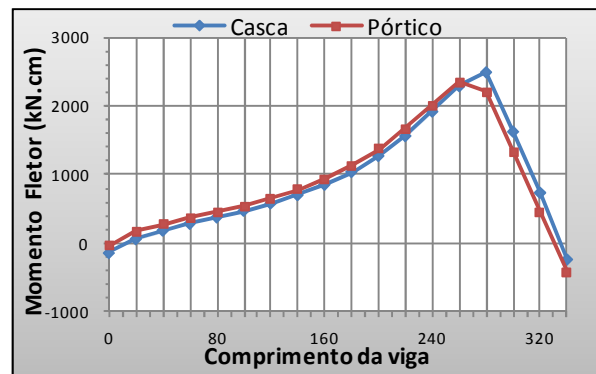


Figura 7-24 – Momento Fletor – V2 – C. Vertical.

Nas figuras anteriores é observada a influência do carregamento oriundo da viga V7. Apenas uma característica do efeito arco pode ser observada, o valor acentuado do esforço normal. Nota-se que a distribuição de esforços é análoga nos dois modelos.

As figuras 7-25 e 7-26 permitem comparar os esforços oriundos do carregamento horizontal.

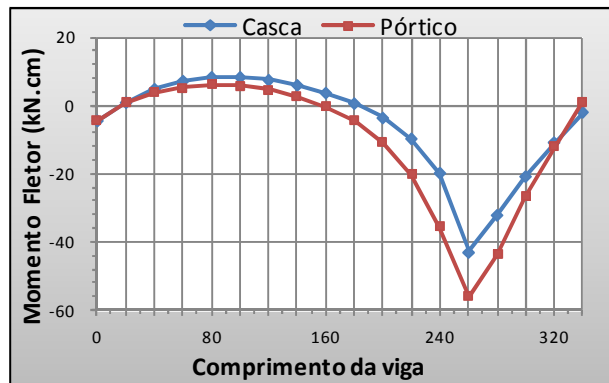
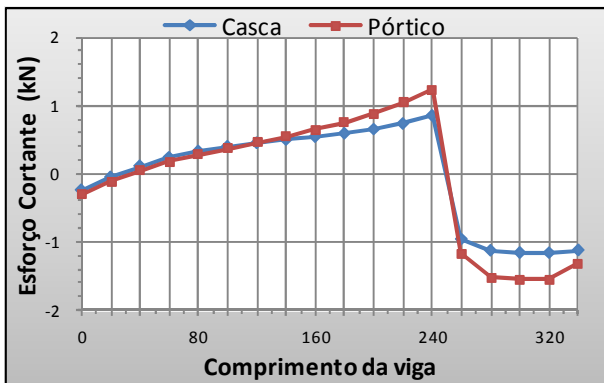


Figura 7-25 - Esforço Cortante - V2 - C. Horizontal. Figura 7-26 – Momento Fletor – V2 – C. Horizontal.

As figuras mostram uma divergência entre os resultados e observam-se valores baixos em relação aos encontrados no carregamento vertical. Essas diferenças praticamente desaparecem quando combinados os carregamentos vertical e horizontal, figuras 7-27 e 7-28.

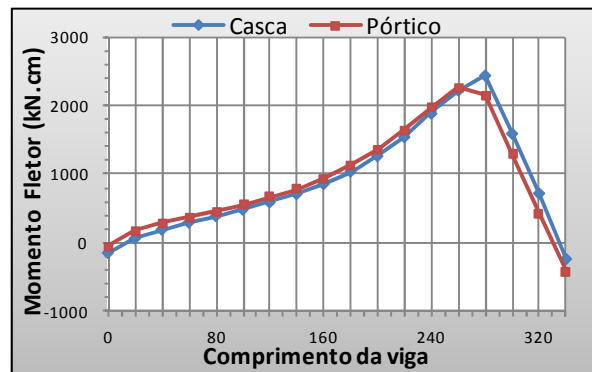
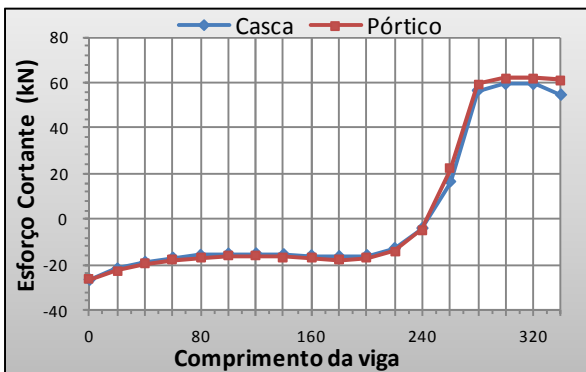


Figura 7-27 - Esforço Cortante - V2 - Combinação Figura 7-28 – Momento Fletor - V2 - Combinação.

7.3.4.3 Viga V3

A viga V3 possui uma extremidade apoiada na viga V13 e outra no pilar P3. A parede que está sobre a viga não possui aberturas e se localiza sobre o pilar, com comprimento de 1,40m, partindo do centro do pilar, praticamente não descarregando na viga V3. Assim, a viga fica submetida quase exclusivamente ao carregamento proveniente das lajes.

As figuras 7-29, 7-30, 7-31 e 7-32 apresentam os esforços internos decorrentes do carregamento vertical para os dois modelos utilizados.

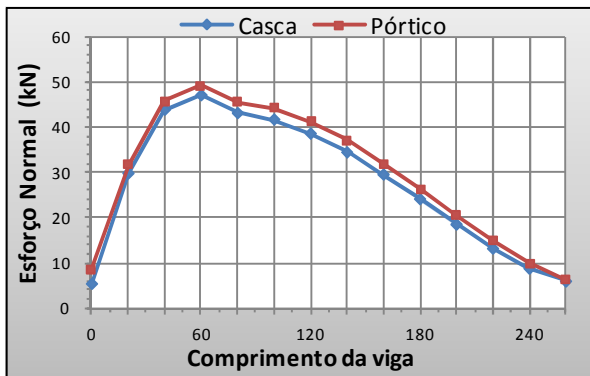


Figura 7-29 – Esforço Normal – V3 – C. Vertical.

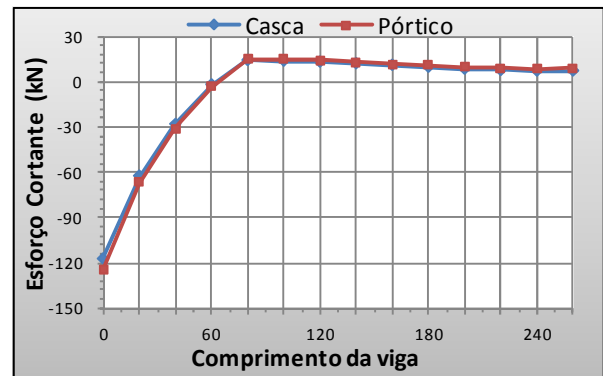


Figura 7-30 – Esforço Cortante – V3 – C. Vertical.

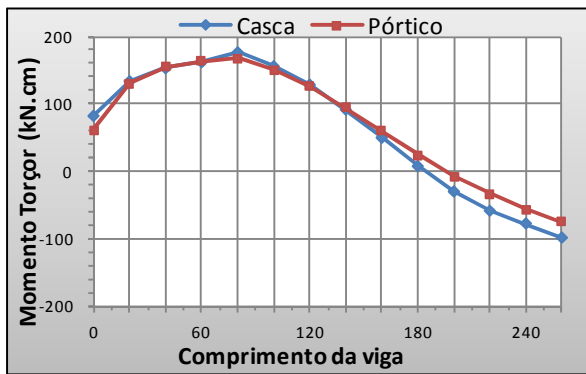


Figura 7-31 – Momento Torçor – V3 – C. Vertical.

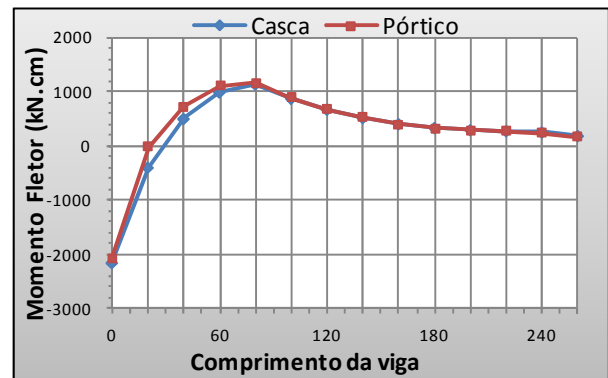


Figura 7-32 – Momento Fletor – V3 – C. Vertical.

A viga V3 não recebe carga de outra viga e praticamente não recebe carga direta de parede, recebendo apenas carga das maiores lajes do edifício. É visível a concentração de tensões no início da viga, junto ao pilar P3, observando-se a migração de tensões diretamente das lajes para o pilar. Os esforços junto ao apoio sobre a viga V13 são reduzidos, o que pode ser observado no item posterior. O comportamento da viga V3 é característico de carregamento sem influência do efeito arco, desempenho esperado para uma viga sobre a qual não se apóia uma parede.

As figuras adiante, 7-33 e 7-34, permitem o confronto dos esforços decorrentes do carregamento horizontal.

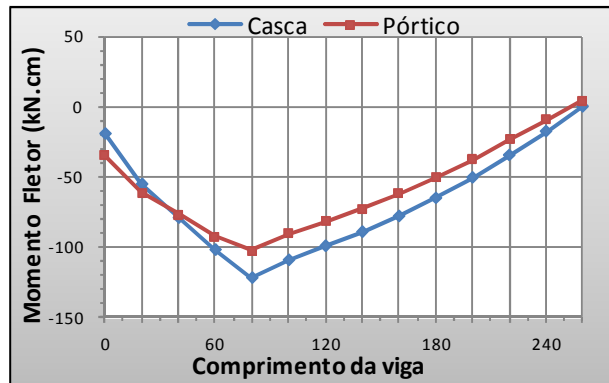
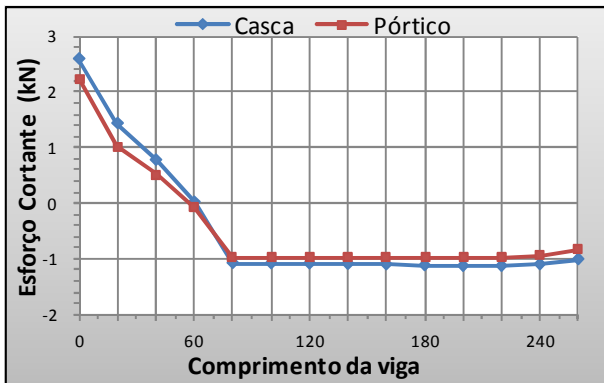


Figura 7-33 - Esforço Cortante - V3 - C. Horizontal. Figura 7-34 – Momento Fletor – V3 - C. Horizontal.

Os gráficos, em semelhança aos demais apresentados nas outras vigas, apresentam uma distribuição de esforços com sinal invertido, comparados ao carregamento vertical, sendo os valores sem grande representatividade.

Mesmo com os baixos valores encontrados nas figuras 7-33 e 7-34, a combinação de ações será realizada para melhor compreensão do fenômeno, figuras 7-35 e 7-36.

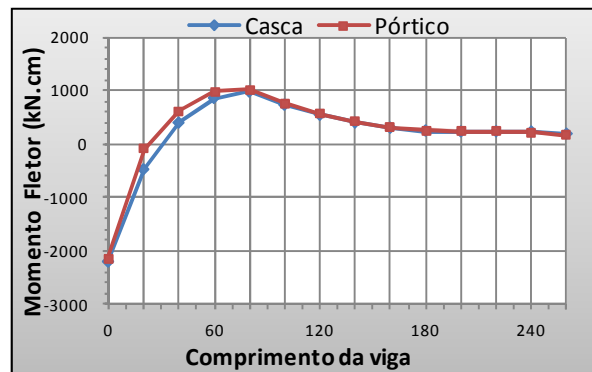
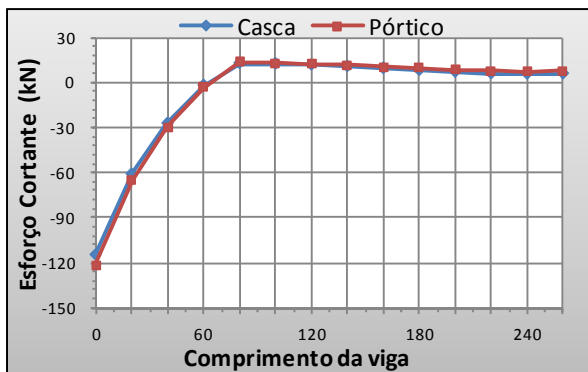


Figura 7-35 - Esforço Cortante - V3 - Combinação Figura 7-36 – Momento Fletor - V3 - Combinação.

Os gráficos resultantes não apresentam diferenças consideráveis dos obtidos com carregamento vertical, continuando a ter grande semelhança.

7.3.4.4 Viga V13

A viga V13 tem suas extremidades apoiadas nos pilares P2 e P14 e serve de apoio para a viga V3. A parede que está sobre a viga não possui aberturas e se estende por todo o comprimento da viga. Esta parede é divisória de apartamentos, uma das mais carregadas da edificação, por ter grande extensão e receber carregamento das maiores lajes dos dois apartamentos.

As figuras 7-37, 7-38, 7-39 e 7-40 apontam comparações dos esforços decorrentes do carregamento vertical.

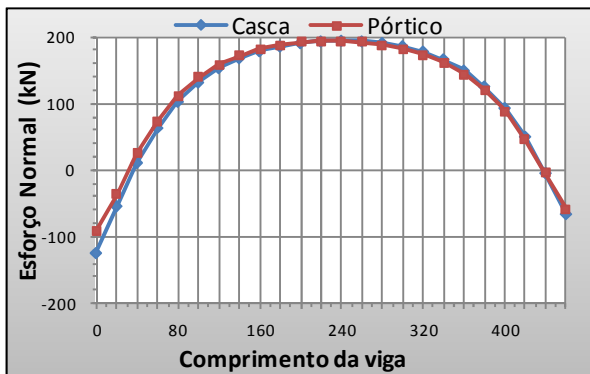


Figura 7-37 – Esforço Normal – V13 – C. Vertical.

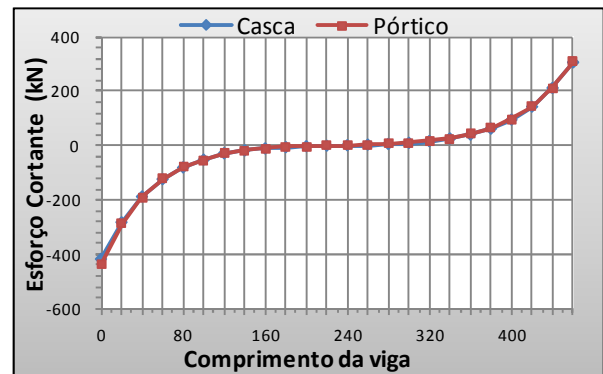


Figura 7-38 – Esforço Cortante – V13 – C. Vertical.

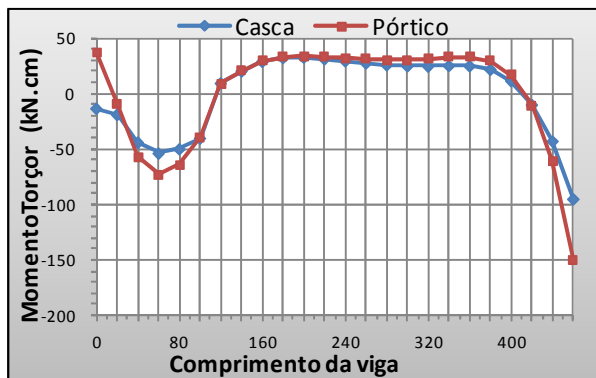


Figura 7-39 – Momento Torçor – V13 – C. Vertical.

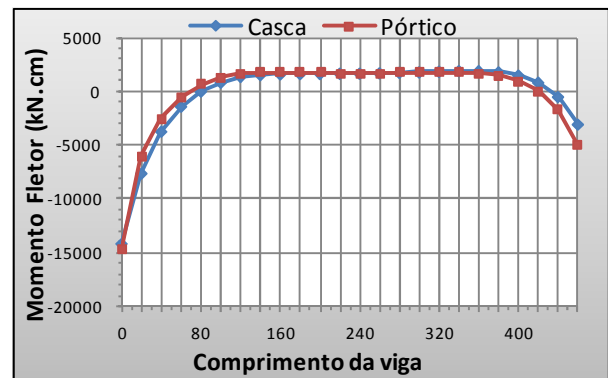


Figura 7-40 – Momento Fletor – V13 – C. Vertical.

A viga V13 é o melhor exemplo para ser observado o efeito arco. Algumas características são observadas como a redução do momento fletor positivo na parte central e os grandes valores de esforço normal. A interação com a viga V3 praticamente não influenciou os resultados dos esforços da viga V13.

As figuras 7-41 e 7-42 correspondem aos esforços produzidos pelo carregamento horizontal.

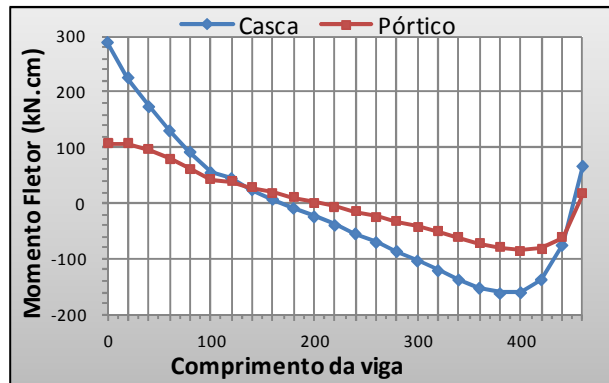
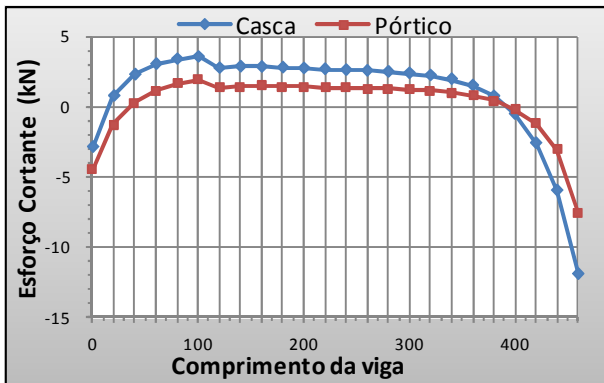


Figura 7-41 -Esforço Cortante - V13 - C. Horizontal Figura 7-42 – Momento Fletor – V13 - C. Horizontal.

Analogamente ao observado nas outras vigas analisadas, a V13 apresenta uma diferença entre os modelos estudados, quando analisado apenas o carregamento horizontal. A intensidade dos esforços provenientes do carregamento horizontal é pequena em comparação com o outro carregamento estudado, como pode ser observado na combinação das ações, figuras 7-43 e 7-44.

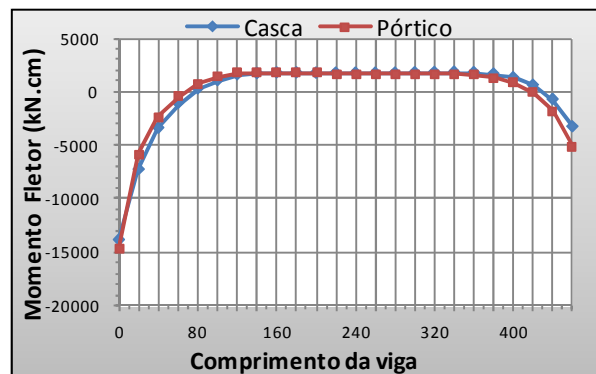
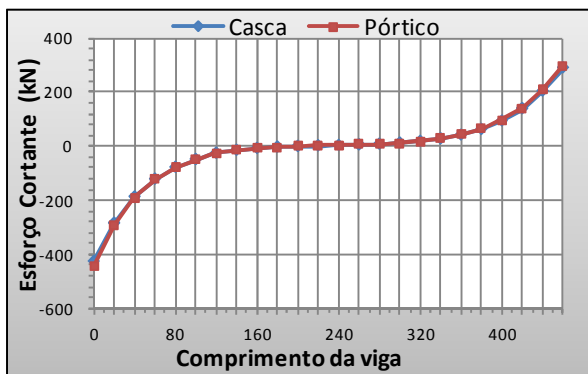


Figura 7-43- Esforço Cortante - V13 - combinação Figura 7-44 - Momento Fletor - V13 - Combinação

Com a combinação de resultados é perceptível a eficácia do modelo proposto para a análise das vigas de transição.

A figura 7-45 mostra as tensões principais dos dois primeiros pavimentos da parede localizada acima da viga V13. Por ser uma parede sem aberturas, é possível observar a perfeita formação do efeito arco.

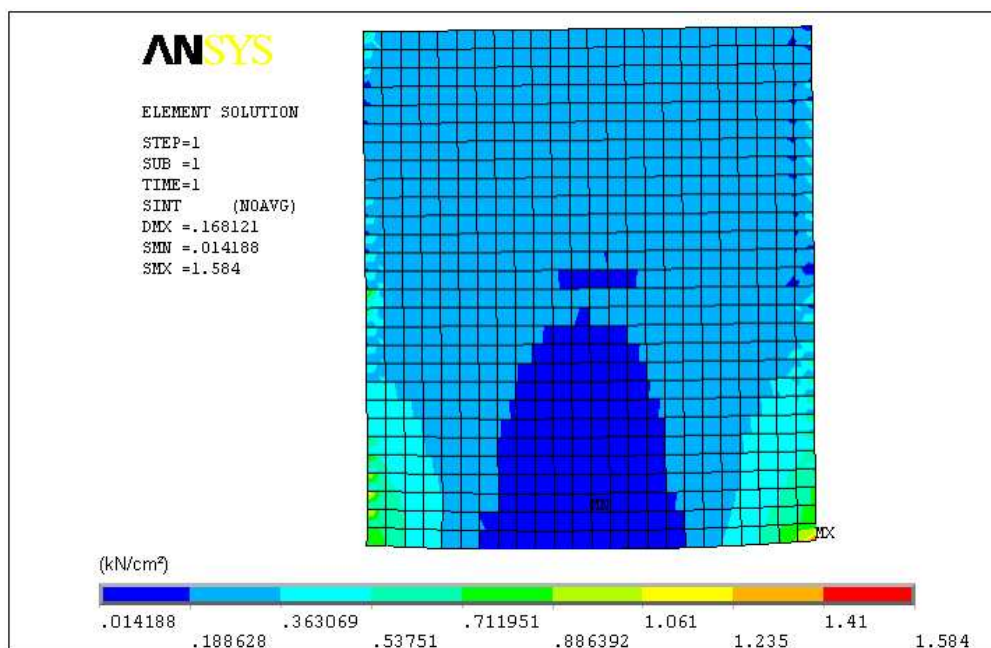


Figura 7-45 – Tensões principais da parede acima da viga 13 (ANSYS).

7.3.4.5 Análise Estatística

A eficácia do modelo proposto já pode ser observada nos resultados das análises anteriores. Para ressaltar a validação do modelo proposto, para a análise das vigas de transição, foi realizado um estudo mais refinado utilizando ferramentas estatísticas.

Foram adotados dois testes estatísticos para a análise: o teste F, para a análise das variâncias, verificando se essas diferem ou não e o teste T ou “t de Student” para a análise das médias, e assim, saber se as médias dos conjuntos de dados possuem ou não diferenças significativas. Para a escolha do teste T é necessário o resultado do teste F, para identificar se as variâncias são equivalentes. As análises foram realizadas utilizando-se o programa Microsoft Office Excel, no item análise de dados.

Nas análises realizadas, admitiu-se como hipótese nula a igualdade entre as médias ou entre as variâncias dos dois conjuntos de dados, a um nível de significância de 5%, ou seja, adotou-se o valor $\alpha = 0,05$.

Para exemplificar os testes estatísticos realizados, um esforço de uma viga foi escolhido para que sejam mostrados todos os passos da análise. Complementarmente, foi apresentada uma tabela contendo o resultado das análises para todos os esforços de todas as vigas selecionadas. O esforço escolhido para ilustração foi o momento fletor da viga V13.

Tabela 22 - Teste-F: duas amostras para variâncias – Momento Fletor – V13.

	Casca	Pórtico
Média	-122,41	-157,42
Variância	1,4E+07	1,4E+07
Observações	24	24
gl	23	23
F	0,95735	
P(F<=f) uni-caudal	0,45883	
F crítico uni-caudal	0,49642	

A ferramenta calcula o valor f de uma estatística F (ou proporção F), realizando a razão de quadrados. Um valor F próximo a 1 é uma evidência de que as variâncias de população subjacentes são iguais. Na tabela de saída, essa razão pode dar maior ou menor que um, dependendo de quem está no numerador ou no denominador. Se $F < 1$, a rejeição da hipótese H_0 se faz com $F < F_{\text{crítico}}$ e se $F > 1$, a rejeição ocorre com $F > F_{\text{crítico}}$. Outro modo de realizar a observação de rejeição é com o valor P , sendo rejeitada a hipótese nula para valores $P < 5\%$ (significância usual).

Observando-se a tabela 22, tem-se um valor de F próximo de um, evidenciando que as amostras têm variâncias equivalentes. Para valor de $F < 1$, observando que $F > F_{\text{crítico}}$ e o valor de “P(F <= f) unicaudal” é bem maior que o valor 0,05 atribuído a alfa. Assim pode-se afirmar que as amostras têm variâncias equivalentes.

Diante disso, foi escolhido o “Teste-t: duas amostras presumindo variâncias equivalentes”, tabela 23.

Tabela 23 - Teste-t: duas amostras variâncias equivalentes – Momento Fletor – V13.

	Casca	Pórtico
Média	-122,41	-157,42
Variância	1,4E+07	1,4E+07
Observações	24	24
Variância agrupada	1,4E+07	
Hipótese da diferença de média	0	
gl	46	
Stat t	0,03249	
P(T<=t) uni-caudal	0,48711	
t crítico uni-caudal	1,67866	
P(T<=t) bi-caudal	0,97422	
t crítico bi-caudal	2,0129	

Partindo do pressuposto de que as médias de população subjacentes são iguais, o teste T é um teste de hipótese que avalia a igualdade das médias de cada conjunto de dados. No caso de se compararem dois conjuntos, a hipótese nula é aquela em que a diferença das médias é zero, isto é, não há diferenças entre os grupos. Na tabela fornecida pelo teste T deve ser observado o valor de $P(T \leq t)$ unicaudal que mostra se há diferença significativa entre as duas amostras se $P < \alpha$, ou se não há diferença significativa entre as duas amostras se $P > \alpha$ (OLIVEIRA, 2009).

Na tabela 23 se pode observar o valor de “ $P(T \leq t)$ unicaudal” é maior que o valor 0,05 atribuído ao alfa; com isso, não se pode admitir que haja diferença significativa entre as amostras.

Tabela 24 – Resultado da análise estatística.

VIGA	Esforço Normal		Esforço Cortante		Momento Torçor		Momento Fletor	
	Teste-F	Teste-T	Teste-F	Teste-T	Teste-F	Teste-T	Teste-F	Teste-T
V1	VE	AS	VE	AS	VE	AS	VE	AS
V2	VE	AS	VE	AS	VE	AS	VE	AS
V3	VE	AS	VE	AS	VE	AS	VE	AS
V13	VE	AS	VE	AS	VE	AS	VE	AS

Legenda: VE – Variância equivalente; AS – Amostras semelhantes.

Na tabela 24 apresenta-se o resumo geral da análise estatística realizada com todos os esforços das vigas escolhidas.

Os resultados estatísticos confirmam a semelhança entre os valores dos esforços entre os modelos comparados, a um nível de significância de 95%. Com tal resultado, pode-se inferir que o modelo pórtico tridimensional somado aos pavimentos inferiores moldados em elementos de casca, é suficiente para avaliar esforços de vigas de transição de edifícios com paredes de concreto armado, considerando o efeito arco.

A figura 7-46 mostra um resumo sobre a análise de resultados de todos os elementos analisados: paredes; pilares e vigas de transição. Cabe ressaltar que na análise das paredes, os valores elevados foram captados nos níveis mais elevados, com valores bem pequenos em comparação aos níveis inferiores e os valores elevados para os pilares também são encontrados nos pavimentos superiores e com valores bem menores.

- **PAREDES**

- Carregamento Vertical { Superiores – 17% (EN)
Inferiores – 9% (EN)
- Carregamento horizontal { Superiores – 46% (MF) ; 24% (EC)
Inferiores - 10% (MF) ; 8% (EC)

- **PILARES**

- Carregamento Vertical – 10% (EN)
- Carregamento horizontal – 18% (EC) ; 15% (MF)
- Combinação - 4% (EN); 4% (EC) ; 4% (MF)

- **VIGAS DE TRANSIÇÃO**

- Semelhantes a uma significância de 5%.

Figura 7-46 - Momento Fletor - V13 - Combinação

8 CONCLUSÃO

8.1 Generalidades

O desenvolvimento deste trabalho consistiu basicamente em:

- Avaliar um modelo numérico alternativo, utilizando o Método dos Elementos Finitos, para análise estrutural de edifícios de paredes de concreto armado, sob carregamento vertical e ação horizontal;
- Avaliar os esforços nas paredes, pilares e nas vigas de transição, utilizando o modelo numérico de referência e o modelo alternativo proposto, em situações usualmente empregadas na prática de construção no Brasil.
- Analisar os esforços nas vigas do pavimento de transição, utilizando o modelo proposto e ferramentas estatísticas;

Através dos estudos comparativos entre os modelos numéricos, procurou-se avaliar a possibilidade da utilização do modelo pórtico tridimensional na análise estrutural de edifícios com paredes de concreto armado. Esse estudo compreendeu a comparação de esforços de elementos distintos de toda a estrutura: paredes; pilares e vigas de transição.

Para a validação do modelo, inicialmente, foi realizado um estudo comparativo de um modelo simplificado, observando o caminhamento das tensões, figura 5-1. Em seguida foi realizado o estudo de caso de um edifício, analisando-se o modelo proposto em situação de aplicação usual, figura 7-1.

Para que se alcançassem os objetivos pretendidos neste trabalho, foi necessário o estudo de teorias sobre o Método dos Elementos Finitos, paredes de concreto armado, ação do vento e desaprumo e efeito arco. Foi preciso, também, conhecer o funcionamento do programa ANSYS, empregado no estudo, que utiliza o Método dos Elementos Finitos como ferramenta de análise.

8.2 Conclusões

A análise comparativa dos esforços nos pilares foi realizada no estudo de caso, tendo sido desenvolvido com a aplicação do carregamento vertical separado da ação horizontal, e complementarmente com a combinação de ambos. Essa análise mostrou que o modelo proposto é eficiente para o estudo de pilares em edifícios com paredes de concreto armado. Como pode ser evidenciada nas tabelas 14 a 18, a maior divergência entre os esforços foi de 8% no carregamento vertical e de 18% nos demais, quando comparados com o modelo de referência. Os valores mais elevados ocorreram nos momentos fletores com pequena intensidade, correspondentes aos pavimentos superiores e utilizando apenas o carregamento horizontal. Quando combinado esse carregamento com o vertical, obtiveram-se resultados semelhantes.

O estudo das paredes foi realizado em duas etapas, primeiro com o modelo simplificado visto no item 5.1.1 e em seguida no capítulo de estudo de caso. Na análise realizada nas paredes, comparando-se o modelo pórtico tridimensional com o modelo de referência, observou-se uma grande semelhança entre os resultados obtidos, quando comparados com a aplicação dos carregamentos vertical e com o vertical combinado com o horizontal

Quando comparados os esforços provenientes do carregamento vertical, os resultados de esforço normal de cada parede não divergiram em valores superiores a 13% e uma média de todas as paredes não superior a 5%. Para o carregamento horizontal, os valores de esforço cortante tiveram diferenças de até 46% e momento fletor com divergências de 24%, sendo estes valores pequenos e correspondentes aos pavimentos superiores. Já para os esforços utilizados para cálculo, extraídos dos pavimentos inferiores, as diferenças não ultrapassaram os 9%.

A análise das vigas de transição foi realizada tanto no item 6.1.3 como no estudo de caso, obtendo-se valores semelhantes entre os modelos. No estudo de caso, foram escolhidas quatro vigas para o desenvolvimento da análise comparativa entre os modelos e elaborado um estudo estatístico com os resultados obtidos. De

acordo com as respostas estatísticas, pode-se verificar que todos os conjuntos de resultados de todas as vigas analisadas são semelhantes a uma significância de 5%.

Com a semelhança entre os modelos, pode-se inferir que os dois primeiros pavimentos modelados com elementos de casca foram suficientes para a representação do efeito arco na edificação.

As alternativas de modelagens numéricas avaliadas neste trabalho comprovaram a representatividade do modelo alternativo, na análise do comportamento estrutural de edifícios com a tipologia considerada neste trabalho. Foi observada uma grande semelhança entre os resultados mais importantes para o dimensionamento, quando comparados o modelo alternativo e o modelo de referência.

A pesquisa realizada, além de elucidar detalhes sobre a modelagem de edifícios com paredes de concreto armado, apresentou um modelo alternativo confiável para a análise estrutural de edifícios de paredes de concreto armado.

Uma maior divergência entre os modelos foi encontrada para o carregamento horizontal exclusivo. É necessário ter um cuidado maior ao avaliar pavimentos superiores utilizando-se apenas carregamento horizontal. Por serem os pavimentos menos carregados, julga-se que tais diferenças não inviabilizem o uso do modelo alternativo.

Na análise do efeito arco, foi verificada a necessidade de modelagem das paredes dos primeiros pavimentos em elemento de casca. Não é aconselhável o uso de teorias simplificadas de distribuição de carregamento, devido à inexistência de regras simplificadoras que consigam cobrir diferentes condições de contorno e eventual presença de aberturas nas paredes.

Cabe salientar que as conclusões aqui obtidas são válidas para o modelo aqui representado, mas sendo este modelo representativo do que se tem feito no Brasil.

8.3 Sugestões para trabalhos futuros

A partir dos resultados obtidos com a análise numérica realizada, foram colocados em evidência alguns pontos relativos à análise estrutural de edifícios de

parede de concreto armado, abrindo caminho para o desenvolvimento de novas investigações, tais como:

- Avaliação da possibilidade da retirada da viga de transição em vãos com paredes sem aberturas, que se apóiem sobre paredes adjacentes;
- Influência da excentricidade da parede no momento torçor da viga de transição, considerando a presença da laje.
- Análise da interação de vigas de transição, com modelos alternativos, considerando ou desprezando a rigidez das paredes que nelas se apóiam.
- Análise dos efeitos de segunda ordem, com o estudo da estabilidade local e considerando todas as lajes discretizadas em elementos de casca.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. **ACI-530**: Building Code Requirements for Masonry Structures. Detroit, ACI, 1992.

_____. **ACI-318**: Building Code Requirements for Reinforced concrete. Detroit, 1999.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6118**: Projeto e execução de obras de concreto armado. Rio de Janeiro, 2004.

_____. **NBR 6120**: Cargas para o cálculo de estruturas de edificações, Rio de Janeiro, 1980.

_____. **NBR 6123**: Forças Devidas ao Vento em Edificações. Rio de Janeiro, 1988.

_____. **NBR 10837**: Cálculo de alvenaria estrutural de blocos vazados de concreto. Rio de Janeiro, 1989.

AUSTRALIAN STRANDARD (1998). **AS3700** – Masonry structures. 2 ed. Homebush, Austrália.

_____. **AS3600**: Concrete Structures. North Sydney, NSW, Australia, 2001.

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

BRITISH STANDARDS INSTITUTION. **BS 5628**: Code of practice for Structural use of masonry. Part 1. Unreinforced masonry. Londres, Inglaterra, 1992.

_____. **BS 8110**: Structural Use of Concrete, Part 1 – Code of practice for Design and Construction. Londres, 1997.

BURHOUSE, P. Composite action between brick panel walls and their supporting beams. **Proceedings of the Institution of Civil Engineers**, v.43, p.175-194. June, 1969.

COHABS. Balanço de planos, recursos e técnicas. **A Construção São Paulo**, n. 1556, p.09-16, dez. 1977.

CORRÊA, M.R.S.; RAMALHO, M.A. **Relatórios sobre o comportamento de paredes estruturais de alvenaria** – modelos em elementos finitos. Encol S/A, Brasília, Brasil, 1990-1992.

CORRÊA, M.R.S.; RAMALHO, M.A. Procedimento para análise de edifícios de alvenaria estrutural submetidos a ações verticais. In: INTERNATIONAL SEMINAR ON STRUCTURAL MASONRY FOR DEVELOPING COUNTRIES, 5., 1994, Florianópolis, Brazil. **Proceedings...** Florianópolis: Univ. Fed. Santa Catarina / University of Edinburgh/ ANTAC, 1994. p. 305-314.

CORRÊA, M.R.S.; RAMALHO, M.A. **Projeto de edifícios de alvenaria estrutural**. São Paulo: Editora PINI Ltda, 2003.

CORRÊA, M. R. S. **Aperfeiçoamento de modelos usualmente empregados no projeto de sistemas estruturais de edifícios. São Carlos**. Tese (Doutorado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, 1991.

CORRÊA, M. R. S. **Fluxo de forças em edifícios de alvenaria estrutural**. São Carlos. Tese (Livre-docência) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, 2003.

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.

DEUTSCH INDUSTRIE NORMEN. DIN 1053: **Alvenaria: Cálculo e Execução**. Tradução de H.J.Okorn. São Paulo, 1974.

DIN-1053 (1974). Alvenaria cálculo e execução. Tradução de H.J. Okorn.

Doh, J.H. **Experimental And Theoretical Studies Of Normal And High Strength Concrete Wall Panels**. 2002, 334p. Doctor of Philosophy. Griffith University Gold Coast Campus, Australia, 2002.

ENV-EC2 (1992), “Eurocode 2: Design of Concrete Structures-part1: General Rules and Rules for Buildings”, British Standards Institution, London, 1992.

FONSECA JUNIOR, A., **Sistema Parede de Concreto na Construção Habitacional Brasileira**. Apresentação – CONCRETE SHOW – São Paulo, 26 a 28 de agosto de 2009 .

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

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

KALITA, U. C. & HENDRY, A. W. (1970) **An investigation of the stresses and deflections in model cross-wall structure subjected to lateral load and torsion.** The British Ceramic Research Association. Technical note. No. 161.

KESKIN, O. (1974) **Torsional effects in masonry structures under lateral loading.** Ph.D., Thesis, Edinburgh, University of Edinburgh.

NASCIMENTO NETO, J. A. **Investigação das solicitações de cisalhamento em edifícios de alvenaria estrutural submetidos a ações horizontais.** São Carlos. 144p. Dissertação (Mestrado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, 1999.

NAVARATNARAJAH, V. Composite action of brick walls supported on beams. In: International seminar/workshop on planning, design, construction of load-bearing brick buildings for developing countries, New Delphi, India. **Proceedings...** University of Edinburgh. p.204-225, 1981.

NUNES, V.Q.G. Análise estrutural de edifícios de paredes de concreto armado, com ênfase na estrutura de transição. In: **CONGRESSO BRASILEIRO DO CONCRETO, 52.**, Recife, outubro, 2010. São Paulo: IBRACON. 13p.

OLIVEIRA, L.M.F. **Cisalhamento nas interfaces verticais de paredes de edifícios de alvenaria estrutural.** 271f. Dissertação (Mestrado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2009.

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.** 163 f. Dissertação (Mestrado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2008.

RAMALHO, M.A. **Sistema para Análise de Estruturas Considerando Interação com o Meio Elástico.** 1990. 389f. Tese (Doutorado). Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 1990.

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

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

Silva, D.D. **Comparação entre normas para dimensionamento de edifícios de paredes de concreto armado.** In: **CONGRESSO BRASILEIRO DO CONCRETO**, 52., Recife, outubro, 2010. São Paulo: IBRACON. 17p.

SILVA, H.B.S. **Análise numérica da influência da excentricidade na ligação placa-viga em pavimentos usuais de edifícios.** São Carlos. 196p. Dissertação (Mestrado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, 2010.

SILVA, T.F.T. **Estudo da interação entre edifícios de alvenaria estrutural e pavimentos em concreto armado.** 2005. 104p. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2005.

STAFFORD SMITH, B.; RIDDINGTON, J.R. The design for composite action of brickwork walls on steels beams. In: IBMC, 3th, Essen. **Proceedings...** Bonn, Bundesverband der Deutschen Ziegeln dustrie. p.282-290, 1973.

STAFFORD SMITH, B.; RIDDINGTON, J.R. The composite behavior of elastic wall-beam systems. **Proceedings of the Institution of Civil Engineers**, Part 2, v.63, p.377-391. June, 1977.

STAFFORD SMITH, B.; KHAN, M.A.H.; WICKENS, H.G. **Tests on wall-beam structures.** In: INTERNATIONAL SYMPOSIUM ON LOAD-BEARING BRICKWORK, British Ceramic Society, London. p.289-303, 1977.

STOCKBRIDGE, R.J.M. A strudy of high-rise load bearing brickwork in Britain. M. Arch. Thesis, University of Edinburgh, Scotland, 1967.

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

YAGUI, T. **Análise de estruturas de edifícios constituídas de núcleo de concreto armado e pilares ou pendurais de aço (carregamento crítico de instabilidade)**. Tese (livre-docência) - Universidade Estadual de Campinas, 1978.

WOOD, R.H. **Studies in composite construction**. Part 1: The composite action of brick panels supported on reinforced concrete beams. National Building Studies, Research Paper n.13, 1952.

APÊNDICE

O script apresentado a seguir se refere à modelagem do edifício utilizando o modelo pórtico tridimensional.

```
FINISH
/CLEAR
```

```
!*****
!*** PARÂMETROS DE ENTRADA *****
!*****
```

```
Hpi=300          ! altura do pilar, cm
Hpa=280          ! altura das paredes, cm
npav=9           ! total de número de pavimentos
npavs=2         ! total de número de pavimentos
E=2800          ! módulo de elasticidade, kN/cm2
v=0.2           ! coeficiente de poisson
Mesp=2.5E-5     ! massa específica, kN/cm3
el=10           ! espessura da laje, cm
ep=12           ! espessura da parede, cm
bp1=20          ! base da seção do pilar 1, cm
hp1=100         ! altura da seção do pilar 1, cm
bp2=20          ! base da seção do pilar 2, cm
hp2=140         ! altura da seção do pilar 2, cm
bv=20           ! base da seção da viga de transição, cm
hv=70          ! altura da seção da viga de transição, cm
boff=bp1        ! base do off-set rígido, cm
hoff=Hpi        ! altura do off-set rígido, cm
bj1=ep          ! base da janela 1, cm
hj1=120         ! altura da janela 1, cm
bj2=ep          ! base da janela 2, cm
hj2=160         ! altura da janela 2, cm
bl=ep           ! base lintel, cm
hlj1=120        ! altura do lintel da janela 1, cm
hlj2=160        ! altura do lintel da janela 2, cm
hlp=60          ! altura do lintel da porta, cm
```

```
!*****
!*** OPÇÕES GERAIS *****
!*****
```

```
/VIEW,1,,1
/ANG,1
/ESHAPE,1,1
/UIS,MSGPOP,3
/PBC,ALL,,1
/REP,FAST
/rep7
```

```
!*****
!*** TIPOS DE ELEMENTOS *****
!*****
```

```
ET,1,BEAM44      ! elemento dos pilares
```

ET,2,BEAM44 ! elemento das vigas de transição
 ET,3,SHELL63 ! elemento das paredes e laje
 ET,4,BEAM44 ! elemento dos trecho rígido (off-set rígido)
 ET,5,BEAM44 ! elemento das barras verticais
 ET,6,BEAM44 ! elemento das barras horizontais
 ET,7,BEAM44 ! elemento das barras dos linteis das janelas
 ET,8,BEAM44 ! elemento das barras dos linteis das portas

!*****
 !*** CONSTANTES REAIS *****
 !*****

R,2,ep,,,,, ! espessura das paredes
 R,3,el,,,,, ! espessura da laje
 RMODIF,1,19,1.2,1.2 ! deformação por cisalhamento nos trechos rígidos
 RMODIF,2,19,1.2,1.2 ! deformação por cisalhamento nas barras verticais
 RMODIF,4,19,1.2,1.2 ! deformação por cisalhamento nos trechos rígidos
 RMODIF,5,19,1.2,1.2 ! deformação por cisalhamento nas barras verticais
 RMODIF,6,19,1.2,1.2 ! deformação por cisalhamento nas barras horizontais
 RMODIF,7,19,1.2,1.2 ! deformação por cisalhamento nas barras das janelas
 RMODIF,8,19,1.2,1.2 ! deformação por cisalhamento nas barras das portas

!*****
 !*** CARACTERÍSTICAS DAS SEÇÕES *****
 !*****

SECTYPE,1,BEAM,RECT,PILAR 1 EIXO X,0
 SECOFFSET,CENT
 SECDATA,hp1,bp1

SECTYPE,2,BEAM,RECT,PILAR 1 EIXO Z,0
 SECOFFSET,CENT
 SECDATA,bp1,hp1,

SECTYPE,3,BEAM,RECT,PILAR 2,0
 SECOFFSET,CENT
 SECDATA,hp2,bp2,

SECTYPE,4,BEAM,RECT,VIGAS,0
 SECOFFSET,USER,30
 SECDATA,hv,bv,

SECTYPE,5,BEAM,RECT,TRECHO RÍGIDO,0
 SECOFFSET,CENT
 SECDATA,hoff,boff

SECTYPE,6,BEAM,RECT,LINTEL JANELA 1,0
 SECOFFSET,CENT
 SECDATA,hlj1,bl

SECTYPE,7,BEAM,RECT,LINTEL JANELA 2,0
 SECOFFSET,CENT
 SECDATA,hlj2,bl

SECTYPE,8,BEAM,RECT,LINTEL PORTAS,0
 SECOFFSET,CENT
 SECDATA,hlp,bl

SECTYPE,9,BEAM,RECT, PAREDE 1,0
 SECOFFSET,CENT

SECDATA,100,ep

SECTYPE,10,BEAM,RECT, PAREDE 2,0
SECOFFSET,CENT
SECDATA,140,ep

SECTYPE,11,BEAM,RECT,PAREDE 3,0
SECOFFSET,CENT
SECDATA,100,ep

SECTYPE,12,BEAM,RECT,PAREDE 4,0
SECOFFSET,CENT
SECDATA,260,ep

SECTYPE,13,BEAM,RECT, PAREDE 5,0
SECOFFSET,CENT
SECDATA,140,ep

SECTYPE,14,BEAM,RECT,PAREDE 6,0
SECOFFSET,CENT
SECDATA,380,ep

SECTYPE,15,BEAM,RECT,PAREDE 7,0
SECOFFSET,CENT
SECDATA,200,ep

SECTYPE,16,BEAM,RECT,PAREDE 8,0
SECOFFSET,CENT
SECDATA,ep,380

SECTYPE,17,BEAM,RECT,PAREDE 9,0
SECOFFSET,CENT
SECDATA,ep,280

SECTYPE,18,BEAM,RECT,PAREDE 10,0
SECOFFSET,CENT
SECDATA,ep,480

SECTYPE,19,BEAM,RECT,PAREDE 11,0
SECOFFSET,CENT
SECDATA,ep,100

SECTYPE,20,BEAM,RECT,PAREDE 12,0
SECOFFSET,CENT
SECDATA,ep,260

SECTYPE,21,BEAM,RECT,PAREDE 13,0
SECOFFSET,CENT
SECDATA,ep,400

SECTYPE,22,BEAM,RECT,PAREDE 14,0
SECOFFSET,CENT
SECDATA,ep,360

SECTYPE,23,BEAM,RECT,BARRAS HORIZONTAIS,0
SECOFFSET,CENT
SECDATA,hpa,ep

!*****
!*** PROPRIEDADE DO MATERIAL *****

```
!*****
MP,EX,1,E           ! módulo de elasticidade, kN/cm2
MP,PRXY,1,v        ! poisson
MP,DENS,1,Mesp     ! massa específica, kN/cm3
```

```
!*****
!*** GEOMETRIA *****
!*****
! criando os keypoints das paredes
```

```
K,1,0,Hpi,760
K,2,40,Hpi,760
K,3,80,Hpi,760
K,4,360,Hpi,760
K,5,620,Hpi,760
K,6,660,Hpi,760
K,7,700,Hpi,760
K,8,0,Hpi,480
K,9,260,Hpi,480
K,10,360,Hpi,480
K,11,360,Hpi,400
K,12,380,Hpi,400
K,13,420,Hpi,400
K,14,700,Hpi,400
K,15,580,Hpi,280
K,16,640,Hpi,280
K,17,700,Hpi,280
K,18,0,Hpi,220
K,19,0,Hpi,180
K,20,380,Hpi,180
K,21,0,Hpi,140
K,22,260,Hpi,140
K,23,380,Hpi,140
K,24,380,Hpi,100
K,25,580,Hpi,80
K,26,580,Hpi,40
K,27,380,Hpi,0
K,28,580,Hpi,0
K,29,580,Hpi,-80
K,30,260,Hpi,400
K,31,500,Hpi,400
```

```
! criando linha das paredes
```

```
L,1,2
L,2,3
L,3,4
L,4,5
L,5,6
L,6,7
L,8,9
L,9,10
L,11,12
L,12,13
L,13,31
L,21,22
L,22,23
L,27,28
L,8,1
L,10,4
L,14,7
```

L,11,10
L,21,19
L,11,10
L,21,19
L,19,18
L,18,8
L,22,30
L,27,24
L,24,23
L,23,20
L,20,12
L,29,28
L,28,26
L,26,25
L,25,15
L,17,14
L,14,7
L,15,16
L,16,17
L,30,9
L,30,11
L,31,14

! copiando linha das paredes

LSEL,ALL
LGEN,2,all, , , ,Hpa, , ,0

! criando keypoints do pilares

K,1001,40,0,760
K,1002,660,0,760
K,1003,380,0,400
K,1004,640,0,280
K,1005,0,0,180
K,1006,380,0,140
K,1007,580,0,40

! criando linhas do pilares

L,1001,2
L,1002,6
L,1003,12
L,1004,16
L,1005,19
L,1006,23
L,1007,26

! criando Área das paredes

*DO,k,1,36,1
ASKIN, K, K+36
*ENDDO

! criando keypoints das janelas

ALLSEL,ALL
K,2001,100,380,760
K,2002,280,380,760
K,2003,100,540,760
K,2004,280,540,760
K,2005,420,420,760

K,2006,600,420,760
K,2007,420,540,760
K,2008,600,540,760
K,2009,0,420,240
K,2010,0,540,240
K,2011,0,420,380
K,2012,0,540,380

! criando linhas das janelas

L,2001,2002
L,2003,2004
L,2005,2006
L,2007,2008
L,2009,2011
L,2010,2012

! criando áreas das janelas

*DO,K,111,115,2
ASKIN, K, K+1
*ENDDO

*DO,K,37,39,1
ASBA,all,K
*ENDDO

ADELE,18
ADELE,36

! criando keypoints das portas

K,3001,280,300,480
K,3002,280,300,400
K,3003,280,520,480
K,3004,280,520,400
K,3005,360,520,400
K,3006,360,520,480
K,3007,260,520,480
K,3008,260,520,400
K,3009,680,300,280
K,3010,600,300,280
K,3011,680,520,280
K,3012,600,520,280
K,3013,500,300,400

! criando linhas das portas

L,3001,10
L,3002,11
L,3003,3006
L,3004,3005
L,3001,3003
L,3002,3004
L,3007,3008
L,3009,3010
L,3011,3012
L,3010,3012
L,3009,3011

*DO,k,123,124,1
ASKIN, K, K+2
*ENDDO

ASKIN, 34, 129
ASKIN, 130, 131

ASBA,all,18
ASBA,all,21
ASBA,all,36
ASBA,all,37

L, 9, 30
L, 3002, 11
L, 3001, 10
L, 3009, 16
L, 16, 3010

! multiplicando os pavimentos casca

AGEN,npavs,all, , , ,Hpa, , ,0

! criando laje de transição

ALLSEL,ALL
AL, 15, 7, 139, 110, 16, 3, 2, 1
AL, 21, 20, 19, 12, 22, 32, 7
AL, 13, 25, 26, 9, 33, 89, 22
AL, 32, 89, 33, 18, 110, 139
AL, 16, 18, 9, 10, 11, 36, 17, 6, 5, 4

LSEL,S,LINE,,26
LSEL,A,LINE,,25
LSEL,A,LINE,,24
LSEL,A,LINE,,23
LSEL,A,LINE,,14
LSEL,A,LINE,,28
LSEL,A,LINE,,29
LSEL,A,LINE,,30
LSEL,A,LINE,,34
LSEL,A,LINE,,131
LSEL,A,LINE,,130
LSEL,A,LINE,,123
LSEL,A,LINE,,31
LSEL,A,LINE,,36
LSEL,A,LINE,,11
LSEL,A,LINE,,10
AL, ALL

ASELL,ALL
NUMMRG,KP,

! criando keypoints do pavimento ($Y=Hpi+2*Hpa$)

K,5001,50,Hpi+2*Hpa,760
K,5002,350,Hpi+2*Hpa,760
K,5003,650,Hpi+2*Hpa,760
K,5004,360,Hpi+2*Hpa,620
K,5005,0,Hpi+2*Hpa,570
K,5006,700,Hpi+2*Hpa,520

K,5007,130,Hpi+2*Hpa,480
K,5008,430,Hpi+2*Hpa,400
K,5009,260,Hpi+2*Hpa,270
K,5010,380,Hpi+2*Hpa,200
K,5011,0,Hpi+2*Hpa,190
K,5012,190,Hpi+2*Hpa,140
K,5013,580,Hpi+2*Hpa,100
K,5014,480,Hpi+2*Hpa,0

! criando keypoints do pavimento ($Y=Hpi+3*Hpa$)

K,4001,0,Hpi+3*Hpa,760
K,4002,50,Hpi+3*Hpa,760
K,4003,100,Hpi+3*Hpa,760
K,4004,280,Hpi+3*Hpa,760
K,4005,350,Hpi+3*Hpa,760
K,4006,360,Hpi+3*Hpa,760
K,4007,420,Hpi+3*Hpa,760
K,4008,600,Hpi+3*Hpa,760
K,4009,650,Hpi+3*Hpa,760
K,4010,700,Hpi+3*Hpa,760
K,4011,360,Hpi+3*Hpa,620
K,4012,0,Hpi+3*Hpa,570
K,4013,700,Hpi+3*Hpa,520
K,4014,0,Hpi+3*Hpa,480
K,4015,130,Hpi+3*Hpa,480
K,4016,260,Hpi+3*Hpa,480
K,4017,360,Hpi+3*Hpa,480
K,4018,260,Hpi+3*Hpa,400
K,4019,360,Hpi+3*Hpa,400
K,4020,380,Hpi+3*Hpa,400
K,4021,430,Hpi+3*Hpa,400
K,4022,500,Hpi+3*Hpa,400
K,4023,0,Hpi+3*Hpa,380
K,4024,260,Hpi+3*Hpa,270
K,4025,580,Hpi+3*Hpa,280
K,4026,700,Hpi+3*Hpa,280
K,4027,0,Hpi+3*Hpa,240
K,4028,380,Hpi+3*Hpa,200
K,4029,0,Hpi+3*Hpa,190
K,4030,0,Hpi+3*Hpa,140
K,4031,190,Hpi+3*Hpa,140
K,4032,260,Hpi+3*Hpa,140
K,4033,380,Hpi+3*Hpa,140
K,4034,580,Hpi+3*Hpa,100
K,4035,380,Hpi+3*Hpa,0
K,4036,480,Hpi+3*Hpa,0
K,4037,580,Hpi+3*Hpa,0
K,4038,580,Hpi+3*Hpa,-80

! criando linhas do pavimento ($Y=Hpi+3*Hpa$)

L,4001,4002
L,4002,4003
L,4003,4004
L,4004,4005
L,4005,4006
L,4006,4007
L,4007,4008
L,4008,4009

L,4009,4010
L,4014,4015
L,4015,4016
L,4016,4017
L,4018,4019
L,4019,4020
L,4020,4021
L,4021,4022
L,4025,4026
L,4030,4031
L,4031,4032
L,4032,4033
L,4035,4036
L,4036,4037
L,4030,4029
L,4029,4027
L,4027,4023
L,4023,4014
L,4014,4012
L,4012,4001
L,4032,4024
L,4024,4018
L,4018,4016
L,4017,4011
L,4011,4006
L,4035,4033
L,4033,4028
L,4028,4020
L,4037,4034
L,4034,4025
L,4026,4013
L,4013,4010
L,4038,4037

! criando linhas do pavimento ($Y=H_{pi}+2*H_{pa}$)

L,5001,4002
L,5002,4005
L,5003,4009
L,5004,4011
L,5005,4012
L,5006,4013
L,5007,4015
L,5008,4021
L,5009,4024
L,5010,4028
L,5011,4029
L,5012,4031
L,5013,4034
L,5014,4036

! multiplicando os pavimentos

ALLSEL,ALL
LSEL,S,LOC,Y,(H_{pi}+n_{pavs}*H_{pa})+0.001,(H_{pi}+n_{pavs}*H_{pa})+H_{pa}+0.001
LGEN,npav-npavs,ALL,, , ,H_{pa}, , ,0

! eliminando linhas e Keypoints duplicados

ALLSEL,ALL

NUMMRG,KP,

```
!*****
!*** MALHA *****
!*****
```

```
!*** DIVISÃO DAS LINHAS *****
!*****
```

! todas as áreas 10x10 cm

ALLSEL,AL
AESIZE,ALL,10,

! todas as linhas 10 cm

LESIZE,ALL,10,

```
!*** ATRIBUTO DAS LINHAS E ÁREAS *****
!*****
```

! caracterizando paredes de transição

ASEL,s,loc,y,Hpi+0.001, Hpi+npav*Hpa
APLOT
AATT,1,2,3,0,

! caracterizando a laje de transição

ASEL,s,loc,y,Hpi
APLOT
AATT,1,3,3,0,

! caracterizando pilares 100X20 (sentido X)

LSEL,S,LOC,Y,0,Hpi-0.001
LSEL,R,LOC,Z,400-0.0001,760
LPLOT
LATT,1, ,1, , , ,1
LSEL,ALL
LPLOT

! caracterizando pilares 100X20 (sentido Z)

LSEL,S,LOC,Y,0,Hpi-0.001
LSEL,R,LOC,Z,0,350
LSEL,R,LOC,x,0,580
LPLOT
LATT,1, ,1, , , ,2
LSEL,ALL
LPLOT

! caracterizando pilares 140X20

LSEL,S,LOC,Y,0,Hpi-0.001
LSEL,R,LOC,Z,0,400
LSEL,R,LOC,x,580+0.001,700
LPLOT
LATT,1, ,1, , , ,3
LSEL,ALL
LPLOT

! caracterizando vigas

```
ALLSEL,ALL
/REPLOT
LSEL,U,,1
LSEL,U,,2
LSEL,U,,5
LSEL,U,,6
LSEL,U,,20
LSEL,U,,19
LSEL,U,,28
LSEL,U,,29
LSEL,U,,9
LSEL,U,,10
LSEL,U,,34
LSEL,U,,131
LSEL,U,,130
LSEL,U,,123
LSEL,U,,89
LSEL,U,,33
LSEL,U,,25
LSEL,U,,24
LSEL,R,LOC,Y,Hpi
LATT,1, ,2, , , ,4
```

! caracterizando offset rígido

```
ALLSEL,ALL
/REPLOT
LSEL,S,,1
LSEL,A,,2
LSEL,A,,5
LSEL,A,,6
LSEL,A,,20
LSEL,A,,19
LSEL,A,,28
LSEL,A,,29
LSEL,A,,9
LSEL,A,,10
LSEL,A,,34
LSEL,A,,131
LSEL,A,,130
LSEL,A,,123
LSEL,A,,24
LSEL,A,,25
LATT,1, ,4, , , ,5
```

! caracterizando pared 01

```
ALLSEL,ALL
LSEL,S,LOC,Y,Hpi+npavs*Hpa+0.001,Hpi+npav*Hpa-0.001
LSEL,R,LENGTH,,Hpa
LSEL,R,LOC,X,50
LSEL,R,LOC,Z,760
LATT,1, ,5, , , ,9
```

! caracterizando pared 02

```
ALLSEL,ALL
```

LSEL,S,LOC,Y,Hpi+npavs*Hpa+0.001,Hpi+npav*Hpa-0.001
LSEL,R,LENGTH,,Hpa
LSEL,R,LOC,X,350
LSEL,R,LOC,Z,760
LATT,1, ,5, , , ,10

! caracterizando parede 03

ALLSEL,ALL
LSEL,S,LOC,Y,Hpi+npavs*Hpa+0.001,Hpi+npav*Hpa-0.001
LSEL,R,LENGTH,,Hpa
LSEL,R,LOC,X,650
LSEL,R,LOC,Z,760
LATT,1, ,5, , , ,11

! caracterizando parede 04

ALLSEL,ALL
LSEL,S,LOC,Y,Hpi+npavs*Hpa+0.001,Hpi+npav*Hpa-0.001
LSEL,R,LENGTH,,Hpa
LSEL,R,LOC,X,130
LSEL,R,LOC,Z,480
LATT,1, ,5, , , ,12

! caracterizando parede 05

ALLSEL,ALL
LSEL,S,LOC,Y,Hpi+npavs*Hpa+0.001,Hpi+npav*Hpa-0.001
LSEL,R,LENGTH,,Hpa
LSEL,R,LOC,X,430
LSEL,R,LOC,Z,400
LATT,1, ,5, , , ,13

! caracterizando parede 06

ALLSEL,ALL
LSEL,S,LOC,Y,Hpi+npavs*Hpa+0.001,Hpi+npav*Hpa-0.001
LSEL,R,LENGTH,,Hpa
LSEL,R,LOC,X,190
LSEL,R,LOC,Z,140
LATT,1, ,5, , , ,14

! caracterizando parede 07

ALLSEL,ALL
LSEL,S,LOC,Y,Hpi+npavs*Hpa+0.001,Hpi+npav*Hpa-0.001
LSEL,R,LENGTH,,Hpa
LSEL,R,LOC,X,480
LSEL,R,LOC,Z,0
LATT,1, ,5, , , ,15

! caracterizando parede 08

ALLSEL,ALL
LSEL,S,LOC,Y,Hpi+npavs*Hpa+0.001,Hpi+npav*Hpa-0.001
LSEL,R,LENGTH,,Hpa
LSEL,R,LOC,X,0
LSEL,R,LOC,Z,570
LATT,1, ,5, , , ,16

! caracterizando parede 09

```
ALLSEL,ALL
LSEL,S,LOC,Y,Hpi+npavs*Hpa+0.001,Hpi+npav*Hpa-0.001
LSEL,R,LENGTH,,Hpa
LSEL,R,LOC,X,360
LSEL,R,LOC,Z,620
LATT,1,,5,, , ,17
```

! caracterizando parede 10

```
ALLSEL,ALL
LSEL,S,LOC,Y,Hpi+npavs*Hpa+0.001,Hpi+npav*Hpa-0.001
LSEL,R,LENGTH,,Hpa
LSEL,R,LOC,X,700
LSEL,R,LOC,Z,520
LATT,1,,5,, , ,18
```

! caracterizando parede 11

```
ALLSEL,ALL
LSEL,S,LOC,Y,Hpi+npavs*Hpa+0.001,Hpi+npav*Hpa-0.001
LSEL,R,LENGTH,,Hpa
LSEL,R,LOC,X,0
LSEL,R,LOC,Z,190
LATT,1,,5,, , ,19
```

! caracterizando parede 12

```
ALLSEL,ALL
LSEL,S,LOC,Y,Hpi+npavs*Hpa+0.001,Hpi+npav*Hpa-0.001
LSEL,R,LENGTH,,Hpa
LSEL,R,LOC,X,260
LSEL,R,LOC,Z,270
LATT,1,,5,, , ,20
```

! caracterizando parede 13

```
ALLSEL,ALL
LSEL,S,LOC,Y,Hpi+npavs*Hpa+0.001,Hpi+npav*Hpa-0.001
LSEL,R,LENGTH,,Hpa
LSEL,R,LOC,X,380
LSEL,R,LOC,Z,200
LATT,1,,5,, , ,21
```

! caracterizando parede 14

```
ALLSEL,ALL
LSEL,S,LOC,Y,Hpi+npavs*Hpa+0.001,Hpi+npav*Hpa-0.001
LSEL,R,LENGTH,,Hpa
LSEL,R,LOC,X,580
LSEL,R,LOC,Z,100
LATT,1,,5,, , ,22
```

! caracterizando barra horizontal 1

```
*DO,I,1,npav-npavs,1
ALLSEL,ALL
LSEL,S,LOC,Y,Hpi+npavs*Hpa+I*Hpa
```

```
LSEL,R,LOC,Z,760
LSEL,R,LOC,X,0,100
LATT,1,,6,,,23
*ENDDO
```

! caracterizando barra horizontal 2

```
*DO,I,1,npav-npavs,1
ALLSEL,ALL
LSEL,S,LOC,Y,Hpi+npavs*Hpa+I*Hpa
LSEL,R,LOC,Z,760
LSEL,R,LOC,X,280,420
LATT,1,,6,,,23
*ENDDO
```

! caracterizando barra horizontal 3

```
*DO,I,1,npav-npavs,1
ALLSEL,ALL
LSEL,S,LOC,Y,Hpi+npavs*Hpa+I*Hpa
LSEL,R,LOC,Z,760
LSEL,R,LOC,X,600,700
LATT,1,,6,,,23
*ENDDO
```

! caracterizando barra horizontal 4

```
*DO,I,1,npav-npavs,1
ALLSEL,ALL
LSEL,S,LOC,Y,Hpi+npavs*Hpa+I*Hpa
LSEL,R,LOC,Z,480
LSEL,R,LOC,X,0,260
LATT,1,,6,,,23
*ENDDO
```

! caracterizando barra horizontal 5

```
*DO,I,1,npav-npavs,1
ALLSEL,ALL
LSEL,S,LOC,Y,Hpi+npavs*Hpa+I*Hpa
LSEL,R,LOC,Z,400
LSEL,R,LOC,X,360,500
LATT,1,,6,,,23
*ENDDO
```

! caracterizando barra horizontal 6

```
*DO,I,1,npav-npavs,1
ALLSEL,ALL
LSEL,S,LOC,Y,Hpi+npavs*Hpa+I*Hpa
LSEL,R,LOC,Z,140
LSEL,R,LOC,X,0,380
LATT,1,,6,,,23
*ENDDO
```

! caracterizando barra horizontal 7

```
*DO,I,1,npav-npavs,1
ALLSEL,ALL
LSEL,S,LOC,Y,Hpi+npavs*Hpa+I*Hpa
```

```
LSEL,R,LOC,Z,0
LSEL,R,LOC,X,380,580
LATT,1,,6,, , ,23
*ENDDO
```

! caracterizando barra horizontal 8

```
*DO,I,1,npav-npavs,1
ALLSEL,ALL
LSEL,S,LOC,Y,Hpi+npavs*Hpa+I*Hpa
LSEL,R,LOC,Z,380,760
LSEL,R,LOC,X,0
LATT,1,,6,, , ,23
*ENDDO
```

! caracterizando barra horizontal 9

```
*DO,I,1,npav-npavs,1
ALLSEL,ALL
LSEL,S,LOC,Y,Hpi+npavs*Hpa+I*Hpa
LSEL,R,LOC,Z,480,760
LSEL,R,LOC,X,360
LATT,1,,6,, , ,23
*ENDDO
```

! caracterizando barra horizontal 10

```
*DO,I,1,npav-npavs,1
ALLSEL,ALL
LSEL,S,LOC,Y,Hpi+npavs*Hpa+I*Hpa
LSEL,R,LOC,Z,280,760
LSEL,R,LOC,X,700
LATT,1,,6,, , ,23
*ENDDO
```

! caracterizando barra horizontal 11

```
*DO,I,1,npav-npavs,1
ALLSEL,ALL
LSEL,S,LOC,Y,Hpi+npavs*Hpa+I*Hpa
LSEL,R,LOC,Z,140,240
LSEL,R,LOC,X,0
LATT,1,,6,, , ,23
*ENDDO
```

! caracterizando barra horizontal 12

```
*DO,I,1,npav-npavs,1
ALLSEL,ALL
LSEL,S,LOC,Y,Hpi+npavs*Hpa+I*Hpa
LSEL,R,LOC,Z,140,400
LSEL,R,LOC,X,260
LATT,1,,6,, , ,23
*ENDDO
```

! caracterizando barra horizontal 13

```
*DO,I,1,npav-npavs,1
ALLSEL,ALL
LSEL,S,LOC,Y,Hpi+npavs*Hpa+I*Hpa
```

```
LSEL,R,LOC,Z,0,400
LSEL,R,LOC,X,380
LATT,1,,6,, , ,23
*ENDDO
```

! caracterizando barra horizontal 14

```
*DO,I,1,npav-npavs,1
ALLSEL,ALL
LSEL,S,LOC,Y,Hpi+npavs*Hpa+I*Hpa
LSEL,R,LOC,Z,-80,280
LSEL,R,LOC,X,580
LATT,1,,6,, , ,23
*ENDDO
```

! caracterizando barra janela 01

```
*DO,I,1,npav-npavs,1
ALLSEL,ALL
LSEL,S,LOC,Y,Hpi+npavs*Hpa+I*Hpa
LSEL,R,LOC,Z,760
LSEL,R,LOC,X,420,600
LATT,1,,7,, , ,6
*ENDDO
```

! caracterizando barra janela 02

```
*DO,I,1,npav-npavs,1
ALLSEL,ALL
LSEL,S,LOC,Y,Hpi+npavs*Hpa+I*Hpa
LSEL,R,LOC,Z,760
LSEL,R,LOC,X,100,280
LATT,1,,7,, , ,7
*ENDDO
```

```
*DO,I,1,npav-npavs,1
ALLSEL,ALL
LSEL,S,LOC,Y,Hpi+npavs*Hpa+I*Hpa
LSEL,R,LOC,Z,240,380
LSEL,R,LOC,X,0
LATT,1,,7,, , ,7
*ENDDO
```

! caracterizando barra Portas

```
*DO,I,1,npav-npavs,1
ALLSEL,ALL
LSEL,S,LOC,Y,Hpi+npavs*Hpa+I*Hpa
LSEL,R,LOC,Z,480
LSEL,R,LOC,X,260,360
LATT,1,,8,, , ,8
*ENDDO
```

```
*DO,I,1,npav-npavs,1
ALLSEL,ALL
LSEL,S,LOC,Y,Hpi+npavs*Hpa+I*Hpa
LSEL,R,LOC,Z,400
LSEL,R,LOC,X,260,360
```



```
LATT,1,,8,,8
*ENDDO
```

```
*DO,I,1,npav-npavs,1
ALLSEL,ALL
LSEL,S,LOC,Y,Hpi+npavs*Hpa+I*Hpa
LSEL,R,LOC,Z,400,480
LSEL,R,LOC,X,260
LATT,1,,8,,8
*ENDDO
```

```
*DO,I,1,npav-npavs,1
ALLSEL,ALL
LSEL,S,LOC,Y,Hpi+npavs*Hpa+I*Hpa
LSEL,R,LOC,Z,280
LSEL,R,LOC,X,580,700
LATT,1,,8,,8
*ENDDO
```

```
NUMMRG,ALL,
```

! geração da malha paredes e laje de transição

```
ASEL,ALL
APLOT
AMESH,ALL
```

! geração da malha pavimento de transição

```
LSEL,ALL
LSEL,ALL
LSEL,S,LOC,Y,0, Hpi
LSEL,U,,,89
LSEL,U,,,33
LPLOT
LMESH,ALL
LPLOT
```

! geração da malha

```
ALLSEL,ALL
LSEL,S,LOC,Y,Hpi+npavs*Hpa-0.0001,Hpi+npav*Hpa+0.0001
LPLOT
LMESH,ALL
LPLOT
```

! caracterizando linhas da elevação $H_{pi}+2*H_{pa}$

```
ALLSEL,ALL
NUMMRG,NODE,
```

```
!*****
!*** VISUAL *****
!*****
```

```
/ESHAPE,1,1      ! mostrar em 3D
/NUMBER,1       ! color the numbered items. Do not show the numbers.
/PNUM,TYPE,1    ! turns ON numbers/colors for specified label.
EPLLOT
```

```
!*****
!*** CONDIÇÕES DE CONTORNO *****
!*****
!engastamento da base dos pilares

LSEL,ALL
LPLOT
NSEL,S,LOC,Y,0
NPLOT
D,ALL,ALL

! restrições das rotações RX e RY da parede isolada

LSEL,ALL
LPLOT
NSEL,S,LOC,Z, -80
D,ALL,ROTY,,,,,ROTX

! restrições das rotações RZ e RX na ligação da parede central

LSEL,ALL
LPLOT
NSEL,S,LOC,X, 700
NSEL,U,LOC,Z,280+0.001,760-0.001
D,ALL,ROTX,,,,,ROTX

!*****
!*** LIGAÇÕES ENTRE BARRAS HORIZONTAIS (RÓTULAS) *****
!*****

*DO,j,2,npav,1
NSEL,ALL
NPLOT
NSEL,S,LOC,X,0
NSEL,R,LOC,Z,760
NSEL,R,LOC,Y,Hpi+j*Hpa
NPLOT,ALL
CP,NEXT, UY, ALL
*ENDDO

*DO,j,2,npav,1
NSEL,ALL
NPLOT
NSEL,S,LOC,X,700
NSEL,R,LOC,Z,760
NSEL,R,LOC,Y,Hpi+j*Hpa
NPLOT,ALL
CP,NEXT, UY, ALL
*ENDDO

*DO,j,2,npav,1
NSEL,ALL
NPLOT
NSEL,S,LOC,X,0
NSEL,R,LOC,Z,140
NSEL,R,LOC,Y,Hpi+j*Hpa
NPLOT,ALL
CP,NEXT, UY, ALL
*ENDDO

*DO,j,2,npav,1
```

```

NSEL,ALL
NPLOT
NSEL,S,LOC,X,380
NSEL,R,LOC,Z,0
NSEL,R,LOC,Y,Hpi+j*Hpa
NPLOT,ALL
CP,NEXT,UY,ALL
*ENDDO

```

```

|*****
|*** APLICAÇÃO DO NÓ MESTRE *****
|*****

```

```

*DO,k,1,npav,1
nse,all
NSEL,S,LOC,X,0.0001,700-0.001
NSEL,R,LOC,Z,0.0001,760
NSEL,INVE
NSEL,U,LOC,X,0.0001,380-0.001
NSEL,U,LOC,X,380+0.001,700-0.001
NSEL,U,LOC,Z,0.0001,140-0.001
NSEL,U,LOC,Z,140+0.001,760-0.001
NSEL,INVE
NSEL,r,LOC,Y,Hpi+k*Hpa
NPLOT
CP,NEXT,UZ,all
CP,NEXT,UX,all
*ENDDO

```

```

ALLSEL,ALL
/REPLOT

```

```

|*****
|*** APLICAÇÃO DA CARGA VERTICAL *****
|*****

```

! força distribuída em todos os nós da parede 01

```

*DO,l,0,npav-1,1
NSEL,s,loc,z,760
NSEL,r,loc,x,0+0.001,360-0.001
NSEL,r,LOC,y,Hpi+l*Hpa
NPLOT
*GET,nn,NODE,0,COUNT
F,ALL,Fy,-69.30/nn,,,,,
*ENDDO

```

! aplicando força distribuída em todos os nós da parede 02

```

*DO,l,0,npav-1,1
NSEL,s,loc,z,760
NSEL,r,loc,x,360+0.001,700-0.001
NSEL,r,LOC,y,Hpi+l*Hpa
NPLOT
*GET,nn,NODE,0,COUNT
F,ALL,Fy,-59.47/nn,,,,,
*ENDDO

```

! aplicando força distribuída em todos os nós da parede 03

```

*DO,l,0,npav-1,1

```

```
NSEL,s,loc,z,480
NSEL,r,loc,x,0+0.001,260-0.001
NSEL,r,LOC,y,Hpi+l*Hpa
NPLOT
*GET,nn,NODE,0,COUNT
F,ALL,Fy,-70.52/nn,,,,,
*ENDDO
```

! aplicando força distribuída em todos os nós da parede 04

```
*DO,l,0,npav-1,1
NSEL,s,loc,z,480
NSEL,r,loc,x,260+0.001,360-0.001
NSEL,r,LOC,y,Hpi+l*Hpa
NPLOT
*GET,nn,NODE,0,COUNT
F,ALL,Fy,-11.69/nn,,,,,
*ENDDO
```

! aplicando força distribuída em todos os nós da parede 05

```
*DO,l,0,npav-1,1
NSEL,s,loc,z,400
NSEL,r,loc,x,260+0.001,380-0.001
NSEL,r,LOC,y,Hpi+l*Hpa
NPLOT
*GET,nn,NODE,0,COUNT
F,ALL,Fy,-15.27/nn,,,,,
*ENDDO
```

! aplicando força distribuída em todos os nós da parede 06

```
*DO,l,0,npav-1,1
NSEL,s,loc,z,400
NSEL,r,loc,x,380+0.001,500-0.001
NSEL,r,LOC,y,Hpi+l*Hpa
NPLOT
*GET,nn,NODE,0,COUNT
F,ALL,Fy,-31.92/nn,,,,,
*ENDDO
```

! aplicando força distribuída em todos os nós da parede 07

```
*DO,l,0,npav-1,1
NSEL,s,loc,z,280
NSEL,r,loc,x,580+0.001,700-0.001
NSEL,r,LOC,y,Hpi+l*Hpa
NPLOT
*GET,nn,NODE,0,COUNT
F,ALL,Fy,-19.50/nn,,,,,
*ENDDO
```

! aplicando força distribuída em todos os nós da parede 08

```
*DO,l,0,npav-1,1
NSEL,s,loc,z,140
NSEL,r,loc,x,0+0.001,260-0.001
NSEL,r,LOC,y,Hpi+l*Hpa
NPLOT
*GET,nn,NODE,0,COUNT
```

```
F,ALL,Fy,-56.51/nn,,,,,  
*ENDDO
```

! aplicando força distribuída em todos os nós da parede 09

```
*DO,I,0,npav-1,1  
NSEL,s,loc,z,140  
NSEL,r,loc,x,260+0.001,380-0.001  
NSEL,r,LOC,y,Hpi+I*Hpa  
NPLOT  
*GET,nn,NODE,0,COUNT  
F,ALL,Fy,-23.44/nn,,,,,  
*ENDDO
```

! aplicando força distribuída em todos os nós da parede 10

```
*DO,I,0,npav-1,1  
NSEL,s,loc,z,0  
NSEL,r,loc,x,380+0.001,580-0.001  
NSEL,r,LOC,y,Hpi+I*Hpa  
NPLOT  
*GET,nn,NODE,0,COUNT  
F,ALL,Fy,-41.58/nn,,,,,  
*ENDDO
```

! aplicando força distribuída em todos os nós da parede 11

```
*DO,I,0,npav-1,1  
NSEL,s,loc,z,480+0.001,760-0.001  
NSEL,r,loc,x,0  
NSEL,r,LOC,y,Hpi+I*Hpa  
NPLOT  
*GET,nn,NODE,0,COUNT  
F,ALL,Fy,-61.75/nn,,,,,  
*ENDDO
```

! aplicando força distribuída em todos os nós da parede 12

```
*DO,I,0,npav-1,1  
NSEL,s,loc,z,480+0.001,760-0.001  
NSEL,r,loc,x,360  
NSEL,r,LOC,y,Hpi+I*Hpa  
NPLOT  
*GET,nn,NODE,0,COUNT  
F,ALL,Fy,-81.09/nn,,,,,  
*ENDDO
```

! aplicando força distribuída em todos os nós da parede 13

```
*DO,I,0,npav-1,1  
NSEL,s,loc,z,280+0.001,760-0.001  
NSEL,r,loc,x,700  
NSEL,r,LOC,y,Hpi+I*Hpa  
NPLOT  
*GET,nn,NODE,0,COUNT  
F,ALL,Fy,-151.10/nn,,,,,  
*ENDDO
```

! aplicando força distribuída em todos os nós da parede 14

```
*DO,I,0,npav-1,1
NSEL,s,loc,z,400+0.001,480-0.001
NSEL,r,loc,x,260
NSEL,r,LOC,y,Hpi+l*Hpa
NPLOT
*GET,nn,NODE,0,COUNT
F,ALL,Fy,-8.08/nn,,,,,
*ENDDO
```

!aplicando força distribuída em todos os nós da parede 15

```
*DO,I,0,npav-1,1
NSEL,s,loc,z,140+0.001,480-0.001
NSEL,r,loc,x,0
NSEL,r,LOC,y,Hpi+l*Hpa
NPLOT
*GET,nn,NODE,0,COUNT
F,ALL,Fy,-66.60/nn,,,,,
*ENDDO
```

! aplicando força distribuída em todos os nós da parede 16

```
*DO,I,0,npav-1,1
NSEL,s,loc,z,140+0.001,400-0.001
NSEL,r,loc,x,260
NSEL,r,LOC,y,Hpi+l*Hpa
NPLOT
*GET,nn,NODE,0,COUNT
F,ALL,Fy,-67.60/nn,,,,,
*ENDDO
```

! aplicando força distribuída em todos os nós da parede 17

```
*DO,I,0,npav-1,1
NSEL,s,loc,z,140+0.001,400-0.001
NSEL,r,loc,x,380
NSEL,r,LOC,y,Hpi+l*Hpa
NPLOT
*GET,nn,NODE,0,COUNT
F,ALL,Fy,-68.23/nn,,,,,
*ENDDO
```

! aplicando força distribuída em todos os nós da parede 18

```
*DO,I,0,npav-1,1
NSEL,s,loc,z,0+0.001,280-0.001
NSEL,r,loc,x,580
NSEL,r,LOC,y,Hpi+l*Hpa
NPLOT
*GET,nn,NODE,0,COUNT
F,ALL,Fy,-88.92/nn,,,,,
*ENDDO
```

! aplicando força distribuída em todos os nós da parede 19

```
*DO,I,0,npav-1,1
NSEL,s,loc,z,0+0.001,140-0.001
NSEL,r,loc,x,380
NSEL,r,LOC,y,Hpi+l*Hpa
```

```

NPLOT
*GET,nn,NODE,0,COUNT
F,ALL,Fy,-22.49/nn,,,,,
*ENDDO

```

! aplicando força distribuída em todos os nós da parede 20

```

*DO,l,0,npav-1,1
NSEL,s,loc,z,-80+0.001,0-0.001
NSEL,r,loc,x,580
NSEL,r,LOC,y,Hpi+l*Hpa
NPLOT
*GET,nn,NODE,0,COUNT
F,ALL,Fy,-20.66/nn,,,,,
*ENDDO

```

```

ALLSEL,ALL
/REPLOT

```

```

|*****
|*** APLICAÇÃO DA CARGA HORIZONTAL (X) *****
|*****

```

! aplicando força distribuída em todos os nós de um lado (viga - 6,2m)

```

*DO,m,1,npav-1,1
NSEL,S,LOC,Y,Hpi+m*Hpa
NSEL,R,loc,x,0
NSEL,R,LOC,z,140+0.001,760-0.001
NPLOT
*GET,nn,NODE,0,COUNT
NPLOT,ALL
F,ALL,FX,11.30/nn,,,,,
*ENDDO

```

! aplicando força distribuída em todos os nós de um lado (viga - 1,4m)

```

*DO,m,1,npav-1,1
NSEL,S,LOC,Y,Hpi+m*Hpa
NSEL,R,LOC,X,380
NSEL,R,LOC,z,0+0.001,140-0.001
NPLOT
*GET,nn,NODE,0,COUNT
NPLOT,ALL
F,ALL,FX,2.58/nn,,,,,
*ENDDO

```

! força distribuída em todos os nós (viga 1,4m - pilotis e cobertura)

```

*DO,m,0,npav,npav
NSEL,S,LOC,Y,Hpi+m*Hpa
NSEL,R,LOC,X,380
NSEL,R,LOC,z,0+0.001,140-0.001
NPLOT
*GET,nn,NODE,0,COUNT
NPLOT,ALL
F,ALL,FX,1.29/nn,,,,,
*ENDDO

```

! força distribuída em todos os nós (viga - 6,2m - pilotis e cobertura)

```
*DO,m,0,npav,npav
NSEL,S,LOC,Y,Hpi+m*Hpa
NSEL,R,loc,x,0
NSEL,R,LOC,z,140+0.001,760-0.001
NPLOT
*GET,nn,NODE,0,COUNT
NPLOT,ALL
F,ALL,FX,5.65/nn,,,,,
*ENDDO
```

```
ALLSEL,ALL
/REPLOT
```

```
!*****
!*** APLICAÇÃO DA CARGA HORIZONTAL (Z) *****
!*****
```

! força distribuída em todos os nós de um lado (viga - 7,0m)

```
*DO,m,1,npav-1,1
NSEL,s,LOC,Y,Hpi+m*Hpa
NSEL,R,LOC,Z,760
NSEL,R,LOC,X,0+0.001,700-0.001
NPLOT
*GET,nn,NODE,0,COUNT
NPLOT,ALL
F,ALL,FZ,-10.64/nn,,,,,
*ENDDO
```

! força distribuída em todos os nós (viga - 7,0m - pilotis e cobertura)

```
*DO,m,0,npav,npav
NSEL,s,LOC,Y,Hpi+m*Hpa
NSEL,R,LOC,Z,760
NSEL,R,LOC,X,0+0.001,700-0.001
NPLOT
*GET,nn,NODE,0,COUNT
NPLOT,ALL
F,ALL,FZ,-5.32/nn,,,,,
*ENDDO
```

```
ALLSEL,ALL
/REPLOT
```

```
!*****
!*** SOLUÇÃO *****
!*****
```

```
FINISH
/SOL
/STATUS,SOLU
SOLVE
FINISH
```