

**INSTITUTO FEDERAL DE EDUCAÇÃO, CIÊNCIA E TECNOLOGIA DE  
SANTA CATARINA - CÂMPUS FLORIANÓPOLIS  
DEPARTAMENTO ACADÊMICO DE CONSTRUÇÃO CIVIL  
CURSO SUPERIOR DE ENGENHARIA CIVIL**

**PAULO HENRIQUE LUCAS DE OLIVEIRA MENESES**

**ANÁLISE DA INFLUÊNCIA DAS VINCULAÇÕES LATERAIS EM EDIFÍCIOS DE  
PAREDES DE CONCRETO**

**Florianópolis**

**2021**



**PAULO HENRIQUE LUCAS DE OLIVEIRA MENESES**

**ANÁLISE DA INFLUÊNCIA DAS VINCULAÇÕES LATERAIS EM EDIFÍCIOS DE  
PAREDES DE CONCRETO**

Trabalho de Conclusão de  
Curso apresentado ao  
Curso de Engenharia Civil  
do Campus de Florianópolis  
do Instituto Federal de  
Santa Catarina para a  
obtenção do diploma de  
Engenheiro Civil

Orientador: Prof. Dr. André  
Puel

**Florianópolis**

**2021**

Ficha de identificação da obra elaborada pelo autor.

Meneses, Paulo Henrique  
Análise da influência das vinculações laterais em  
edifícios de paredes de concreto / Paulo Henrique Meneses ;  
orientação de André Puel. - Florianópolis, SC, 2021.  
132 p.

Trabalho de Conclusão de Curso (TCC) - Instituto Federal  
de Santa Catarina, Câmpus Florianópolis. Bacharelado  
em Engenharia Civil. Departamento Acadêmico  
de Construção Civil.  
Inclui Referências.

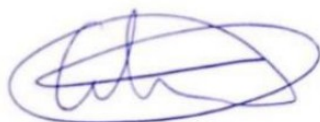
1. Paredes de concreto. 2. Vinculações laterais.  
3. Modelos de cálculo. I. Puel, André. II. Instituto Federal  
de Santa Catarina. Departamento Acadêmico de Construção  
Civil. III. Título.

# ANÁLISE DA INFLUÊNCIA DAS VINCULAÇÕES LATERAIS EM EDIFÍCIOS DE PAREDES DE CONCRETO

**PAULO HENRIQUE LUCAS DE OLIVEIRA MENESES**

Este trabalho foi julgado adequado para obtenção do título em Engenheiro Civil, pelo Instituto Federal de Educação, Ciência e Tecnologia de Santa Catarina, e aprovado na sua forma final pela comissão avaliadora abaixo indicada.

Florianópolis, 27 de abril de 2021.



---

Prof. André Puel, Dr.

Orientador

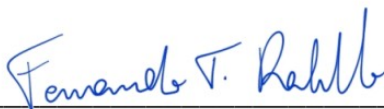
Instituto Federal de Santa Catarina



---

Prof. Alexandre Lima de Oliveira, Dr.

Instituto Federal de Santa Catarina



---

Prof. Fernando Toppan Rabello, Dr.

Instituto Federal de Santa Catarina



## **Agradecimentos**

Primeiramente gostaria de agradecer a minha família, em especial aos meus pais que sempre me incentivaram e nunca mediram esforços para me proporcionar uma educação de qualidade.

Quero agradecer aos professores que fizeram parte de toda minha trajetória de aprendizado, desde o ensino fundamental até o superior. Agradeço em especial ao professor Dr. André Puel pela orientação e por todos os conhecimentos compartilhados a esse estudo. Estendo meus agradecimentos aos professores Dr. Alexandre Lima de Oliveira e Dr. Fernando Toppan Rabello por aceitarem participar da banca avaliadora e contribuir com este trabalho.

Aos meus amigos de curso pelos bons momentos vividos, nos quais proporcionaram o período de graduação mais prazeroso e divertido.

Agradeço também a RKS Engenharia de Estruturas pela oportunidade ímpar de estagiar na empresa e fazer parte desta equipe. Sou grato pela disponibilização de sua estrutura, tanto acervo bibliográfico quanto de computadores, auxiliando o desenvolvimento deste estudo.

Por fim, agradeço em especial a minha namorada Giovanna que esteve sempre ao meu lado, me incentivando em todos os momentos dessa jornada. Muito obrigado pelo amor, suporte e compreensão.



## RESUMO

A normativa vigente, NBR 16055:2012, define parede de concreto como elemento estrutural autoportante, moldado in loco, no qual contém comprimento maior que dez vezes sua espessura, sendo capaz de suportar carga no mesmo plano da parede. Além da normativa brasileira existem diversos códigos internacionais, tal como o estadunidense ACI 318:2019 - Building Code Requirements for Structural Concrete, e o australiano, AS 3600:2009 - Concrete Structures. Cada norma possui uma formulação para o cálculo da resistência do elemento de parede de concreto. Entretanto o código brasileiro e australiano convergem em relação ao adotar a contribuição das vinculações laterais para resistência da parede, diferentemente do norte americano que faz menção apenas as vinculações topo-base. O Sistema em Paredes de Concreto e Alvenaria Estrutural comportam-se estruturalmente da mesma maneira, como painel. O caminhamento das cargas verticais pode ocorrer na superfície do elemento de parede, sendo possível utilizar os modelos de cálculo consolidados em bibliografias de Alvenaria Estrutural (PIS, GIP e MPT), tornando este estudo válido para análise estrutural destes dois sistemas. Por conta de existir modelos distintos para determinar os esforços solicitantes nas paredes de concreto do edifício definido, ao longo deste trabalho foram calculados e analisados os resultados dos esforços solicitantes de cada procedimento. Posteriormente, com auxílio do software comercial SAP2000, foi lançada uma estrutura utilizando o Modelo Pórtico Tridimensional, realizando suas respectivas análises numéricas. Os pavimentos da edificação em estudo foram variados, visando verificar a influência da altura em seu comportamento e avaliar a contribuição das vinculações laterais, ponto divergente entre as normativas supracitadas. Ao final destas análises, foi possível observar que o modelo sem interações entre paredes foi capaz de desempenhar de maneira satisfatória a distribuição dos esforços para as estruturas adotadas neste estudo, quando comparados com os modelos com interação entre paredes e numérico. Por conta dessas estruturas possuírem pouca altura, possibilitou que os efeitos negativos deste método fossem minimizados.

Palavras-Chave: Paredes de concreto. Vinculações laterais. Modelos de cálculo.



## ABSTRACT

The current regulation, NBR 16055: 2012, defines concrete wall as a self-supporting structural element, molded in loco, in which it contains a length greater than ten times its thickness, being able to support load in the same plane as the wall. In addition to Brazilian regulations, there are several international codes, such as the American ACI 318: 2019 - Building Code Requirements for Structural Concrete, and the Australian, AS 3600: 2009 - Concrete Structures. Each standard has a formulation for calculating the strength of the concrete wall element. However, the Brazilian and Australian code converge in relation to adopting the contribution of lateral bonds to wall strength, unlike the North American that mentions only top-base bonds. The System in Concrete Walls and Structural Masonry behave structurally in the same way, as a panel. The path of vertical loads can occur on the surface of the wall element, making it possible to use the calculation models consolidated in Structural Masonry bibliographies (PIS, GIP and MPT), making this study valid for the structural analysis of these two systems. Due to the existence of different models to determine the soliciting efforts on the concrete walls of the defined building, the results of the soliciting efforts of each procedure were calculated and analyzed throughout this work. Subsequently, with the aid of the SAP2000 commercial software, a structure was launched using the Three-dimensional Gantry Model, carrying out their respective numerical analyzes. The floors of the building under study were varied, in order to verify the influence of height on its behavior and to assess the contribution of lateral connections, a divergent point between the aforementioned regulations. At the end of these analyzes, it was possible to observe that the model without interactions between walls was able to perform satisfactorily the distribution of efforts for the structures adopted in this study, when compared with the models with interaction between walls and numerical. Because these structures have little height, it allowed the negative effects of this method to be minimized.

Keywords: Concrete walls. Side links. Calculation models.



## LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Sistema Gethal: Paredes em Concreto Celular moldadas in loco.....	27
Figura 2 - Sistema Outinord - Fôrmas metálicas tipo túnel .....	28
Figura 3 - Condomínio Residencial em São Miguel dos Campos/AL .....	29
Figura 4 - Edifício Azaléias em Biguaçu/SC - MRV .....	30
Figura 5 – Fôrmas metálicas .....	31
Figura 6 – Fôrmas plásticas .....	31
Figura 7 – Armação em tela soldada - Condomínio Residencial em Ipojuca/PE.....	32
Figura 8 – Detalhe do reforço de tela entre encontro de paredes .....	33
Figura 9 – Paginação – Parede de Concreto .....	33
Figura 10 – Fundação com arranques e localização das instalações sanitárias .....	35
Figura 11 – Reforços nos encontros de paredes e fixação dos espaçadores .....	36
Figura 12 – Fixação das instalações hidráulicas .....	36
Figura 13 – Concretagem.....	37
Figura 14 – Desforma.....	38
Figura 15 – Fissuras em paredes sem aberturas .....	40
Figura 16 – Fissuras em paredes com aberturas .....	40
Figura 17 – Modelo de paredes com e sem vinculações laterais .....	41
Figura 18 – Comprimento equivalente ( $l_e$ ).....	46
Figura 19 – Diagrama dos esforços de compressão .....	48
Figura 20 – Distribuição das cargas verticais .....	49
Figura 21 – Inclinação das linhas de ruptura para o cálculo de reação das lajes.....	51
Figura 22 – Linhas de ruptura – Laje em L.....	52
Figura 23 – Linhas de ruptura – Laje em T.....	52
Figura 24 – Cargas concentradas ou parcialmente distribuídas.....	54
Figura 25 – Espalhamento de cargas em paredes adjacentes.....	55
Figura 26 – Forças de interação em regiões de aberturas .....	55
Figura 27 – Exemplo de grupos de paredes definidos pelas aberturas existentes....	57
Figura 28 – Atuação do vento e distribuição para os painéis de contraventamento..	59
Figura 29 – Simetria em planta e ações horizontais não excêntricas – Não há esforço de torção .....	60
Figura 30 – Assimetria em planta e ações horizontais excêntricas – Há esforço de torção .....	60
Figura 31 – Ação horizontal equivalente para consideração do desaprumo .....	64
Figura 32 – Definição de abas ou flanges .....	65
Figura 33 – Modelo reduzido ensaiado por Kalita e Hendry (1970) .....	67
Figura 34 – MPT do modelo reduzido de Kalita e Hendry (1970).....	67
Figura 35 – Planta baixa do modelo reduzido de Keskin (1974) .....	68
Figura 36 – MPT do modelo reduzido de Keskin (1974) .....	68
Figura 37 – Modelo Pórtico Tridimensional (MPT) .....	70
Figura 38 – MPT do edifício estudado por Nunes (2011) .....	71
Figura 39 – Planta baixa – Pavimento Tipo (Adaptado) .....	73
Figura 40 – Corte A-A.....	74

Figura 41 – Corte B-B .....	75
Figura 42 – Direção e sentido das ações horizontais.....	77
Figura 43 – Planta de Formas (PIS).....	80
Figura 44 – Área de Influência das lajes sobre paredes e lintéis .....	81
Figura 45 – Painéis de contraventamento (sem abas) – Vento em X.....	85
Figura 46 – Painéis de contraventamento (sem abas) – Vento em Y.....	86
Figura 47 – Planta de Formas (GIP) .....	90
Figura 48 – Painéis de contraventamento (com abas) – Vento em X.....	92
Figura 49 – Painéis de contraventamento (com abas) – Vento em Y.....	93
Figura 50 – Planta de formas (Modelo Reduzido).....	99
Figura 51 – Modelo Reduzido – SAP2000 .....	100
Figura 52 – Planta de Formas (PIS) – Modelo de Estudo .....	102
Figura 53 – Planta de Formas (GIP) – Modelo de Estudo.....	102
Figura 54 – Áreas de Influência – Modelo de Estudo.....	103
Figura 55 – Modelo de Estudo (MPT) – 1 Pavimento.....	104
Figura 56 – Modelo de Estudo (MPT) – 3 Pavimentos.....	104
Figura 57 – Modelo de Estudo (MPT) – 5 Pavimentos.....	105
Figura 58 – Diagrama $N_d$ – Paredes PH07 e PV02 – (PIS).....	108
Figura 59 – Diagrama $N_d$ – Paredes PH07 e PV02 – (GIP) .....	111
Figura 60 – Diagrama $N_d$ – Paredes PH07 e PH08 – Comparativo entre modelos (PIS x GIP) .....	115
Figura 61 – Resultantes $N_d$ - Modelo de Estudo (MPT) – 1 Pavimento.....	118
Figura 62 – Resultantes $N_d$ - Modelo de Estudo (MPT) – 3 Pavimentos.....	119
Figura 63 – Resultantes $N_d$ - Modelo de Estudo (MPT) – 5 Pavimentos.....	120

## LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Tipologias de concreto para uso no sistema construtivo em Paredes de Concreto.....	34
Tabela 2 – Parâmetros para cálculo da força de arrasto .....	77
Tabela 3 – Força de Arrasto – Eixo X.....	78
Tabela 4 – Força de Arrasto – Eixo Y .....	78
Tabela 5 – Desaprumo .....	78
Tabela 6 – Área de Influência .....	82
Tabela 7 – Lintéis .....	83
Tabela 8 – Carregamento Vertical – Paredes de Concreto (PIS) .....	83
Tabela 9 – Painéis de Contraventamento – Eixo X .....	86
Tabela 10 – Painéis de Contraventamento – Eixo Y .....	87
Tabela 11 – Ação Horizontal – Painéis de Contraventamento – Eixo X.....	88
Tabela 12 – Ação Horizontal – Painéis de Contraventamento – Eixo Y .....	88
Tabela 13 – Esforços característicos – Paredes de Concreto (PIS).....	89
Tabela 14 – Carregamento Vertical – Paredes de Concreto (GIP).....	91
Tabela 15 – Painéis de Contraventamento – Eixo X .....	94
Tabela 16 – Painéis de Contraventamento – Eixo Y .....	94
Tabela 17 – Ação Horizontal – Painéis de Contraventamento – Eixo X .....	95
Tabela 18 – Ação Horizontal – Painéis de Contraventamento – Eixo Y .....	95
Tabela 19 – Esforços característicos – Paredes de Concreto (GIP).....	96
Tabela 20 – Comparativo esforços verticais.....	100
Tabela 21 – Esforços de Cálculo – (PIS).....	107
Tabela 22 – Tensões de Cálculo – (PIS).....	109
Tabela 23 – Esforços de Cálculo – (GIP) .....	110
Tabela 24 – Tensões de Cálculo – (GIP) .....	112
Tabela 25 – Comparativo de Tensões de Cálculo .....	113
Tabela 26 – Esforços Resultantes Verticais Característicos (MPT) – 1 Pavimento .	118
Tabela 27 – Esforços Resultantes Verticais Característicos (MPT) – 3 Pavimentos	119
Tabela 28 – Esforços Resultantes Verticais Característicos (MPT) – 5 Pavimentos	120
Tabela 29 – Comparativo - Esforços Resultantes Verticais Característicos – (PIS x GIP x MPT) – 1 Pavimento .....	121
Tabela 30 – Comparativo - Esforços Resultantes Verticais Característicos – (PIS x GIP x MPT) – 3 Pavimentos .....	122
Tabela 31 – Comparativo - Esforços Resultantes Verticais Característicos – (PIS x GIP x MPT) – 5 Pavimentos .....	122
Tabela 32 – Estudo 01 - Tensões de Cálculo (PIS e GIP) – 2º Pavimento .....	129
Tabela 33 – Estudo 01 - Tensões de Cálculo (PIS e GIP) – 3º Pavimento .....	130
Tabela 34 – Estudo 01 - Tensões de Cálculo (PIS e GIP) – 4º Pavimento .....	131
Tabela 35 – Estudo 01 - Tensões de Cálculo (PIS e GIP) – 5º Pavimento .....	132

## LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

ABNT - Associação Brasileira de Normas Técnicas;

ABCP - Associação Brasileira de Cimento Portland;

ABESC - Associação Brasileira das Empresas de Serviços de Concretagem;

ABRAINCO - Associação Brasileira de Incorporadoras Imobiliárias;

ACI - American Concrete Institute;

AS - Australian Standards;

BNH - Banco Nacional da Habitação;

ELU - Estado Limite Último;

FGV - Fundação Getúlio Vargas;

GIP - Grupo de Paredes Isoladas;

IBTS - Instituto Brasileiro de Telas Soldadas;

IFSC - Instituto Federal de Santa Catarina;

MPT - Modelo Pórtico Tridimensional;

OW – One-Way;

PIS - Paredes Isoladas;

PMCMV – Programa Minha Casa Minha Vida;

TW – Two-Way.

## LISTA DE SÍMBOLOS

$f_{ck14h}$	resistência característica a compressão do concreto às 14 horas;
$f_{ck}$	resistência característica a compressão do concreto aos 28 dias;
$f_{ct,d}$	resistência de cálculo à tração do concreto
$f_c'$	resistência característica a compressão do concreto;
$f_{scd}$	resistência de cálculo do aço à compressão;
$f_{yd}$	resistência de cálculo do aço;
$\eta_d$	força normal de cálculo;
$\eta_{d,resit}$	força normal resistente de cálculo;
$\gamma$	peso específico;
$\gamma_c$	coeficiente de ponderação da resistência do concreto;
$\gamma_g$	coeficiente das ações permanentes diretas;
$\gamma_q$	coeficiente das ações variáveis diretas;
$\gamma_s$	coeficiente de ponderação da resistência do aço;
$\Psi_{0j}$	coeficiente redutor das ações variáveis secundárias;
$\lambda$	índice de esbeltez;
$\rho$	taxa geométrica da armadura vertical;
$\sigma_{cmd}$	é a tensão média de cálculo no concreto comprimido;
$\theta$	ângulo de desaprumo;
$\nu$	coeficiente de Poisson;
$\emptyset$	fator de minoração de resistência;
$A$	área da seção transversal de concreto da parede;
$A_e$	área frontal efetiva sobre um plano perpendicular à direção do vento;
$C_a$	coeficiente de arrasto conforme direção do vento;

$E_s$	módulo de elasticidade do aço;
$F_d$	valor de cálculo das ações para combinação última;
$F_{gk}$	ações permanentes diretas;
$F_{qk}$	ações variáveis diretas;
$F_{tot}$	ação total em um determinado pavimento;
$F_i$	ação sobre cada painel;
$F_a$	força de arrasto na direção do vento;
$g_l$	carga permanente oriunda das lajes;
$H_{we}$	altura efetiva da parede;
$H_w$	altura da parede entre pisos consecutivos;
$H$	altura da edificação;
$h$	altura da parede;
$I$	momento de inércia;
$i$	raio de giração da seção retangular;
$l_c$	altura total da parede;
$L$	distância horizontal em planta
$l_e$	comprimento equivalente da parede;
$M$	momento fletor atuante na parede;
$N_u$	resistência última à compressão por unidade de comprimento;
$P_u$	resistência última à compressão;
$P_p$	peso próprio da parede;
$P_i$	ações concentradas nas paredes do grupo no nível considerado;
$\Delta P$	peso total do pavimento considerado;
$q$	ações homogeneizadas uniformemente distribuídas no nível considerado;
$q_{vento}$	pressão dinâmica do vento (N/m <sup>2</sup> );

$q_l$	carga acidental oriunda das lajes;
$R_d$	resistências de cálculo;
$S_d$	solicitações de cálculo;
$S_1$	fator topográfico;
$S_2$	fator de rugosidade;
$S_3$	fator estatístico;
$t$	espessura da parede;
$v_0$	velocidade básica do vento;
$v_k$	velocidade característica do vento;
$W$	módulo de resistência a flexão.

## SUMÁRIO

<b>1. INTRODUÇÃO</b> .....	22
<b>1.1. Objetivos</b> .....	23
1.1.1. Objetivo geral.....	24
1.1.2. Objetivo específico .....	24
<b>1.2. Justificativa</b> .....	25
<b>2. SISTEMA CONSTRUTIVO EM PAREDES DE CONCRETO</b> .....	26
<b>2.1. Histórico</b> .....	26
<b>2.2. Projetos</b> .....	30
<b>2.3. Fôrmas</b> .....	30
<b>2.4. Armaduras</b> .....	31
<b>2.5. Concreto</b> .....	34
<b>2.6. Execução</b> .....	35
<b>3. NORMATIVAS DE PROJETO</b> .....	39
<b>3.1. AS 3600:2009 – Concret Structures</b> .....	39
<b>3.2. ACI 318:2019 – Building Code Requirements for Structural Concrete</b> ..	43
<b>3.3. ABNT NBR 16055:2012 – Paredes de concreto moldada no local para a construção de edificações – Requisitos e Procedimentos</b> .....	44
<b>4. ANÁLISE ESTRUTURAL</b> .....	49
<b>4.1. Cargas Verticais</b> .....	50
4.1.1. Lajes .....	50
4.1.2. Peso Próprio das Paredes .....	52
4.1.3. Espalhamento das cargas verticais .....	53
4.1.4. Procedimentos de distribuição das cargas verticais .....	55
4.1.4.1. Paredes Isoladas (PIS).....	55
4.1.4.2. Grupo de Paredes Isoladas (GIP) .....	56
4.1.4.3. Modelo Pórtico Tridimensional (MPT).....	58
<b>4.2. Ações horizontais</b> .....	58
4.2.1. Diafragma Rígido.....	61
4.2.2. Vento .....	61
4.2.3. Desaprumo .....	63
4.2.4. Procedimentos de distribuição das cargas horizontais .....	64
4.2.4.1. Paredes Isoladas.....	65

4.2.4.2.	Modelo Pórtico Tridimensional (MPT).....	66
<b>5.</b>	<b>METODOLOGIA</b> .....	<b>72</b>
<b>5.1.</b>	<b>Projeto Arquitetônico</b> .....	<b>72</b>
<b>5.2.</b>	<b>Elementos Estruturais</b> .....	<b>75</b>
<b>5.3.</b>	<b>Cargas Verticais</b> .....	<b>76</b>
<b>5.4.</b>	<b>Ações Horizontais</b> .....	<b>76</b>
<b>5.5.</b>	<b>Estudo 01</b> .....	<b>79</b>
5.5.1.	Modelo de cálculo sem interação entre paredes .....	79
5.5.1.1.	Distribuição das ações verticais (PIS) .....	80
5.5.1.2.	Distribuição das ações horizontais .....	84
5.5.1.3.	Paredes de Concreto.....	88
5.5.2.	Modelo de cálculo com interação entre paredes .....	90
5.5.2.1.	Distribuição das ações verticais (GIP).....	90
5.5.2.2.	Distribuição das ações horizontais .....	91
5.5.2.3.	Paredes de Concreto.....	95
5.5.3.	Combinações.....	97
5.5.4.	Tensões .....	97
<b>5.6.</b>	<b>Estudo 02</b> .....	<b>98</b>
5.6.1.	Modelo numérico .....	98
5.6.1.1.	Configuração do modelo .....	98
5.6.1.2.	Modelo de Estudo.....	101
<b>6.</b>	<b>RESULTADOS E DISCUSSÕES</b> .....	<b>106</b>
<b>6.1.</b>	<b>Estudo 01</b> .....	<b>106</b>
6.1.1.	Modelos de Cálculo .....	106
6.1.1.1.	Paredes sem interação.....	106
6.1.1.2.	Paredes com interação.....	110
6.1.1.3.	Comparativo entre modelos .....	113
<b>6.2.</b>	<b>Estudo 02</b> .....	<b>117</b>
6.2.1.	Modelos de Numérico.....	117
6.2.1.1.	Comparativo entre modelos .....	121
<b>7.</b>	<b>CONCLUSÃO</b> .....	<b>124</b>
<b>7.1.</b>	<b>Sugestões para trabalhos futuros</b> .....	<b>125</b>
<b>8.</b>	<b>REFERÊNCIAS</b> .....	<b>126</b>

## 1. INTRODUÇÃO

Por apresentar-se como um modelo de construção industrializada, o sistema em Paredes de Concreto destaca-se como um dos processos possíveis para suprir a necessidade do mercado habitacional brasileiro. Após a publicação da normativa ABNT NBR 16055:2012 – *Paredes de concreto moldada no local para construção de edificações – Requisitos e procedimentos*, somado com a consolidação do programa criado pelo Governo Federal, em 2009, Programa Minha Casa, Minha Vida (PMCMV), é notório o crescimento deste modelo construtivo no cenário nacional.

Além da normativa brasileira, NBR16055:2012, existem diversos códigos internacionais que regulamentam a adoção do sistema em seus respectivos países, tal como o estadunidense, ACI 318:2019, e o australiana, AS 3600:2009. Cada norma possui uma formulação para o cálculo da resistência do elemento de parede de concreto, todavia o código brasileiro e australiano convergem em relação ao adotar a contribuição das vinculações laterais para resistência da parede, diferentemente do norte americano que faz menção somente as vinculações topo-base. Buscando compreender o desempenho das paredes de concreto, Doh e Fragomeni (2006) testaram elementos com diferentes tipos de associação, analisando seu comportamento e fissurações. Os estudos concluíram que a consideração de paredes com dois planos de flexão, isto é, com associações laterais resulta em um modelo de avaliação menos conservador para o sistema em Paredes de Concreto.

De acordo com Wendler (2017), os métodos construtivos, Alvenaria Estrutural e Paredes de Concreto, são estruturas que funcionam da mesma maneira, como painel, em que o caminhamento das cargas verticais pode ocorrer na superfície do elemento de parede. Por tratar-se de sistemas estruturais semelhantes, além de referências em estudos acadêmicos sobre o modelo em Paredes de Concreto, foram utilizadas, neste trabalho, bibliografias consolidadas de Alvenaria Estrutural, considerando as metodologias de cálculo Paredes Isoladas (PIS) e Grupo de Paredes Isoladas (GIP) para determinar o carregamento vertical resultante em cada parede de concreto.

O método de cálculo PIS considera cada parede como elemento independente, isto é, não há interação com os demais elementos de parede da estrutura. Ao contrário do PIS, o GIP é formado por paredes que se comportam de maneira solidária, todavia sem interação com outros grupos, nos quais são delimitados, geralmente, pelas

aberturas da edificação (portas e janelas). Somado ao carregamento vertical de cada modelo citado anteriormente, as ações horizontais, vento e desaprumo, foram analisadas através do procedimento de Paredes Isoladas, na qual distribui porcentagens das cargas horizontais de acordo com a rigidez de cada painel de contraventamento.

O Modelo Pórtico Tridimensional, denominado por Nascimento Neto (1999), trata-se da discretização de núcleos rígidos em elementos de barra travados horizontalmente pelas lajes, atuando como diafragma rígido (BRAGUIM, 2013). Após Nascimento Neto (1999) validar o MPT e aplicá-lo em edifícios de Alvenaria Estrutural, Nunes (2011) adotou o mesmo modelo, contudo para estruturas em Paredes de Concreto. Neste estudo, utilizou-se o software comercial SAP2000 para a modelagem do Pórtico Tridimensional. As barras verticais, as quais representam as paredes, tiveram suas seções configuradas com as mesmas dimensões das paredes de concreto do edifício, e sua propriedade de material foi programada de acordo com concreto definido para o estudo. Já as barras horizontais foram configuradas com uma seção reduzida e adicionadas um elemento denominado de “Rígido”, no qual foi elaborado com sua rigidez elevada, com intuito desses elementos atuarem apenas na distribuição dos carregamentos.

Em razão de haver métodos distintos para obter os esforços solicitantes nas paredes de concreto, ao longo deste trabalho foram calculados e analisados os resultados dos esforços solicitantes de cada procedimento. A planta do edifício estudado é praticamente simétrica, com uma leve discordância na circulação, com o objetivo de desconsiderar os esforços de torção. Ainda sobre o edifício, os pavimentos foram variados, com intuito de verificar a influência da altura no comportamento da distribuição dos carregamentos e avaliar a contribuição das vinculações laterais.

### **1.1. Objetivos**

Os objetivos nos quais este trabalho pretende atingir estão dispostos a seguir, subdivididos por geral e específico. O objetivo geral apresenta a ideia central da pesquisa, enquanto o específico aprofunda o objeto, indicando suas particularidades.

### 1.1.1. Objetivo geral

O objetivo geral deste estudo é avaliar a influência das vinculações laterais, comparando dos esforços solicitantes de elementos de paredes de concreto, oriundos dos distintos modelos de cálculo (com e sem interação entre paredes e numérico).

### 1.1.2. Objetivo específico

Com o intuito de alcançar o objetivo geral, foram definidos os objetivos específicos abaixo:

- Efetuar a revisão bibliográfica sobre o sistema em Paredes de Concreto;
- Avaliar as semelhanças estruturais dos modelos construtivos Paredes de Concreto e Alvenaria Estrutural, visando a adoção dos modelos de cálculo já consolidados na Alvenaria Estrutural para definir o esforço solicitante nos elementos de Parede de Concreto;
- Analisar e debater cada modelo de cálculo (PIS, GIP e MPT), com o propósito de obter o esforço solicitante nos elementos de parede;
- Modelar a estrutura com auxílio do software comercial SAP2000, iniciando o aprendizado de uma ferramenta computacional, na qual permite as análises numéricas para o MPT;
- Comparar os resultados dos esforços solicitantes dos modelos de cálculo, citados anteriormente, buscando analisar o desempenho e vantagens de utilização de cada método.
- Variar a quantidade de pavimentos para analisar a influência sobre o tópico de divergência entre códigos já mencionado, ou seja, a contribuição lateral entre paredes.

## 1.2. Justificativa

Além de apresentar-se como um modelo de construção industrializada, promissora para o combate de um grave problema social brasileiro, o déficit habitacional, a adoção do sistema em Paredes de Concreto ainda gera vantagens para as empresas quando aplicada em construções em larga escala, visto que integra a velocidade na execução e cumprimento de prazos com a segurança estrutural.

Para implementar o sistema em Paredes de Concreto na construção de edificações, se faz necessário o dimensionamento preciso de sua estrutura, bem como a análise do seu comportamento. Assim, foram adotados modelos de cálculo distintos com intuito de definir os resultados dos esforços solicitantes nas paredes.

A normativa brasileira e australiana divergem em relação ao código norte americano sobre a contribuição das vinculações laterais, sendo pertinente o estudo sobre esse ponto de discordância. A consideração ou não da interação entre as paredes de concreto impactam diretamente na análise da estrutura, distribuição dos esforços atuantes e conseqüentemente na uniformização dos carregamentos. Esse efeito também pode influenciar na economia do sistema, tendo em vista que dependendo do modelo empregado, os resultados das tensões solicitantes em cada parede podem promover um aumento na espessura do elemento. A análise sobre influência da associação das paredes laterais foi efetuada com a variação do número de pavimentos de uma edificação, observando o comportamento da estrutura e seus esforços solicitantes.

Por conseguinte, este trabalho torna-se útil à comunidade técnica e científica por contribuir com o estudo sobre a análise comparativa entre os resultados (força normal, momento fletor e tensão), oriundos da distribuição dos carregamentos verticais e ações horizontais conforme os métodos distintos de cálculo, avaliando as particularidades da utilização de cada modelo. A força normal tende a comprimir o elemento de parede de concreto, enquanto o momento fletor atua comprimindo uma face e tracionando a oposta. Com esses dois valores determinados, é possível obter a tensão máxima atuante em cada parede de concreto, nas quais influenciam diretamente para um posterior dimensionamento.

## 2. SISTEMA CONSTRUTIVO EM PAREDES DE CONCRETO

Ampliando gradativamente seu espaço no mercado brasileiro, o sistema construtivo em Parede de Concreto utiliza-se da própria parede, moldada *in loco*, como estrutura e vedação. As paredes autoportantes juntamente com as lajes, em geral maciças de concreto armado, são confeccionadas no local da edificação com auxílio de fôrmas removíveis e reutilizáveis. De acordo com a Coletânea de Ativos da Comunidade da Construção – Parede de Concreto (2007-2008), na qual é composta pela Associação Brasileira de Cimento Portland (ABCP), a Associação Brasileira de Serviços de Concretagem (ABESC) e o Instituto Brasileiro de Telas Soldadas (IBTS), esse sistema permite a construção industrializada de empreendimentos com alto grau de repetitividade, sem que comprometa sua qualidade.

Para compreender a utilização e potencializar as vantagens que o sistema pode proporcionar, descreve-se a seguir, além do histórico do modelo estrutural, particularidades de diversos setores fornecedores de serviços essenciais para que possam ser executadas edificações através deste método construtivo.

### 2.1. Histórico

Por conta das exigências e necessidades do mercado da construção civil em realizar edificações em larga escala respeitando os padrões técnicos, segurança estrutural, agregada ainda com velocidade na execução e cumprimento de prazos, o sistema construtivo em Paredes de Concreto tornou-se uma opção que satisfaz as condições impostas pelo mercado brasileiro.

Fundado em agosto de 1964, O Banco Nacional de Habitação (BNH) tinha como objetivo dinamizar a economia e contribuir para diminuição do déficit habitacional, tendo em vista que se iniciava um novo período político no Brasil. Segundo Ramos e Carmelo, (2017, p.76) o Banco marca a história da habitação brasileira e surge como uma alternativa do governo, dito revolucionário, apresentar transformações no cenário social como compensação à série de destruições que efetuaram na democracia e nos direitos civis.

O BNH proporcionou, na década seguinte, a criação de grandes programas habitacionais. No início dos anos 70, adotando a filosofia de industrialização do processo construtivo, o setor obteve grande expansão. Todavia, no final da década

começou a dar sinais de queda e no início dos anos 80, o BNH foi extinto, consequentemente redirecionando a política habitacional brasileira à uma nova postura perante o mercado (LORDSLEEN JÚNIOR *et al.*, 1998). Após a extinção do Banco Nacional de Habitação, em 1986, a utilização de sistemas construtivos não convencionais foi impulsionada no Brasil, na qual construtoras buscavam novas tecnologias que pudessem racionalizar a produção de seus empreendimentos, resultando, assim, na otimização de suas atividades, minimizando seus custos e aumentando seus lucros. Nesse período, dentre os sistemas construtivos desenvolvidos, destaca-se o sistema construtivo de painéis monolíticos moldados *in loco*. Entre os processos construtivos que se consolidaram na década de 80, somente Alvenaria Estrutural e o Sistema Outinord mostraram potencial de avanço (SACHT; ROSSIGNOLO; BUENO, 2011).

Conforme Sacht (2008), o sistema construtivo em Paredes de Concreto foi utilizado pela primeira vez no Brasil no ano de 1979, onde a Companhia de Habitação, COHAB – MG, construiu 46 casas no Conjunto Habitacional Carreira Comprida, em Santa Luzia/MG e no ano seguinte, 1980, executou o Conjunto Habitacional Dr. Pedro Afonso Junqueira, em Poços de Caldas/MG. Neste mesmo ano, a empresa Gethal, fundada em 1949 em Caxias do Sul/RS, desenvolveu a tecnologia de Paredes e Lajes em Concreto Celular moldadas *in loco*, na qual a empresa garante vantagens no desempenho termoacústico, nas técnicas de execução e custo quando comparada a paredes de blocos cerâmicos, de concreto ou até paredes de concreto comum.

Figura 1 - Sistema Gethal: Paredes em Concreto Celular moldadas in loco



Fonte: GETHAL – TECNOLOGIA EM CONCRETO (<http://gethal.com.br/>. Acesso: Abril, 2020)

Além da Gethal, outro sistema pioneiro foi o Outinord, no qual trata-se de uma tecnologia importada francesa. A empresa Outinord desenvolveu seu sistema de Paredes de Concreto moldadas *in loco*, utilizando fôrmas metálicas tipo túnel permitindo a execução simultânea de paredes de lajes.

Figura 2 - Sistema Outinord - Fôrmas metálicas tipo túnel



Fonte: BRAGUIM (2013)

O Governo Federal lançou no ano de 2009 o Programa Minha Casa Minha Vida, em que no mês de junho do mesmo ano tornou-se a Lei nº 11.977/09. A finalidade do programa está prevista em seu Art. 2º:

Art. 2º - O PMCMV tem como finalidade criar mecanismos de incentivo à produção e à aquisição de novas unidades habitacionais pelas famílias com renda mensal de até 10 (dez) salários-mínimos, que residam em qualquer dos municípios brasileiros. (BRASIL, 2009).

O programa possibilitou uma importante mudança na política habitacional, assumindo grande protagonismo como instrumento de política social no país. De fato, o PMCMV estabeleceu-se como referência na produção e oferta de habitações sociais, resultando em um total de 5,3 milhões unidades construídas até junho de 2018. Após nove anos de programa, seus investimentos foram responsáveis por 72%

do PIB do setor no ano de 2017. (ABRAINCO; FGV, 2018).

Com a expansão do mercado para construções de habitações sociais, o conceito da industrialização da construção civil emergiu novamente no Brasil, tendo o sistema construtivo em Paredes de Concreto como um dos processos possíveis para suprir a necessidade do mercado e expandir o lucro das empresas, tendo em vista que o modelo permite a alta produtividade, reduz os desperdícios e o tempo de conclusão da obra.

A consolidação do sistema construtivo em Paredes de Concreto no Brasil ocorreu no ano de 2012 com a publicação da normativa ABNT NBR 16055:2012 – *Paredes de concreto moldada no local para construção de edificações – Requisitos e procedimentos*. Com a crescente do modelo, além dos bons resultados obtidos, construtoras passaram a se interessar pela técnica (VIEIRA, 2014, apud ABESC, 2008). Grandes empresas atuam no mercado brasileiro utilizando esse sistema tanto para casas térreas quanto para edifícios, sendo elas: MRV, Gethal, Rodobens Negócios Imobiliários, OAS Empreendimentos, entre outras. A seguir serão exibidas obras recentes, pós normativa vigente, de construtoras supracitadas em Paredes de Concreto.

Figura 3 - Condomínio Residencial em São Miguel dos Campos/AL



Fonte: GETHAL (2014) - (<http://gethal.com.br/sao-miguel-dos-campos/>). Acesso: Abril, 2020)

Figura 4 - Edifício Azaléias em Biguaçu/SC - MRV



Fonte: Autor

## 2.2. Projetos

Para potencializar seu desempenho e o torná-lo competitivo perante a outros modelos é fundamental projetar o empreendimento considerando as características intrínsecas do sistema construtivo em Paredes de Concreto. Por obter um elevado custo inicial, devido as fôrmas utilizadas para modelagem das paredes, torna-se indispensável o domínio das técnicas construtivas com objetivo de minimizar desperdícios, custos e tempo de execução.

Por esse motivo, o Projeto Arquitetônico é de suma importância para a construção de uma edificação com estrutura de Paredes de Concreto, tendo os conceitos de padronização de medidas, simetrias, coordenação modular e organização da produção como base para seu desenvolvimento (FONSECA JR., 2010).

## 2.3. Fôrmas

Principal responsável pelo alto investimento inicial do sistema construtivo em Paredes de Concreto, a definição da tipologia das fôrmas, metálicas ou plásticas, torna-se uma etapa indispensável para o planejamento do modelo estrutural, tendo em vista que uma escolha acertada potencializa as vantagens, minimiza o impacto de seu custo inicial e, conseqüentemente, contribui para a viabilização do uso deste sistema.

Com objetivo de moldar o concreto e compor as paredes estruturais, as fôrmas são elementos provisórios, nos quais contém resistência para suportar a pressão do lançamento do concreto até sua solidificação. Por esse motivo, é essencial que as estruturas sejam estanques e favoreçam a geometria das paredes a serem moldadas.

Figura 5 – Fôrmas metálicas



Fonte: GETHAL (2013) - (<http://gethal.com.br/palmares/>. Acesso: Abril, 2020)

Figura 6 – Fôrmas plásticas



Fonte: COLETÂNEA DE ATIVOS (2008 – 2009) – COMUNIDADE DA CONSTRUÇÃO – PAREDE DE CONCRETO

## 2.4. Armaduras

Por mais que a NBR 16055:2012, em sua seção 8.2 (Aço), preconize a utilização das barras conforme a NBR 7480:2008 – *Aço destinado para estruturas de concreto armado – Especificações* e a de telas com a NBR 7481:2008 – *Tela de aço*

*soldada – Armadura para concreto*, a normativa especifica recomendações para o uso desses materiais. As armaduras necessitam resistir a esforços de flexo-torção nas paredes, controlar a retração do concreto e fixar as tubulações de elétrica, hidráulica e gás (MISURELLI; MASSUDA, 2009).

Tendo em vista uma das principais características do sistema construtivo em Paredes de Concreto, a produtividade, na qual está diretamente relacionada com a velocidade de execução, o tipo de armaduras das paredes torna-se um fator essencial para viabilidade do modelo estrutural. Em geral, a armadura principal da parede é realizada através de telas soldadas, simples ou duplas, pretendendo a maior praticidade e velocidade de execução. As barras de aço soltas têm sua utilização limitada em reforços verticais e horizontais, no valor mínimo de 0,5 cm<sup>2</sup> conforme normativa, ao redor das aberturas ou no limite de trechos de paredes (BRAGUIM, 2013).

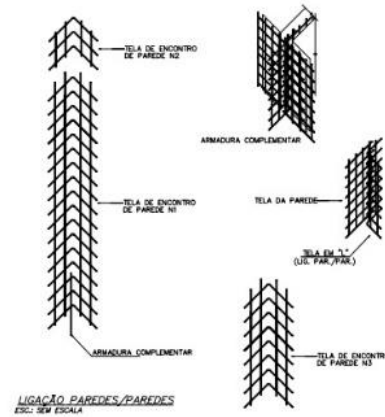
Figura 7 – Armação em tela soldada - Condomínio Residencial em Ipojuca/PE



Fonte: GETHAL (2012) - (<http://gethal.com.br/ipojuca/> - Acesso: Abril, 2020)

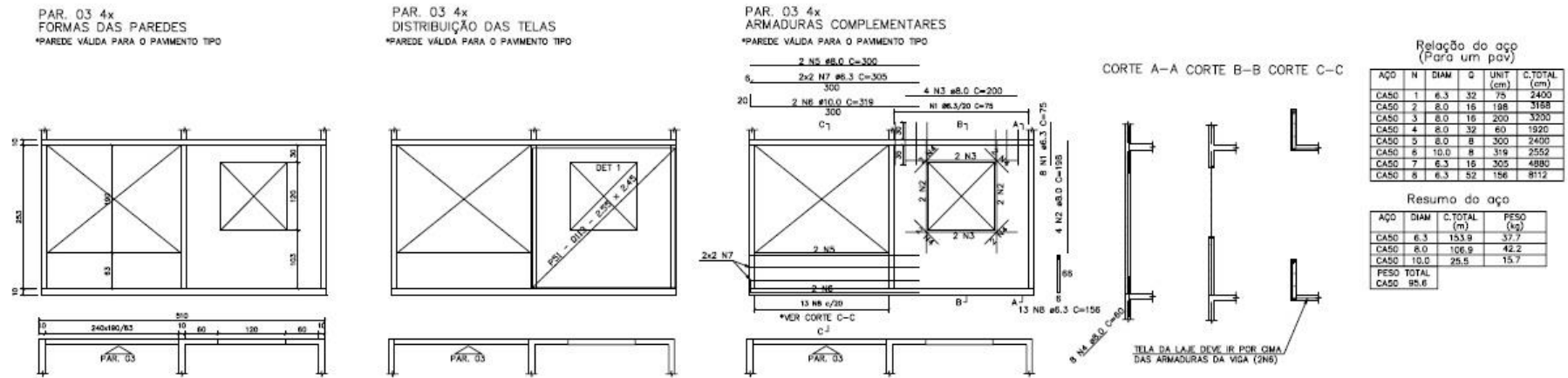
Ressalta-se que a determinação da área de aço a ser utilizada nas paredes de concreto é responsabilidade do projetista estrutural. Ainda em projeto, é realizada a paginação das paredes e posicionadas suas respectivas telas, bem como o posicionamento dos reforços nos encontros entre paredes, conforme preconiza a normativa vigente.

Figura 8 – Detalhe do reforço de tela entre encontro de paredes



Fonte: ACERVO TÉCNICO – RKS ENGENHARIA DE ESTRUTURAS (2020)

Figura 9 – Paginação – Parede de Concreto



Fonte: ACERVO TÉCNICO – RKS ENGENHARIA DE ESTRUTURAS (2020)

## 2.5. Concreto

Para execução desse modelo estrutural o concreto é um componente vital. A norma vigente, ABNT NBR 16055:2012, além de seguir as recomendações de outras normativas, também especifica os atributos nos quais o concreto deve obter. Algumas dessas especificações estão dispostas abaixo:

- Resistência à compressão para desforma, compatível com o ciclo de concretagem. Regularmente a desforma acontece 14 horas após a concretagem, no qual  $f_{ck14h} = 3$  MPa (BRAGUIM, 2013);
- Resistência à compressão característica aos 28 dias ( $f_{ck}$ ). Normalmente especifica-se ( $f_{ck}$ ) acima de 25 MPa, tendo em vista que 14 horas após a concretagem, o concreto já obtenha os 3 MPa, conforme especificação anterior (BRAGUIM, 2013);
- Classe de agressividade do local de implantação da estrutura conforme NBR 12655:2015 – *Concreto de cimento Portland – Preparo, controle, recebimento e aceitação – Procedimento* (BRAGUIM, 2013);

A Comunidade da Construção – Parede de Concreto por meio de sua Coletânea de Ativos (2008 – 2009) indica as tipologias desse material que podem ser adotadas neste sistema construtivo (Tabela 1).

Tabela 1 – Tipologias de concreto para uso no sistema construtivo em Paredes de Concreto

Tipo	Descrição	Massa específica (kg/m <sup>3</sup> )	Resistência mínima à compressão (MPa)	Tipologia usualmente utilizada
L1	Celular	1.500 a 1.600	4	Casas de até 2 pavimentos
L2	Com agregado leve	1.500 a 1.800	20	Qualquer tipologia
M	Com alto teor de ar incorporado	1.900 a 2.000	6	Casas de até 2 pavimentos
N	Convencional ou auto-adensável	2.000 a 2.800	20	Qualquer tipologia

Devemos considerar as classes de concreto conforme a tabela acima exclusivamente para as paredes de concreto. As lajes e quaisquer outros elementos de concreto armado deverão seguir as especificações da norma ABNT NBR 6118, inclusive quanto ao concreto empregado.

Fonte: COLETÂNEA DE ATIVOS (2008 – 2009) – COMUNIDADE DA CONSTRUÇÃO – PAREDE DE CONCRETO

## 2.6. Execução

Por conta de sua velocidade, a execução do sistema construtivo em Paredes de Concreto torna-se uma das principais vantagens para viabilização do modelo. A seguir descreve-se de maneira sucinta as etapas executivas, conforme a Comunidade da Construção – Parede de Concerto.

- I) Após concluída e rigorosamente nivelada, a fundação ainda deve conter os arranques verticais das paredes e a definição do posicionamento das instalações sanitárias, conforme Figura 10;
- II) O posicionamento e montagem das telas soldadas, bem como os reforços nos encontros de paredes necessitam estar de acordo com projeto (Figuras 8 e 9). Nessa etapa também são fixados os espaçadores com objetivo de garantir o cobrimento, previsto em projeto das armaduras (Figura 11);

Figura 10 – Fundação com arranques e localização das instalações sanitárias



Fonte: BRAGUIM (2013)

Figura 11 – Reforços nos encontros de paredes e fixação dos espaçadores



Fonte: BRAGUIM (2013)

III) Com auxílio das telas soldadas, os eletrodutos, caixas elétricas e as instalações hidráulicas devem ser fixadas para que não sejam deslocadas no momento da concretagem (Figura 12);

Figura 12 – Fixação das instalações hidráulicas



Fonte: INSTITUO BRASILEIRO DE TELAS SOLDADAS (IBTS)  
(<http://www.ibts.org.br/noticias01.asp/>. Acesso: Maio, 2020)

IV) Com a etapa anterior finalizada, inicia-se a montagem das formas conforme tipologia escolhida.

V) A concretagem (Figura 13) deve ser realizada respeitando as medidas para que o concreto mantenha a homogeneidade. Todavia antes dessa etapa, é necessário realizar os testes para controle de qualidade do produto, o *slump test* e *slump flow*;

Figura 13 – Concretagem



Fonte: COMUNIDADE DA CONSTRUÇÃO – PAREDE DE CONCRETO (2013) – PASSO A PASSO DE EXECUÇÃO

VI) Após o concreto ter atingido a resistência especificada em projeto, em geral 3 MPa, é efetuada a desforma (Figura 14). Essa etapa ocorre normalmente após 14 horas da concretagem. A retirada das formas deve ser realizada sem choques na estrutura, para evitar o aparecimento de fissuras;

VII) Por fim, é realizada a cura do concreto, na qual deve ocorrer o mais breve possível, com objetivo de minimizar a possibilidade do aparecimento de fissuras superficiais.

Figura 14 – Desforma



Fonte: COMUNIDADE DA CONSTRUÇÃO – PAREDE DE CONCRETO (2013) – PASSO A PASSO DE EXECUÇÃO

### 3. NORMATIVAS DE PROJETO

A norma técnica visa estabelecer regras, diretrizes, características relacionadas a um material, processo construtivo ou até um serviço. No caso do sistema em Paredes de Concreto, os códigos buscam com que o modelo estrutural seja analisado, dimensionado e executado com qualidade e desempenho técnico, conforme as especificações exigidas.

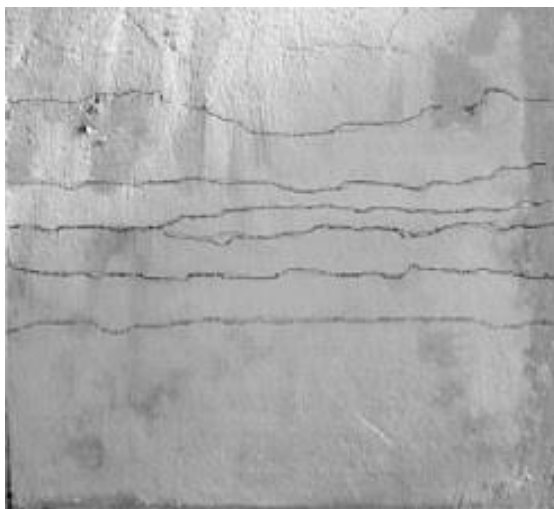
#### 3.1. AS 3600:2009 – Concret Structures

A partir da publicação da edição do ano de 2009, a normativa australiana AS 3600 passou a adotar uma nova consideração para a vinculação das paredes. Na edição anterior, AS 3600:2001, as associações eram aplicadas apenas no topo e base de cada parede, semelhante a norma americana. Todavia, após a revisão de 2009, a normativa australiana incluiu as vinculações laterais.

Com objetivo de aprofundar os estudos já realizados para parede de concreto, Doh e Fragomeni (2006) testaram 12 paredes, com e sem aberturas, carregadas até a ruptura, analisando seus comportamentos e fissurações decorrentes de diferentes tipos de associação. Os pesquisadores denominaram as paredes com ações em uma direção como *One-Way* (vinculação topo-base). Já as paredes *Two-Way* (vinculação nas quatro bordas) possuem ações em duas direções.

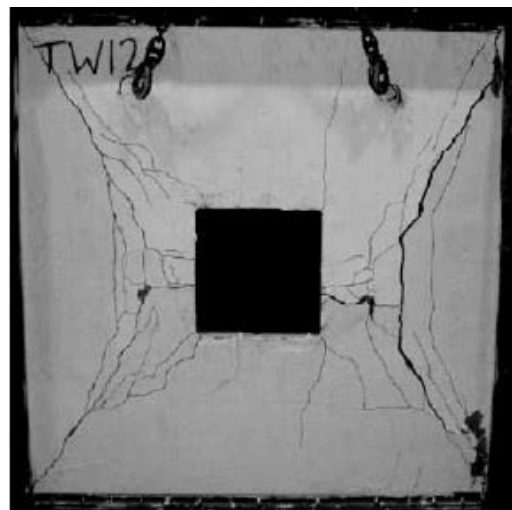
Após aplicar o carregamento até sua ruptura, a parede OW, sem aberturas, obteve fissurações no plano horizontal, perpendicular à direção do carregamento, com ruptura próximo ao centro, oriundo do momento fletor (Figura 15- I). Para parede TW, também sem aberturas, a fissuração formada se assemelha às charneiras plásticas (Figura 15 - II). No caso das paredes com aberturas os resultados foram similares aos anteriores para o respectivo tipo de vinculação, conforme verificado nas Figuras 16 I e II (VIEIRA, 2014).

Figura 15 – Fissuras em paredes sem aberturas

I) *One-Way*II) *Two-Way*

Fonte: (DOH; FRAGOMENI, 2006)

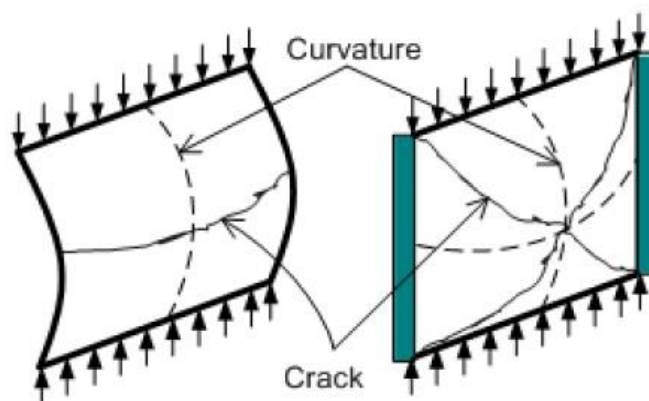
Figura 16 – Fissuras em paredes com aberturas

I) *One-Way*II) *Two-Way*

Fonte: (DOH; FRAGOMENI, 2006)

Através de sua Seção 11, a norma australiana apresenta o método para dimensionamento das paredes de concreto. No entanto, segundo Doh e Fragomeni (2010) a AS 3600:2001 falhava em não admitir a contribuição das vinculações laterais, tendo em vista que paredes com tais associações exibem dois planos de flexão quando submetidas a cargas verticais.

Figura 17 – Modelo de paredes com e sem vinculações laterais



I) um plano de flexão

II) dois planos de flexão

Fonte: (DOH; FRAGOMENI, 2010)

O dimensionamento da resistência última de compressão da parede de concreto proposto pelo código australiano pode ser efetuado através da expressão abaixo:

$$\phi \cdot N_u = \phi \cdot (t_w - 1,2 \cdot e - 2e_a) \cdot 0,6 \cdot f_c'$$

onde:

$N_u$  resistência última à compressão por unidade de comprimento;

$\phi$  fator de minoração de resistência;  $\phi = 0,6$  para elementos comprimidos;

$t_w$  espessura da parede;

$e$  excentricidade inicial de 1ª ordem;  $e \geq 0,05 \cdot t_w$ ;

$f_c'$  resistência característica a compressão do concreto;

$e_a$  excentricidade de 2ª ordem.

A excentricidade de 2ª ordem pode ser obtida por meio da equação a seguir, onde  $H_{we}$  é a altura efetiva da parede:

$$e_a = \frac{(H_{we})^2}{2500 \cdot t_w}$$

A altura efetiva da parede é calculada através a equação abaixo:

$$H_{we} = k \cdot H_w$$

onde:

$H_w$  altura da parede entre pisos consecutivos;

$k$  fator relacionado ao tipo de vinculação da parede.

O valor de  $k$  é obtido através das considerações a seguir:

- Paredes com um plano de flexão (vinculação topo-base):

$k = 0,75$ , quando impedem translações horizontais e rotações;

$k = 1,00$ , quando impedem apenas translações horizontais.

- Paredes com dois planos de flexão (vinculação em três extremidades):

$$k = \frac{1}{1 + \left(\frac{H_w}{3L}\right)^2} \geq 0,3$$

Sendo valor de  $k$  menor que obtido no item anterior e  $L$  igual ao comprimento da parede.

- Paredes com dois planos de flexão (vinculação nas quatro extremidades):

Para  $H_w \leq L$ , temos:

$$k = \frac{1}{1 + \left(\frac{H_w}{L}\right)^2}$$

Para  $H_w > L$ , temos:

$$k = \frac{L}{2 \cdot H_w}$$

Sendo L o valor da distância horizontal em planta entre os eixos das vinculações laterais.

### 3.2. ACI 318:2019 – Building Code Requirements for Structural Concrete

Assim como a normativa australiana de 2001, o código americano faz apenas referência às paredes vinculadas na base e no topo, logo, não considerando a contribuição das vinculações laterais. De acordo com Doh (2002), a expressão empírica da normativa americana caminha a par e passo com os resultados experimentais dos estudos de Sabeh e Desayi (1989) juntamente com os de Fragomeni (1995).

Após os estudos de Doh e Fragomeni (2006), mencionados anteriormente, fica evidente as divergências entre paredes com somente um plano de flexão com as que possuem dois planos de flexão, sendo o último um modelo mais realista e conseqüentemente menos conservador.

O cálculo da resistência última de compressão da parede de concreto proposto pela norma americana é realizado através da expressão a seguir:

$$P_u = 0,55 \cdot f'_c \cdot A_g \cdot \left[ \left( 1 - \frac{k \cdot l_c}{32 \cdot h} \right)^2 \right]$$

onde:

$P_u$         resistência última à compressão;

$f'_c$         resistência característica a compressão do concreto;

$A_g$	área bruta da seção transversal;
$l_c$	altura total da parede;
$h$	espessura da parede;
$k$	fator obtido através do tipo de vinculação da parede.

A altura efetiva da parede é calculada multiplicando sua altura total pelo coeficiente  $k$ , sendo este valor definido através da Tabela 11.5.3.2 da ACI 318:2019. Seguem abaixo os valores do coeficiente  $k$ :

- $k = 0,8$  para parede apoiada na base e no topo contra translação lateral e rotação restrita em um ou dois apoios;
- $k = 1,0$  para parede apoiada na base e no topo contra translação lateral e rotação livre nos dois apoios;
- $k = 2,0$  para parede sem restrição à translação lateral.

### **3.3. ABNT NBR 16055:2012 – Paredes de concreto moldada no local para a construção de edificações – Requisitos e Procedimentos**

Assim como o código australiano, a normativa brasileira além de adotar vinculações no topo e na base também faz referência as associações laterais, conforme Figura 18. A análise das paredes de concreto de um residencial multifamiliar através da NBR 16055:2012 é um objetivo deste trabalho, logo, serão exibidas a seguir as premissas básicas para tal procedimento.

A normativa vigente define parede de concreto como “elemento estrutural autoportante, moldado no local, com comprimento maior que dez vezes sua espessura e capaz de suportar carga no mesmo plano da parede.” (ABNT, 2012), sendo que os “casos não atendidos por esta prescrição devem ser dimensionados como elemento linear de pilar ou pilar-parede ou viga-parede” (ABNT, 2012). A espessura mínima, para paredes de até 3 metros de altura, é igual a 10 cm, todavia para paredes internas

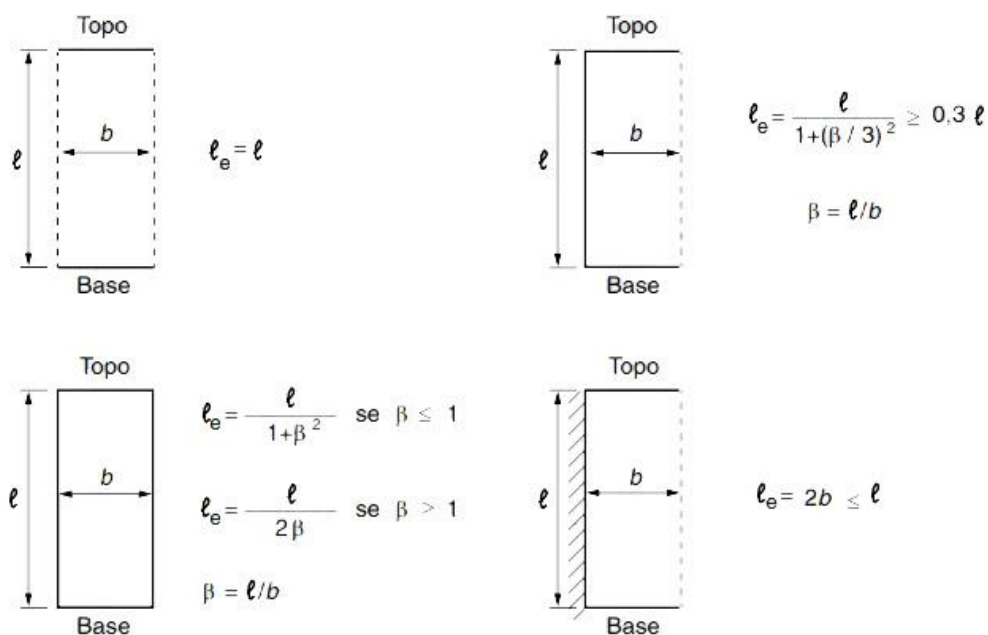
de edificações de até 2 pavimentos, permite-se adotar a espessura de 8 cm. Para paredes que possuam alturas maiores que 3 metros, a espessura mínima deve ser calculada por  $\ell_e/30$ , sendo  $\ell_e$  obtido de acordo com a Figura 18.

Além das premissas supracitadas, a NBR 16055:2012 permite o uso do concreto com resistências à compressão ( $f_{ck}$ ) igual ou menor a 40 MPa, no qual deve atender aos requisitos de durabilidade em função da classe de agressividade que a edificação estará exposta.

Segundo a NBR 16055:2012, as paredes de concreto devem ser calculadas como estruturas de casca plana, considerando que suas cargas atuam no plano médio da parede, podendo seus esforços característicos serem obtidos em regime elástico. As paredes são dimensionadas à flexocompressão para estes esforços atuantes, atentando para o valor mínimo da excentricidade conforme as especificações abaixo:

- Excentricidade mínima de  $(1,5 + 0,03 t)$ , sendo  $t$  a espessura da parede;
- Excentricidade decorrente da pressão lateral do vento nas paredes externas;
- Comprimento equivalente da parede ( $\ell_e$ ), segundo a Figura 18.

A normativa apresenta o comprimento equivalente das paredes ( $\ell_e$ ) em função de suas vinculações, conforme imagem a seguir:

Figura 18 – Comprimento equivalente ( $l_e$ )

Fonte: ABNT NBR 16055:2012 – FIGURA 2 (Adaptada)

Após definidos os tipos de vinculação e, conseqüentemente, os comprimentos equivalentes das paredes, nos quais serão utilizados para o cálculo do índice de esbeltez, a NBR 16055:2012 determina a resistência de cálculo sob compressão normal, para pressões máximas de vento igual a 1 kN/m<sup>2</sup>, conforme expressão abaixo:

$$\eta_{d, resit} = \frac{(0,85f_{cd} + \rho x f_{sca})t}{k_1[1 + 3k_2(2 - k_2)]} \leq \frac{(0,85f_{cd} + \rho x f_{sca})t}{1,643} \leq 0,4 f_{cd} x A_c$$

onde:

$\eta_{d, resit}$  Normal resistente de cálculo, por unidade de comprimento, admitida no plano médio da parede;

$\rho$  taxa geométrica da armadura vertical da parede não maior que 1%;

$t$  espessura da parede;

$A_c$  área da seção transversal de concreto da parede;

$f_{sca}$  resistência de cálculo do aço à compressão:  $f_{sca} = \frac{E_s \cdot 0,002}{\gamma_s}$ ;

$E_s$  módulo de elasticidade do aço;

$\gamma_s$  coeficiente de ponderação da resistência do aço igual a 1,15;

$\gamma_c$  coeficiente de ponderação da resistência do concreto igual a  
 $\gamma_c = 1,4 \cdot 1,2 = 1,68$ ;

Já os coeficientes  $k_1$  e  $k_2$  são dependentes do índice de esbeltez da parede ( $\lambda$ ) e definidos conforme equação a seguir:

- Para:  $35 \leq \lambda \leq 86 \rightarrow k_1 = \frac{\lambda}{35}; k_2 = 0$
- Para:  $86 < \lambda \leq 120 \rightarrow k_1 = \frac{\lambda}{35}; k_2 = \frac{\lambda - 86}{35}$

Vale o adendo que o índice de esbeltez ( $\lambda$ ) é obtido através da expressão:

$$\lambda = \frac{\ell e}{i}$$

onde:

$\ell e$  comprimento equivalente da parede, definido através da Figura 18;

$i$  raio de giração da seção retangular, no qual vale:

$$i = \frac{\sqrt{12}}{h}$$

sendo  $h$  a altura da seção transversal da parede.

Para pressões de vento superiores a 1 kN/m<sup>2</sup> a normativa indica verificações adicionais para as paredes de periferia submetidas a flexão simples. Esse

comportamento tende a acontecer em andares de edifícios altos, assim, as paredes do último pavimento devem ser calculadas como engastadas na base e apoiadas na laje de cobertura na parte superior. Já as paredes dos demais pavimentos devem ser consideradas como biengastadas.

Quanto a verificação à compressão, a segurança ao estado limite última será atendida quando respeitada a equação abaixo:

$$\eta_{d,resist} \geq \frac{3 \cdot \eta_{d,m\acute{a}x} + \eta_{d,m\acute{i}n}}{4}$$

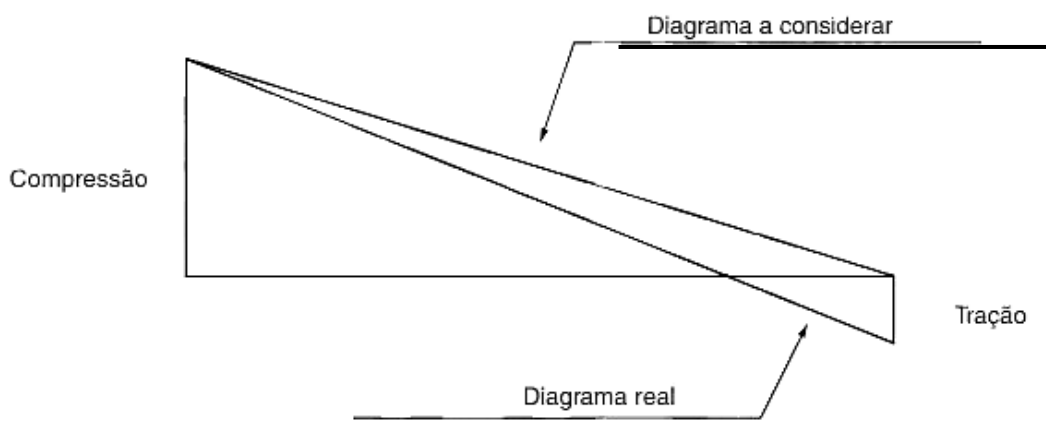
onde:

$\eta_{d,m\acute{a}x}$  maior valor normal por unidade de comprimento, para o carregamento considerado, no trecho escolhido;

$\eta_{d,m\acute{i}n}$  menor valor normal por unidade de comprimento, para o carregamento considerado, no trecho escolhido.

Por conta de a análise ser a verificação à compressão, caso ocorra tração em algum extremo deve ter valor nulo, conforme indicado na Figura 19.

Figura 19 – Diagrama dos esforços de compressão

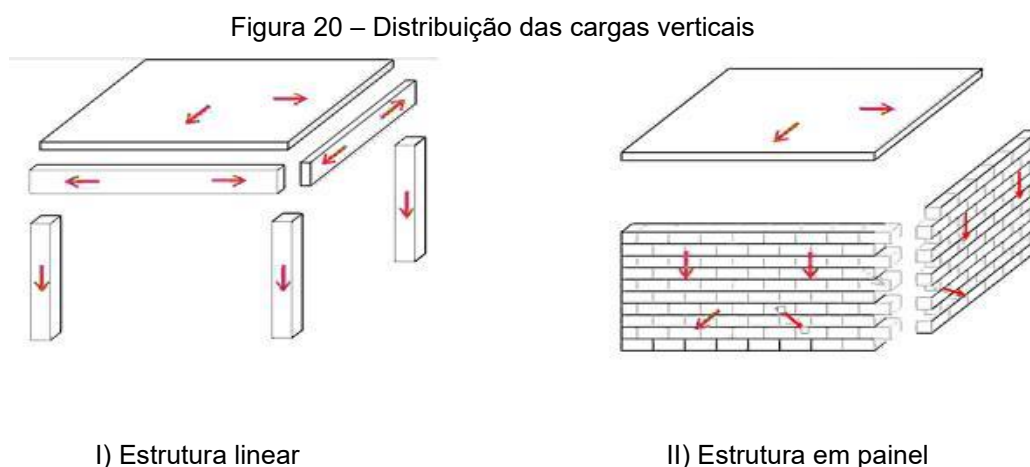


Fonte: ABNT NBR 16055:2012 – FIGURA 3 (Adaptada)

#### 4. ANÁLISE ESTRUTURAL

Conforme a NBR 16055:2012, a análise estrutural de uma edificação em Paredes de Concreto deve ser realizada considerando o equilíbrio da estrutura como um todo e de cada um dos seus elementos, tendo como objetivo obter seus esforços internos, tensões, deslocamentos e deformações, de modo que seja possível verificar corretamente os estados-limite último e de serviço. O percurso descrito pelas ações, verticais ou horizontais, necessitam estar claramente definidas, desde seu ponto de aplicação até o elemento de fundação ou transição da edificação.

Segundo Nunes (2011), para o cálculo de edifícios em Paredes de Concreto são adotados procedimentos análogos aos empregados na Alvenaria Estrutural. Em concordância com Nunes (2011), Wendler (2017) indica que os sistemas construtivos, Alvenaria Estrutural e Paredes de Concreto, são estruturas que funcionam da mesma maneira, como painel, divergindo das estruturas convencionais em concreto armado compostas por vigas e pilares. O caminhamento das cargas verticais nas estruturas convencionais é linear, enquanto nas estruturas em painel elas podem caminhar superficialmente.



Fonte: (WENDLER, 2017)

Portanto, os modelos de cálculo para definir os esforços solicitantes da estrutura propostos nesta pesquisa, já foram consolidados quando aplicados para a Alvenaria Estrutural, na qual trata-se de um sistema estrutural semelhante ao de Paredes de Concreto.

## 4.1. Cargas Verticais

Para um edifício residencial composto em Paredes de Concreto, usualmente sua estrutura é disposta apenas de lajes e paredes. Logo, para determinar suas cargas verticais deve-se somar o peso próprio dos elementos estruturais, levando em consideração as ações permanentes e variáveis provenientes das lajes atuando nas paredes, em que são responsáveis por transmitir esses esforços até a fundação ou as estruturas de transição. De acordo com a normativa vigente, NBR 16055:2012, as cargas verticais atuam paralelamente ao plano médio das paredes de concreto e permite-se utilizar o método das charneiras plásticas para o cálculo das reações das lajes.

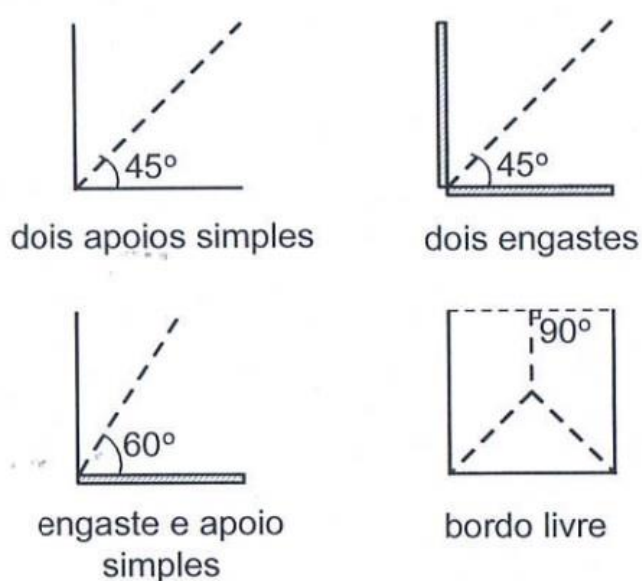
### 4.1.1. Lajes

Conforme Côrrea e Ramalho (2003), as principais cargas atuantes nas lajes em um edifício residencial podem ser divididas em dois grupos, sendo eles cargas permanentes e cargas variáveis. As cargas permanentes em questão geralmente são compostas pelo peso próprio, peso do revestimento e paredes não estruturais apoiadas diretamente nas lajes. Já as cargas variáveis são cobertas pela sobrecarga de utilização, nos quais seus valores são definidos pela Tabela 10 da ABNT NBR 6120:2019 – *Ações para o cálculo de estruturas de edificações*, alternando entre 1,5 kN/m<sup>2</sup> e 2,0 kN/m<sup>2</sup> para edifícios residenciais. As lajes descarregam essas cargas sobre seus apoios, neste caso as paredes de concreto armado.

A Teoria das Linhas de Ruptura, também conhecida como Teoria das Charneiras Plásticas, considera o equilíbrio da laje quando antecede a ruína (ELU), dando surgimento as linhas de ruptura (ARAÚJO, 2014). Este processo consiste na subdivisão de áreas de influência das lajes sobre as paredes, originada pelas linhas de ruptura. A NBR 6118:2014 – *Projeto de Estruturas de Concreto - Procedimento* indica que para lajes maciças retangulares, quando a análise plástica não for efetuada, as charneiras podem ser aproximadas por retas inclinadas, a partir dos vértices, conforme os ângulos a seguir:

- $45^\circ$  entre dois apoios do mesmo tipo;
- $60^\circ$  a partir do apoio considerado engastado, se o outro lado for considerado simplesmente apoiado;
- $90^\circ$  a partir do apoio, quando a borda vizinha for livre.

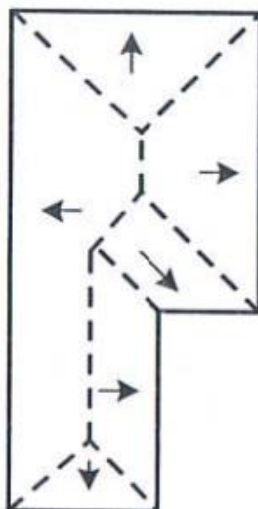
Figura 21 – Inclinação das linhas de ruptura para o cálculo de reação das lajes



Fonte: (ARAÚJO, 2014)

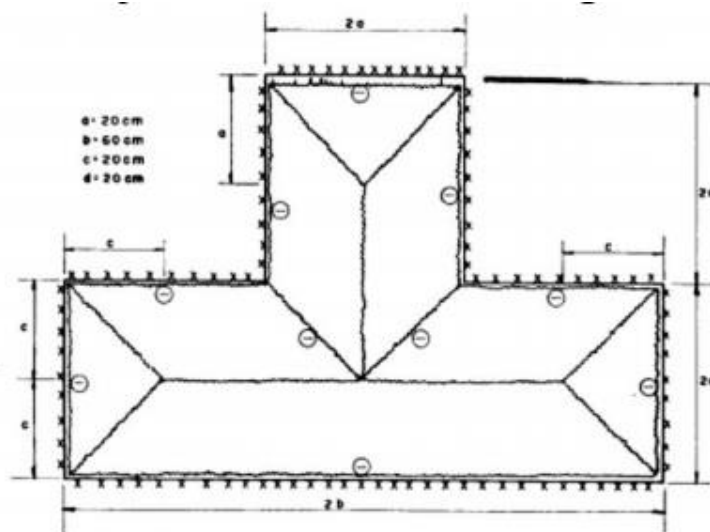
Segundo Araújo (2014), utilizando essas inclinações para as linhas de ruptura torna-se possível determinar as reações de apoio de lajes com formas irregulares (Figura 22). Em lajes com formato T, ensaios realizados por Pinheiro, 1980, confirmam a configuração das linhas de ruptura para esse tipo de estrutura irregular (Figura 23).

Figura 22 – Linhas de ruptura – Laje em L



Fonte: (ARAÚJO, 2014)

Figura 23 – Linhas de ruptura – Laje em T



Fonte: (PINHEIRO, 1980) -

([http://aquarius.ime.eb.br/~webde2/prof/ethomaz/telemaco/telemaco\\_edif.pdf](http://aquarius.ime.eb.br/~webde2/prof/ethomaz/telemaco/telemaco_edif.pdf). Acesso: Fevereiro, 2021)

#### 4.1.2. Peso Próprio das Paredes

O peso próprio das paredes é descarregado nas respectivas paredes do andar inferior. Para determinar o valor do peso próprio da parede, basta empregar a expressão a seguir:

$$P_p = \gamma \cdot e \cdot h$$

onde:

$P_p$  peso próprio da parede (por unidade de comprimento);

$\gamma$  peso específico do concreto armado;

$e$  espessura da parede;

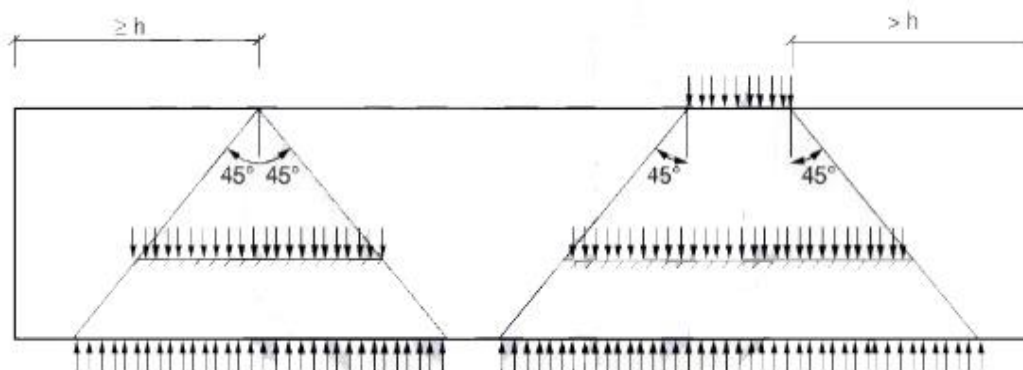
$h$  altura da parede.

#### 4.1.3. Espalhamento das cargas verticais

A NBR 16055:2012 preconiza que os carregamentos verticais atuam no plano médio da parede de concreto. As cargas gravitacionais são admitidas como linearmente distribuídas, podendo em certos casos, assumir um caminhamento inclinado no decorrer da parede estrutural, redistribuindo-se inclusive entre as paredes adjacentes com um ângulo limite de 45° para o caminhamento das cargas.

As situações em que as cargas assumem este caminhamento inclinado são quando dispostas de maneira concentrada ou parcialmente distribuídas sobre a parede de concreto. Assim, esses carregamentos podem ser repartidos uniformemente em seções horizontais limitados por um dos planos inclinados a 45° sobre a vertical e passando pelo ponto de aplicação da carga ou pelas extremidades da faixa de aplicação (ABNT, 2012).

Figura 24 – Cargas concentradas ou parcialmente distribuídas

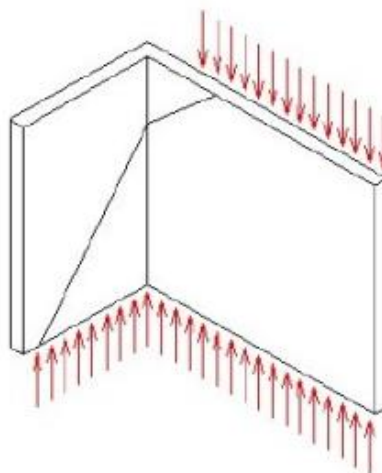


Fonte: ABNT NBR 16055:2012 – FIGURA 1 (Adaptada)

Em relação ao funcionamento estrutural, Wendler (2017) aponta que por conta de os painéis serem ligados entre si, através da aplicação de uma tela de aço entre as paredes de concreto (Figura 11), possibilita que as cargas se movimentem entre os painéis, assim, permitindo haver uma uniformização nos valores das cargas. Visando a menor diferença nas deformações entre painéis, os elementos contendo maiores carregamentos redistribuem parte desta aplicação para painéis menos carregados.

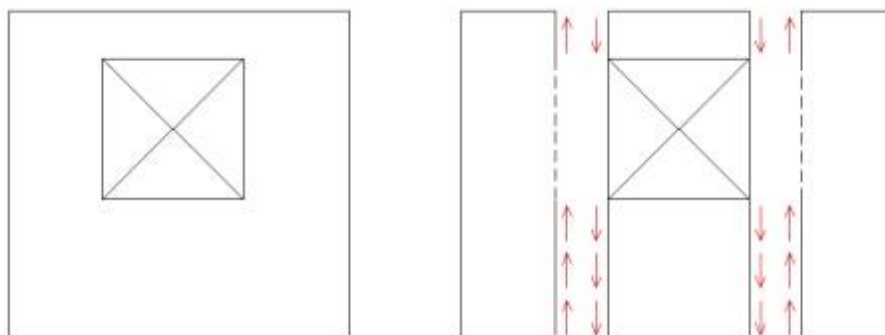
Logo, essa uniformização é responsável por diminuir a carga máxima em cada pavimento, sendo este valor encarregado por definir a resistência do material de todo andar, gerando economia no custo do sistema. A uniformização de cargas será total no conjunto de trechos adjacentes sem aberturas, denominados de subestruturas. Entre elas podem ocorrer interações pelos lintéis, trechos de painel sobre e sob as aberturas. Embora sejam de menor intensidade, estas interações entre lintéis e paredes também contribuem no espalhamento de cargas verticais, desde que a tensão de cisalhamento seja verificada na interface comum (BRAGUIM, 2013). Estas considerações adotadas definem o método de cálculo para as cargas verticais, incluindo peso próprio, revestimentos e sobrecargas acidentais, nas estruturas de painel (WENDLER, 2017).

Figura 25 – Espalhamento de cargas em paredes adjacentes



Fonte: (BRAGUIM, 2013)

Figura 26 – Forças de interação em regiões de aberturas



Fonte: (BRAGUIM, 2013)

#### 4.1.4. Procedimentos de distribuição das cargas verticais

Para obter as forças atuantes na base das paredes se faz necessário a utilização adequada de um processo de distribuição das cargas verticais. A escolha e emprego de um modelo de procedimento possibilita em uma análise apropriada dos resultados. Cada método tem suas vantagens, desvantagens e aplicações convenientes, nas quais serão apresentadas nos itens a seguir.

##### 4.1.4.1. Paredes Isoladas (PIS)

O procedimento de cálculo das Paredes Isoladas considera cada parede como elemento independente, ou seja, não há interação com os demais elementos de

parede da estrutura. Trata-se de um processo elementar e rápido, onde para encontrar a carga em uma parede, de um determinado nível, basta somar todas os carregamentos atuantes nesta mesma parede nos pavimentos acima do considerado.

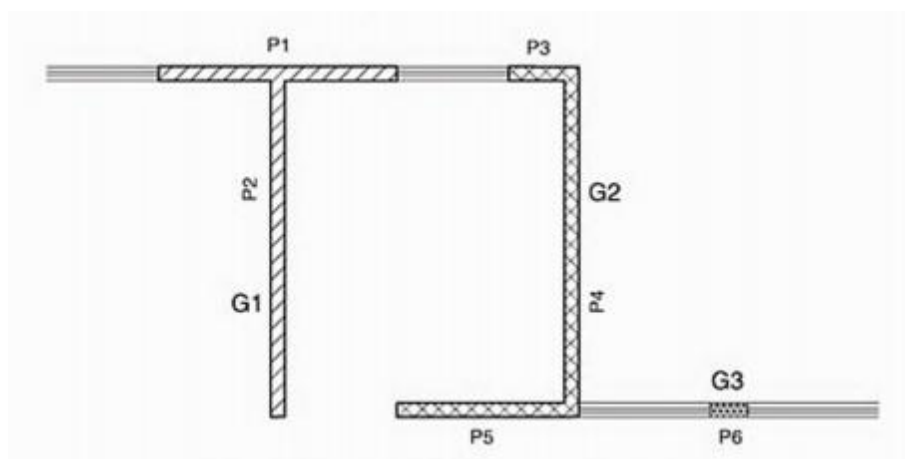
O método é considerado simples, tendo em vista a ausência da uniformização das cargas, nas quais resultam em paredes de concreto armado mais resistentes, ou seja, com maior espessura. Entretanto esta espessura maior é responsável por uma demanda maior de concreto, penalizando, assim, a economia do sistema.

Portanto, a vantagem do modelo está em sua simplicidade e velocidade de aplicação. No entanto, além de contribuir negativamente para a economia, há possibilidades de distorções de resultados nos carregamentos de parede, principalmente em edificações de maior porte. Por conta desta distorção, Corrêa e Ramalho (2003), recomenda o uso deste método (PIS) para edificações de pequeno porte, onde esses efeitos negativos são menos perceptíveis.

#### 4.1.4.2. Grupo de Paredes Isoladas (GIP)

Ao contrário do procedimento anterior, o Grupo de Paredes Isoladas são compostos por paredes que operam de forma solidária, todavia sem interação com outros grupos. De acordo com Corrêa e Ramalho (2003), os grupos são delimitados, em geral, pelas aberturas da edificação (portas e janelas), conforme Figura 27. Outra divergência em relação ao método PIS ocorre na consideração das cargas, sendo que neste modelo, Grupo de Paredes Isoladas, as cargas são totalmente uniformizadas em cada grupo, devido a interação entre as paredes interligadas, na qual é garantida pela adoção da armadura de ligação entre os elementos de parede. Contudo, o GIP desconsidera as forças de interação nas aberturas, nas quais limitam os grupos, definindo o trabalho isolado de cada conjunto.

Figura 27 – Exemplo de grupos de paredes definidos pelas aberturas existentes



Fonte: (CORRÊA; RAMALHO, 2003)

O Grupo de Paredes Isoladas é um procedimento bem aceito na literatura internacional. Segundo Sutherland (1968) *apud* Corrêa e Ramalho (2003), as áreas de contribuição das lajes são divididas em triângulos e trapézios, formadas pelas linhas de ruptura (charneiras plásticas), e distribuídas aos grupos de paredes. Ademais as evidências de uniformização das cargas verticais em grupos de parede foram indicadas por Stockbridge (1967) *apud* Corrêa e Ramalho (2003), responsável pela medição das deformações em paredes na base de um edifício de cinco pavimentos enquanto estava no processo de construção. Essas anotações apontaram que as cargas se uniformizavam à medida que os pavimentos eram acrescentados à edificação (CORRÊA; RAMALHO, 2003).

Este procedimento também é considerado simples de ser implementado, tendo em vista que todas as ações são homogeneizadas somando os carregamentos atuantes nos elementos de cada conjunto e redistribuídas uniformemente entre as paredes do grupo. Já para as ações nos vãos, estas são transferidas para os grupos adjacentes (OLIVEIRA, 2009). Assim, obtida a carga de um determinado pavimento, basta multiplicá-la pelo respectivo número de pavimentos encontrados acima do nível que se deseja verificar. O modelo ainda confere segurança e maior economia, tendo em vista a redistribuição das cargas nos grupos de paredes, resultando em carregamentos menores e conseqüentemente em paredes mais delgadas em relação ao método PIS.

Segundo Corrêa e Ramalho (2003), o GIP pode ser considerado um procedimento adequado para qualquer edificação, entretanto é fundamental garantir

a interação entre as paredes para correta aplicação do modelo. Capuzzo Neto (2000) *apud* Oliveira (2009) enunciou a expressão abaixo para aplicação do procedimento de Grupos de Paredes Isoladas.

$$q = \frac{\sum(q_{0i} \cdot l_i + P_i)}{\sum l_i}$$

onde:

$q$  ações homogeneizadas uniformemente distribuídas no nível considerado;

$q_{0i}$  ações uniformemente distribuídas nas paredes do grupo no nível considerado;

$l_i$  comprimento da parede  $i$  que constitui o grupo;

$P_i$  ações concentradas nas paredes do grupo no nível considerado.

#### 4.1.4.3. Modelo Pórtico Tridimensional (MPT)

O modelo numérico, Modelo Pórtico Tridimensional (MPT) permite a distribuição de cargas verticais e das ações horizontais. Deste modo, esse método será descrito no item 4.2, no qual faz referências as ações horizontais.

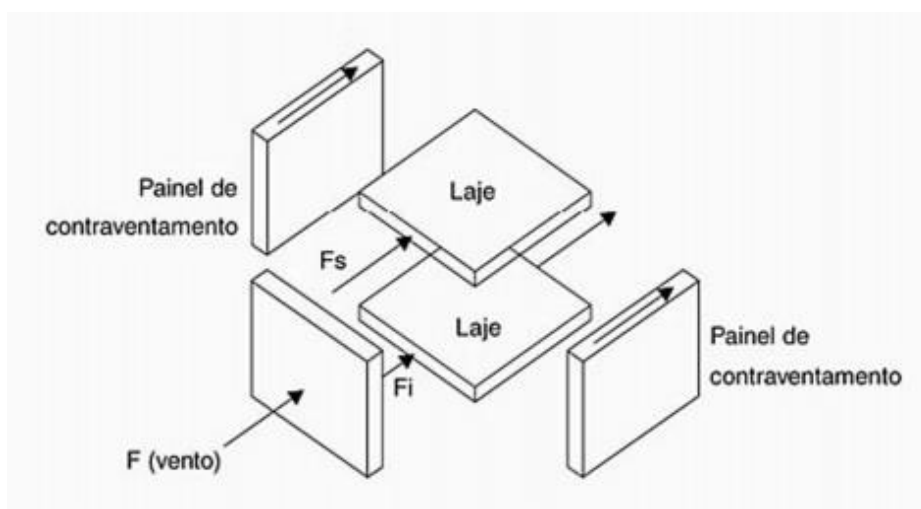
### 4.2. Ações horizontais

Corrêa e Ramalho (2003) sugerem que para o entendimento da distribuição das ações horizontais se faz necessário realizar considerações fundamentais, incluindo discussões sobre sistema de contraventamento, atuação da laje e, por fim, a simetria da estrutura.

O sistema de contraventamento é essencial para conferir segurança e estabilidade a qualquer edificação submetida a esforços horizontais, sendo definidos de acordo com o modelo estrutural adotado. Em estruturas reticuladas, usualmente adota-se pórticos e núcleos rígidos para esta função. Todavia em sistemas como Alvenaria Estrutural e Paredes de Concreto, o contraventamento é realizado pelos próprios conjuntos de painéis de parede. As lajes também contribuem para o contraventamento da estrutura global, sendo denominadas de estruturas horizontais de contraventamento (BRAGUIM, 2013).

A NBR 16055:2012 recomenda que os edifícios em Parede de Concreto devem ser contraventados para não ocorrer grandes deslocamentos relativos entre o topo e a base do edifício. Para haver esta condição, a laje é calculada como solidária às paredes resistentes e atua como diafragma rígido. A Figura 28 demonstra a distribuição da ação do vento em painéis de contraventamento.

Figura 28 – Atuação do vento e distribuição para os painéis de contraventamento

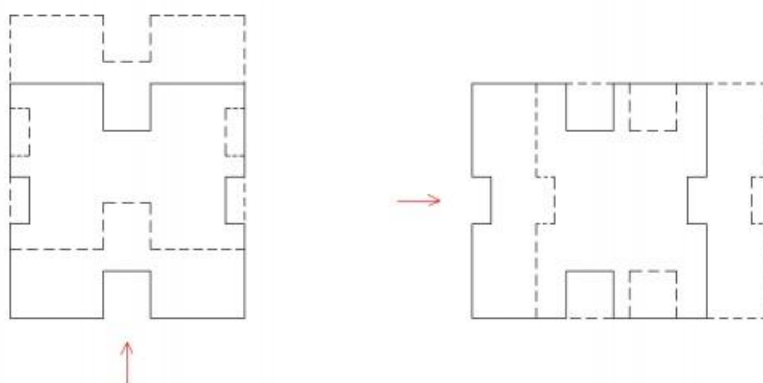


Fonte: (CORRÊA; RAMALHO, 2003)

Por fim, a simetria da estrutura de contraventamento trata-se de outro fator fundamental a ser considerado. Corrêa e Ramalho (2003) orientam que, sempre que possível, assimetrias significativas devem ser evitadas. As assimetrias da estrutura de contraventamento, juntamente com desigual distribuição das pressões do vento, aplicação de ações excêntricas e incidência oblíqua do vento são alguns dos princípios responsáveis por gerar o efeito de torção na edificação (BLESSMANN (1989) *apud* BRAGUIM (2013)).

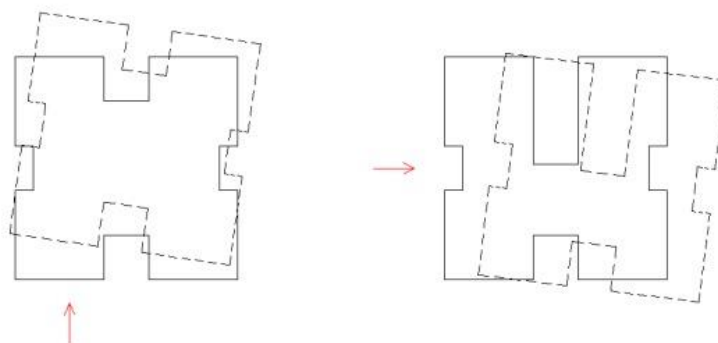
Neste estudo não foram considerados esforços de torção, tendo em vista que as plantas do edifício analisado possuem dupla simetria, com leve divergência exclusivamente na parte de circulação dos pavimentos, concebendo, praticamente, coincidência entre o centro geométrico e centro de torção da estrutura. Ademais as ações foram aplicadas nos eixos de simetria, portanto sem excentricidades (Figura 29). A normativa brasileira vigente de Paredes de Concreto preconiza que é necessário considerar, obrigatoriamente, as ações horizontais de vento e desaprumo, adotando aquela que proporcionar a situação mais desfavorável. Todavia Corrêa e Ramalho (2003) *apud* Nunes (2011) divergem da normativa e sugerem que os esforços de vento e desaprumo sejam somados e distribuídos entre os elementos que contraventam a estrutura, tendo em vista que não é possível evitar que o vento não atue em uma edificação fora do prumo.

Figura 29 – Simetria em planta e ações horizontais não excêntricas – Não há esforço de torção



Fonte: (BRAGUIM, 2013)

Figura 30 – Assimetria em planta e ações horizontais excêntricas – Há esforço de torção



Fonte: (BRAGUIM, 2013)

#### 4.2.1. Diafragma Rígido

Segundo Corrêa (1991) *apud* Braguim (2013), a simulação das lajes em concreto armado atuando como diafragma rígido em seu plano é razoável, desde que esses elementos não apresentem grandes aberturas ou o pavimento não contenha em planta dimensões muito desiguais.

Conforme Braguim (2013), as lajes agindo como diafragma rígido distribuem as ações horizontais entre as paredes de contraventamento, conforme suas rigidezes. Para garantir a ocorrência deste fenômeno, destaca-se que as interfaces horizontais entre paredes e lajes necessitam resistir às tensões de cisalhamento oriundas das ações horizontais. “Em todo caso, lajes moldadas in loco são mais adequadas quando existe a necessidade de se considerar a existência de um diafragma.” (CORRÊA; RAMALHO, 2003).

É possível observar que as lajes são flexíveis em relação a sua direção normal, sendo imprescindíveis sua análise e verificação estrutural (BRAGUIM, 2013). Todavia, este trabalho não possui o objetivo de analisar o comportamento estrutural das lajes, mas sim utilizar a hipótese de diafragma rígido para distribuição das ações horizontais da estrutura, seja para o modelo com ou sem interações entre paredes de concreto.

#### 4.2.2. Vento

De acordo a NBR 16055:2012, a consideração da ação do vento em uma edificação em paredes de concreto necessita seguir as indicações da ABNT NBR 6123:1988 – *Forças devidas ao vento em edificações*. A NBR 6123:1988 possibilita modificar as pressões de vento, incidentes perpendicularmente nas paredes do edifício, por forças estáticas, através da expressão abaixo:

$$v_k = v_0 \cdot S_1 \cdot S_2 \cdot S_3$$

sendo:

$v_k$       velocidade característica do vento (m/s);

$v_0$       velocidade básica do vento (m/s);

$S_1$  fator topográfico;

$S_2$  fator de rugosidade;

$S_3$  fator estatístico.

As variáveis  $S_1$ ,  $S_2$  e  $S_3$  podem ser determinadas através dos gráficos e tabelas dispostos na NBR 6123:1988, na qual consideram propriedades topográficas do terreno e características da edificação, tanto dimensões quanto utilização.

Obtida a velocidade característica, é possível calcular a pressão dinâmica do vento de acordo com a equação abaixo:

$$q_{vento} = 0,613 \cdot v_k^2$$

onde:

$q_{vento}$  pressão dinâmica do vento (N/m<sup>2</sup>);

$v_k$  velocidade característica do vento (m/s).

Conseqüentemente a força de arrasto, na qual é componente da força global do vento sobre uma edificação é definida por:

$$F_a = C_a \cdot q_{vento} \cdot A_e$$

onde:

$F_a$  força de arrasto na direção do vento;

$C_a$  coeficiente de arrasto conforme direção do vento;

$q_{vento}$  pressão dinâmica do vento (N/m<sup>2</sup>);

$A_e$  área frontal efetiva sobre um plano perpendicular à direção do vento.

O coeficiente de arrasto é determinado através de relações entre as dimensões em planta e altura da edificação, conforme ábaco da normativa vigente (Figura 4).

#### 4.2.3. Desaprumo

O desaprumo pode ser considerado como forças horizontais atuando na estrutura equivalente aos deslocamentos oriundos de excentricidades originadas durante a construção da edificação. Conforme indica a NBR 16055:2012, para edifícios de múltiplos andares, é necessário considerar um desaprumo global através do ângulo de desaprumo  $\theta$ , de acordo com a expressão a seguir:

$$\theta = \frac{1}{170\sqrt{H}}$$

onde:

$\theta$  ângulo de desaprumo, em radianos;

$H$  altura da edificação, em metros.

Logo, definido o ângulo de desaprumo, permite-se determinar a ação horizontal equivalente, a ser aplicada ao nível de cada pavimento, conforme equação abaixo:

$$F_d = \Delta P \cdot \theta$$

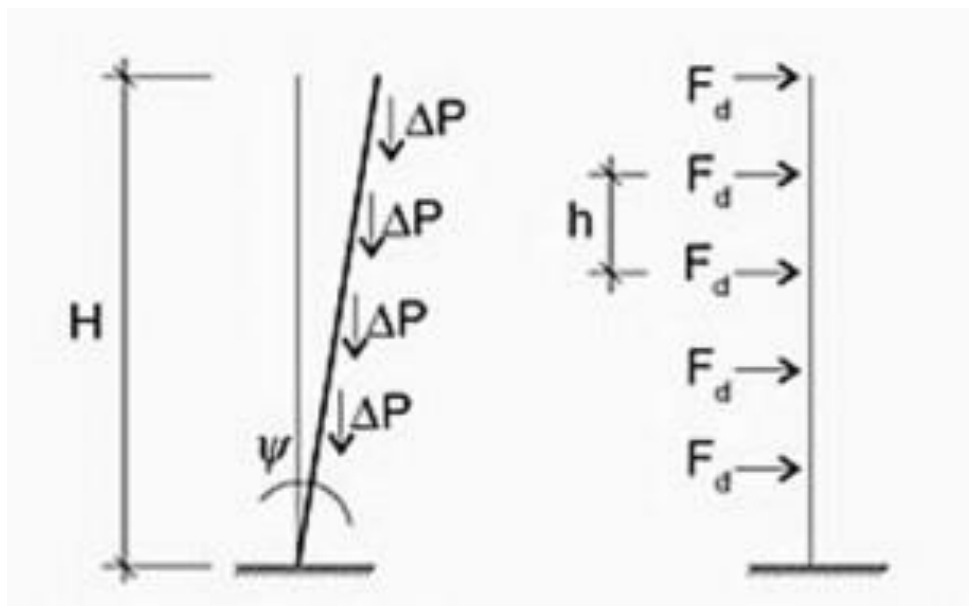
sendo:

$F_d$  força horizontal equivalente ao desaprumo.

$\Delta P$  peso total do pavimento considerado;

$\theta$  ângulo de desaprumo, em radianos.

Figura 31 – Ação horizontal equivalente para consideração do desaprumo



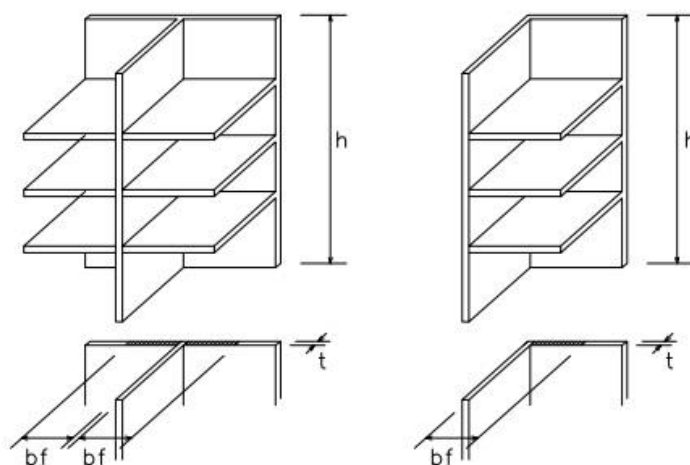
Fonte: (CORRÊA; RAMALHO, 2003)

#### 4.2.4. Procedimentos de distribuição das cargas horizontais

Conforme citado anteriormente, as ações horizontais são distribuídas às paredes de contraventamento da edificação pelas lajes, proporcionalmente à rigidez de cada painel. A NBR 16868-1:2020 – *Alvenaria Estrutural – Parte 1: Projeto*, recomenda a contribuição das abas ou flanges para consideração das rigidezes dos painéis apenas em paredes com amarração direta.

A adoção das abas proporciona diversas vantagens ao sistema, entre elas a redução de tensões nas paredes e a diminuição dos deslocamentos das lajes, pois as abas, em vãos usuais de edifícios residenciais, dobram as inércias dos painéis, consequentemente reduzindo pela metade as tensões resultantes das análises. Caso não seja considerada os flanges na avaliação, pode resultar com que os painéis tenham sua rigidez subestimada ou superestimada, gerando uma incorreta distribuição das ações (ACCETTI, 1998). Conforme a normativa NBR 16868-1:2020, o comprimento efetivo da aba em painéis de contraventamento deve obedecer ao limite de  $b_f \leq 6t$ .

Figura 32 – Definição de abas ou flanges



Fonte: (ACCETTI, 1998)

Por conta de o edifício em estudo possuir contraventamentos simétricos em relação à atuação do vento no qual se deseja analisar, Corrêa e Ramalho (2003) preconizam que através desta condição, haverá exclusivamente translação dos pavimentos (Figura 29).

#### 4.2.4.1. Paredes Isoladas

De acordo com Corrêa e Ramalho (2003), o procedimento de Paredes Isoladas considera que a existência de uma abertura separe as paredes adjacentes. Para a distribuição das ações horizontais, o modelo caracteriza-se como simples e eficiente, sobretudo em casos de ações que atuem nos eixos de simetria. Assim, basta realizar a compatibilização dos deslocamentos dos diversos painéis para se encontrar o quinhão de carga correspondente em cada um.

Segundo Accetti (1998), a aplicação do processo consiste em determinar a rigidez relativa de cada painel, posteriormente a ação atuante em cada um deles, e conseqüentemente os momentos fletores. Por fim, com os momentos fletores definidos, calculam-se as tensões normais atuantes.

Cada painel assume um carregamento proporcional à sua rigidez, ou para painéis de rigidez constante ao longo da altura, simplesmente proporcional ao seu momento de inércia (CORRÊA; RAMALHO, 2003). Logo, pode-se obter a soma de todas as inércias, conforme equação abaixo:

$$\sum I = I_1 + I_2 + I_3 + \dots + I_n$$

Portanto, a rigidez relativa de cada painel, será:

$$R_i = \frac{I_i}{\sum I}$$

Então, calcula-se a ação sobre cada painel:

$$F_i = F_{tot} \times R_i$$

sendo:

$F_{tot}$  ação total em um determinado pavimento

Após definir as ações ao nível de cada pavimento, calculam-se os momentos fletores com intuito de determinar as tensões devidas a estes esforços, utilizando a expressão tradicional da resistência dos materiais:

$$\sigma = \frac{M}{W}$$

sendo:

$M$  momento fletor atuante na parede;

$W$  módulo de resistência a flexão ( $W = I/y_{máx}$ ).

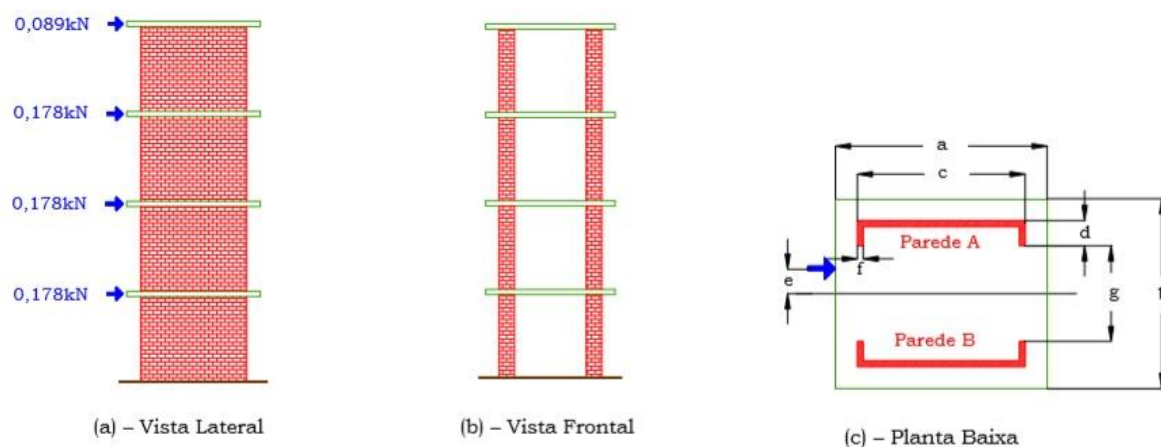
#### 4.2.4.2. Modelo Pórtico Tridimensional (MPT)

O Modelo Pórtico Tridimensional, denominado por Nascimento Neto (1999), trata-se de uma adaptação do modelo proposto por Yagui, em 1971, no qual ocorre a discretização de núcleos rígidos em elementos de barra travados horizontalmente pelas lajes, atuando como diafragma rígido (BRAGUIM, 2013).

Deste modo, Nascimento Neto (1999) utilizou os estudos experimentais de

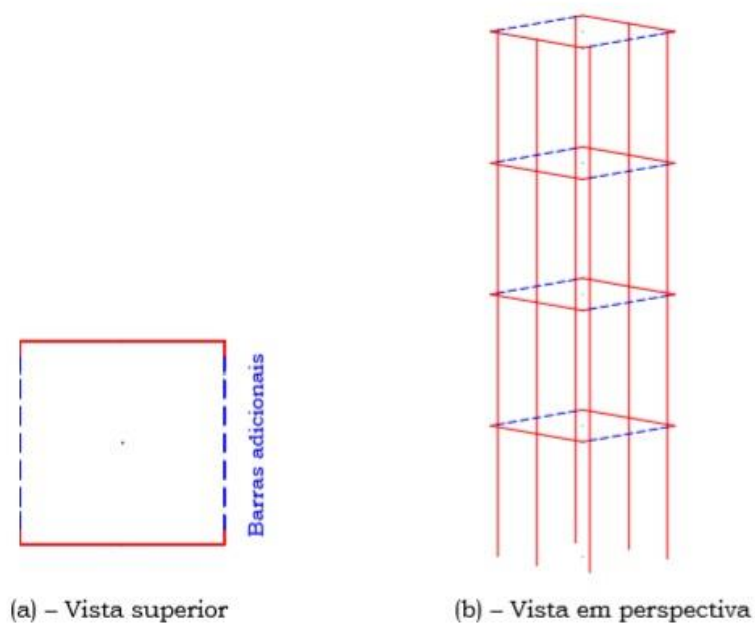
Kalita e Hendry (1970) e Keskin (1974) em escala reduzida para validar o MPT. Por meio de comparações de resultados entre o MPT, modelos numéricos e o modelo experimental, Nascimento Neto (1999) afirma que por conta da boa aproximação entre os resultados dos modelos supracitados conferem validade ao MPT, sendo possível sua aplicação na modelagem de edifícios em Alvenaria Estrutural.

Figura 33 – Modelo reduzido ensaiado por Kalita e Hendry (1970)



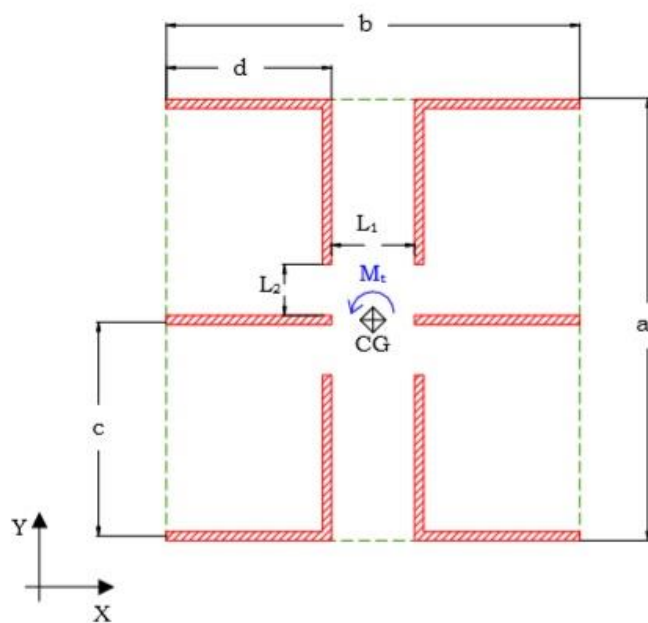
Fonte: (NASCIMENTO NETO, 1999)

Figura 34 – MPT do modelo reduzido de Kalita e Hendry (1970)



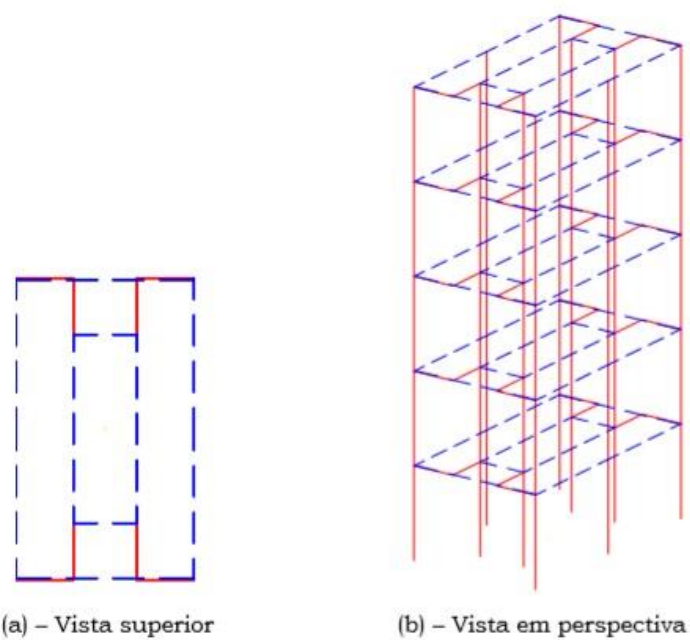
Fonte: (NASCIMENTO NETO, 1999)

Figura 35 – Planta baixa do modelo reduzido de Keskin (1974)



Fonte: (NASCIMENTO NETO, 1999)

Figura 36 – MPT do modelo reduzido de Keskin (1974)



(a) – Vista superior

(b) – Vista em perspectiva

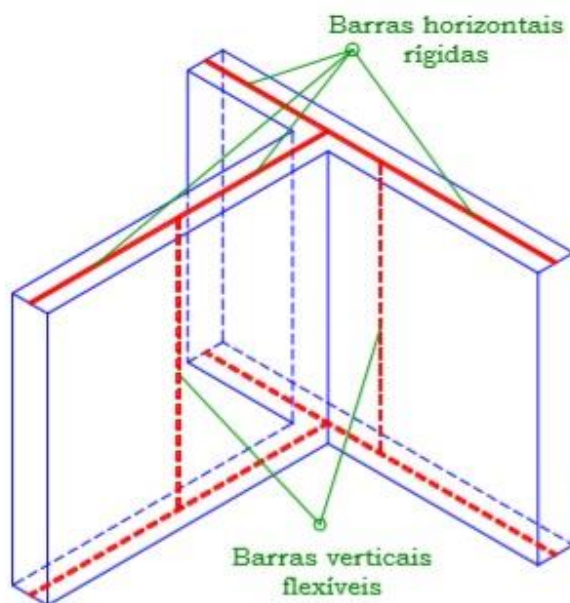
Fonte: (NASCIMENTO NETO, 1999)

Ao contrário do modelo proposto por Yagui (1970), o MPT considera a rigidez à flexão na direção da menor inércia da parede, por conta de ser modelada por barras tridimensionais com seis graus de liberdade em cada extremidade (BRAGUIM, 2013). No entanto, a disposição e diversas características das barras do Modelo Pórtico Tridimensional são equivalentes ao modelo de Yagui, nas quais serão listadas a seguir:

- A barra flexível vertical é posicionada no eixo vertical da parede, contendo características elásticas e geométricas do segmento de parede que substitui (BRAGUIM, 2013);
- É considerada, além da deformação por flexão, a deformação por cisalhamento nas barras flexíveis (BRAGUIM, 2013);
- As barras rígidas horizontais são dispostas ao nível do pavimento e ligam as extremidades das paredes à barra flexível vertical (BRAGUIM, 2013);
- Os nós de extremidade das barras rígidas horizontais são articulados, com exceção quando a extremidade é conectada à um lintel ou à outra barra rígida horizontal colinear. O nó comum à barra flexível vertical é contínuo (BRAGUIM, 2013);
- As barras rígidas horizontais têm rigidez infinita à flexão no plano e simulam o comprimento das paredes e a interação entre elas (BRAGUIM, 2013).

Segundo a NBR 16055:2012, a parede do sistema estrutural de contraventamento pode ser representada por elemento linear, desde que considere, além da deformação por flexão, a deformação por cisalhamento. As barras horizontais são rígidas, assim tal deformação não é considerada nesses elementos.

Figura 37 – Modelo Pórtico Tridimensional (MPT)

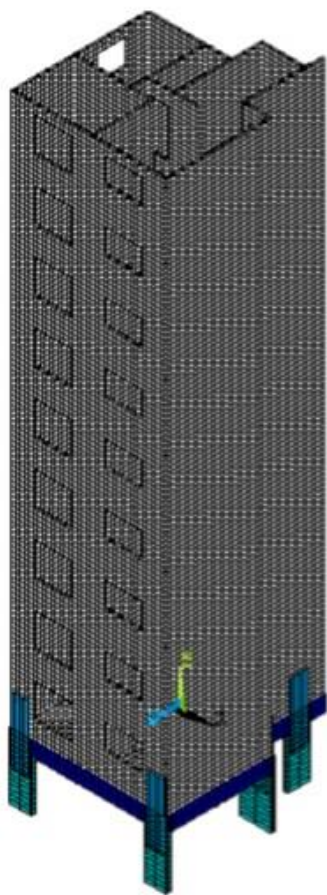


Fonte: (NASCIMENTO NETO, 1999)

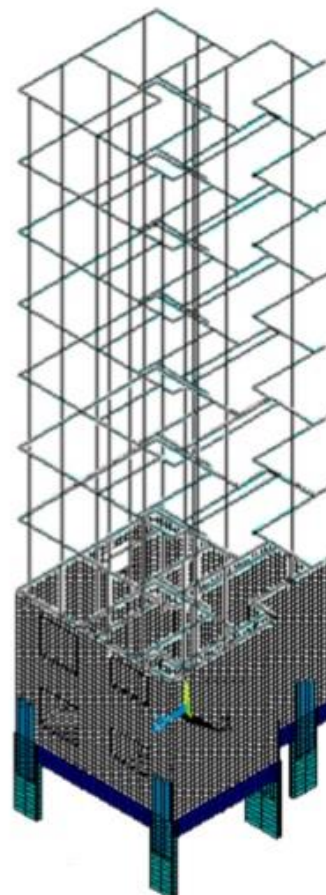
Após Nascimento Neto (1999) validar o Modelo Pórtico Tridimensional e aplicá-lo em edifícios de Alvenaria Estrutural, Nunes (2011) utilizou o mesmo modelo, porém para estruturas em Paredes de Concreto, realizando a análise de uma edificação residencial multifamiliar de dez pavimentos, sendo o primeiro pavimento composto por pilotis e os demais somente por paredes e lajes. No estudo de Nunes (2011) foi adotado o Modelo em Elementos Finitos como referência, nos quais os elementos do pilotis foram discretizados em barras e os pavimentos restantes em casca plana. Já no modelo básico a estrutura foi discretizada até o terceiro pavimento conforme o modelo referência e os demais pavimentos em elementos de barra, conforme MPT.

Por fim, após a análise dos resultados, Nunes (2011) concluiu que há muitas semelhanças entre os modelos Pórtico Tridimensional e Elementos Finitos, quando obtidos a partir da combinação de carregamentos verticais e ações horizontais.

Figura 38 – MPT do edifício estudado por Nunes (2011)



I) Modelo referência



II) Modelo Básico

Fonte: (NUNES, 2011)

## 5. METODOLOGIA

Para a análise e comparação dos esforços solicitantes na estrutura, visando analisar a influência das vinculações laterais, foram realizados dois estudos de caso distintos.

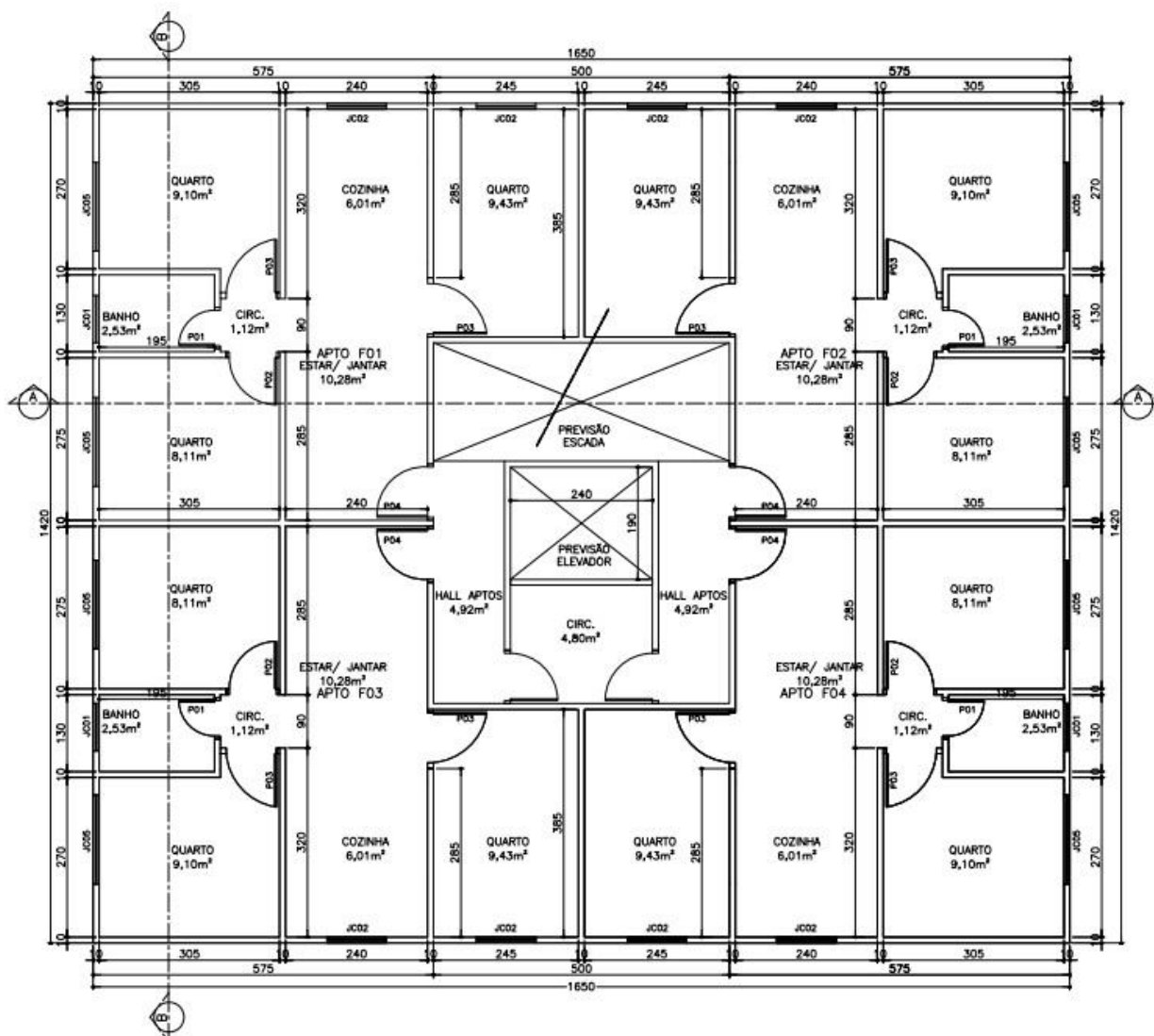
A primeira análise, denominada de Estudo 01, foram empregados os modelos de cálculo com e sem interação entre as paredes para a distribuição de esforços verticais e ações horizontais em uma estrutura de 5 pavimentos (Figura 39). Para o primeiro caso foi utilizado o modelo PIS para distribuição dos esforços verticais e o método de Paredes Isoladas, sem contribuição das abas, para distribuição das ações horizontais. O segundo caso adotou-se o GIP e o modelo de Paredes Isoladas com abas, para distribuição dos carregamentos verticais e horizontais, respectivamente. Com os resultados dos dois casos obtidos, calculou-se a tensão solicitante em cada parede de concreto do primeiro pavimento (nível da fundação), pretendendo comparar os casos e avaliar a influência do modelo de cálculo que adota a interação entre paredes perante o método sem interações.

Já o Estudo 02 comparou os esforços solicitantes, devido apenas ao carregamento vertical, para os três métodos diferentes (PIS, GIP e MPT). A estrutura utilizada para este estudo foi adaptada do Estudo 01, realizando os ajustes necessários, descritos em 5.6.1.2. Por fim, houve a variação de pavimentos da edificação (1, 3 e 5 pavimentos) com objetivo de avaliar o comportamento da distribuição dos esforços verticais e a influência das vinculações entre elementos de parede à medida que se acrescenta altura a estrutura.

### 5.1. Projeto Arquitetônico

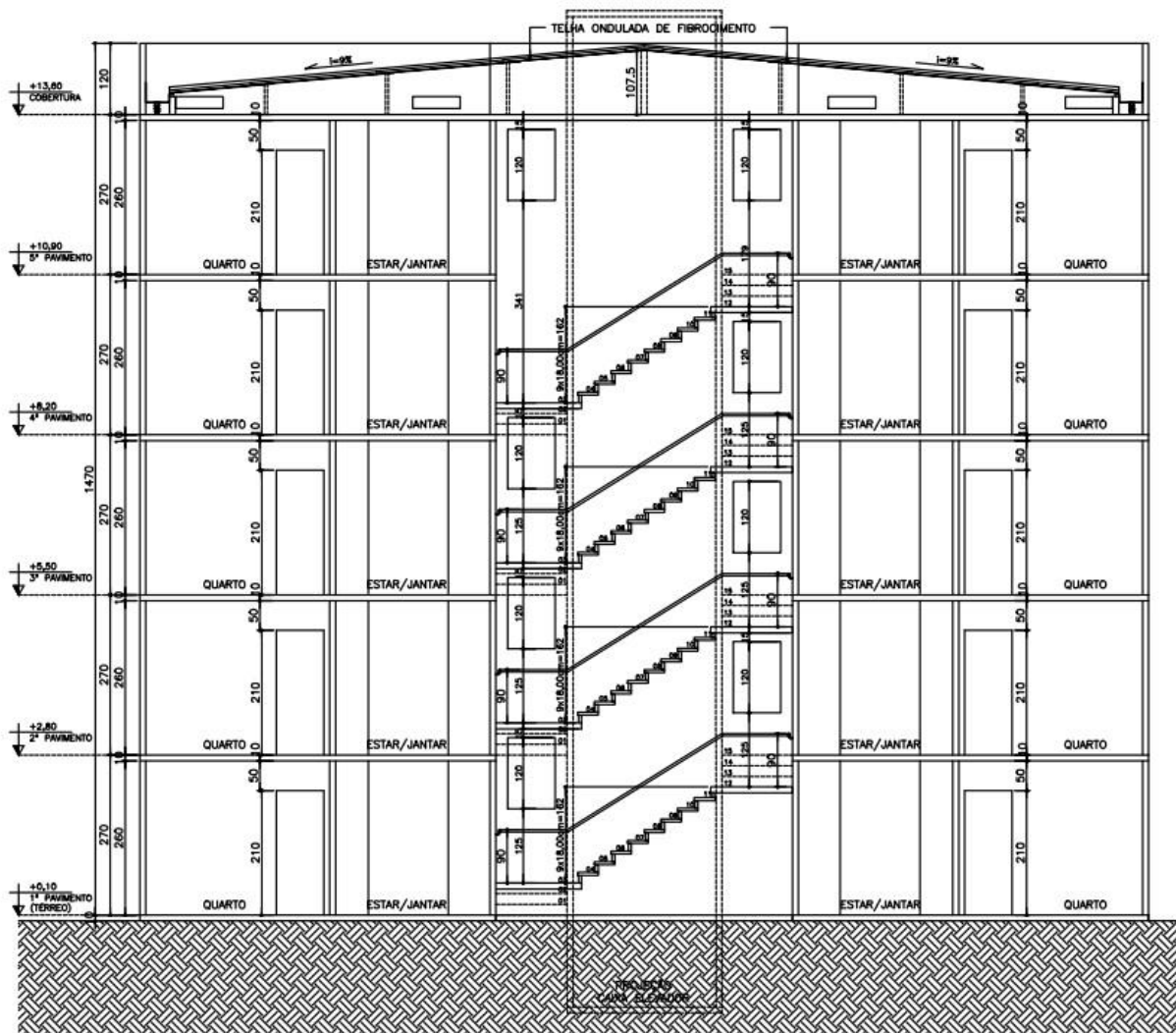
O projeto arquitetônico utilizado para o estudo foi fornecido por um escritório de cálculo da região, todavia modificaram-se alguns pontos com intuito de simplificar as modelagens numéricas. A arquitetura expõe requisitos para potencializar as vantagens do sistema em Paredes de Concreto, como simetria e a modulação das dimensões. Tanto o térreo quanto o pavimento tipo possuem quatro apartamentos de três dormitórios cada, com pé direito de 2,60 metros. Já a cobertura dispõe de uma platibanda e telhado com telhas onduladas de fibrocimento, os quais foram desconsiderados para cálculo.

Figura 39 – Planta baixa – Pavimento Tipo (Adaptado)



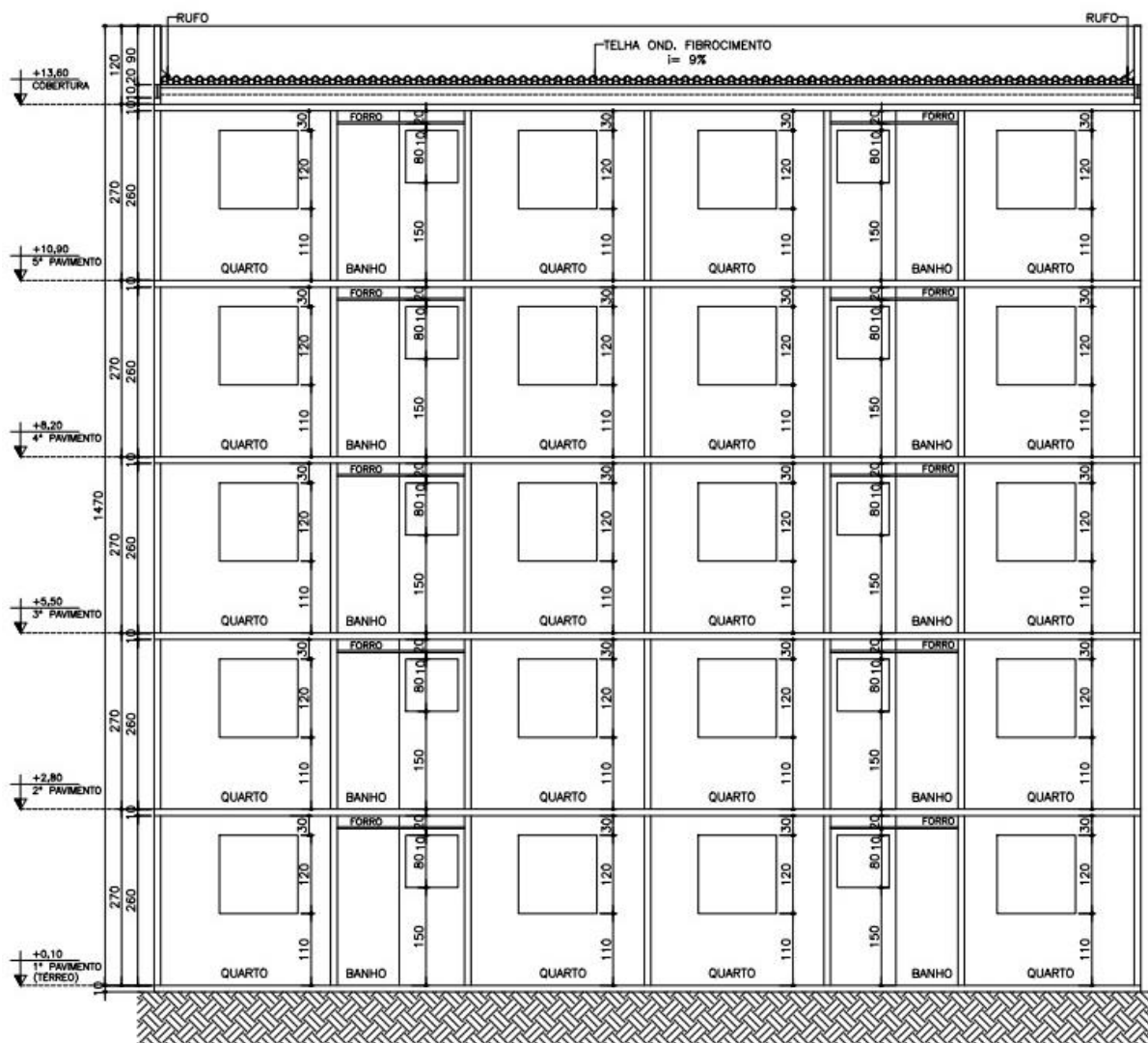
Fonte: ACERVO TÉCNICO – RKS ENGENHARIA DE ESTRUTURAS (2020)

Figura 40 – Corte A-A



Fonte: ACERVO TÉCNICO – RKS ENGENHARIA DE ESTRUTURAS (2020)

Figura 41 – Corte B-B



Fonte: ACERVO TÉCNICO – RKS ENGENHARIA DE ESTRUTURAS (2020)

## 5.2. Elementos Estruturais

As paredes de concreto são denominadas em Paredes Horizontais e Paredes Verticais, com sua respectiva numeração, iniciando da esquerda para direita e de baixo para cima (PHxx e PVyy). Ademais, a espessura dos elementos de parede é de 10 cm, mínimo exigido pela NBR 16055:2012 para edificações de características apresentadas anteriormente.

Para as lajes maciças de concreto armado, sua espessura nos apartamentos é de 10 cm, no entanto para área de circulação a espessura adotada é de 13 cm. O modelo de cálculo para determinar o carregamento nas paredes, proveniente da ação das lajes, é o método das linhas de ruptura, ou Charneiras Plásticas (Figura 21).

O concreto, considerado como material isotrópico, para dimensionar esta estrutura possui resistência característica a compressão ( $f_{ck}$ ) de 25 MPa, com módulo de elasticidade secante ( $E_{cs}$ ) igual a 2400000 tf/m<sup>2</sup>, coeficiente de Poisson ( $\nu$ ) de 0,2 e peso específico ( $\gamma$ ) no valor de 2,5 tf/m<sup>3</sup>.

### 5.3. Cargas Verticais

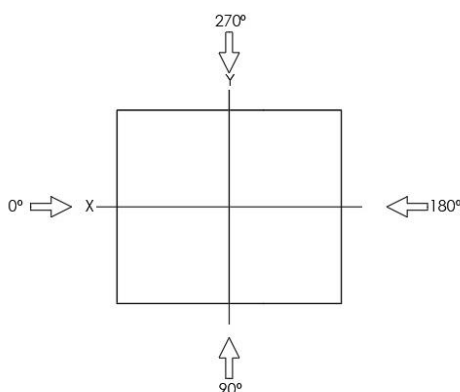
As cargas verticais adotadas subdividem-se em permanentes (soma do peso próprio da estrutura com as cargas de revestimento das lajes) e acidentais (sobrecarga das lajes) conforme NBR 6120:2019. Portanto, foram consideradas as seguintes cargas verticais:

- Peso próprio dos elementos estruturais:  $\gamma = 2,5 \text{ tf/m}^3$ ;
- Revestimento das lajes:  $g_L = 0,10 \text{ tf/m}^2$ ;
- Carga acidental nas lajes (circulação):  $q_{L1} = 0,30 \text{ tf/m}^2$ ;
- Carga acidental nas lajes (apartamento)  $q_{L2} = 0,15 \text{ tf/m}^2$ .

### 5.4. Ações Horizontais

Foram adotadas as ações horizontais devido ao vento ou desaprumo, seguindo as direções e sentidos de acordo com a Figura 42. Conforme NBR 16055:2012, foi utilizada a ação horizontal que proporcionar situação mais desfavorável a estrutura. Como dito anteriormente, não se considerou excentricidades tanto para aplicação do vento quanto para o desaprumo.

Figura 42 – Direção e sentido das ações horizontais



Fonte: Autor

Para calcular a velocidade característica do vento ( $v_k$ ) necessita-se determinar as variáveis da fórmula,  $v_0$ ,  $S_1$ ,  $S_2$  e  $S_3$ .

- Região da grande Florianópolis:  $v_0 = 43 \text{ m/s}$ ;
- Terreno plano ou fracamente acidentado:  $S_1 = 1,0$ ;
- Categoria III e Classe A  $S_2 = \text{Variável}$ ;
- Edificações residencial multifamiliar  $S_3 = 1,0$ .

A Tabela 2 exibe os valores dos parâmetros para o cálculo da força de arrasto dos ventos nas direções X e Y.

Tabela 2 – Parâmetros para cálculo da força de arrasto

Lx	16,50 m
Ly	14,20 m
H	13,50 m
v0	43 m/s
Categoria	III
Classe	A
S1	1,0
S2	Variável
S3	1,0
Ca,x	1,07
Ca,y	1,12

Fonte: Autor

Após obter os valores acima, foi possível calcular as forças de arrasto do vento por pavimento, em função da variável  $S_2$ , da velocidade  $v_k$ , da pressão  $q_{vento}$  e dos demais parâmetros definidos.

Tabela 3 – Força de Arrasto – Eixo X

Força de Arrasto - Eixo X					
Pav	S2	Vk (m/s)	q (kN/m <sup>2</sup> )	Fa (kN)	Fa (tf)
1	0,88	37,8	0,88	36,01	<b>3,60</b>
2	0,89	38,1	0,89	36,42	<b>3,64</b>
3	0,92	39,4	0,95	39,10	<b>3,91</b>
4	0,95	40,7	1,01	41,61	<b>4,16</b>
5	0,97	41,6	1,06	21,78	<b>2,18</b>

Fonte: Autor

Tabela 4 – Força de Arrasto – Eixo Y

Força de Arrasto - Eixo y					
Pav	S2	Vk (m/s)	q (kN/m <sup>2</sup> )	Fa (kN)	Fa (tf)
1	0,88	37,8	0,88	43,80	<b>4,38</b>
2	0,89	38,1	0,89	44,29	<b>4,43</b>
3	0,92	39,4	0,95	47,56	<b>4,76</b>
4	0,95	40,7	1,01	50,61	<b>5,06</b>
5	0,97	41,6	1,06	26,50	<b>2,65</b>

Fonte: Autor

Para determinar a ação do desaprumo foi necessário calcular o ângulo de desaprumo e o peso do pavimento do edifício em estudo. Esses dois valores foram obtidos utilizando as fórmulas indicadas no item 4.2.3 e seus resultados estão dispostos na tabela abaixo.

Tabela 5 – Desaprumo

Desaprumo					
Pav.	H (m)	$\Theta$ (rad)	$\Delta P$ (tf)	Fd,x (tf)	Fd,y (tf)
1	2,7	0,001601	190,67	0,31	0,31
2	5,4	0,001601	190,67	0,31	0,31
3	8,1	0,001601	190,67	0,31	0,31
4	10,8	0,001601	190,67	0,31	0,31
5	13,5	0,001601	190,67	0,31	0,31

Fonte: Autor

## 5.5. Estudo 01

Para o Estudo 01 foram utilizados os parâmetros e resultados expostos anteriormente para calcular os esforços solicitantes na estrutura de 5 pavimentos com planta indicada na Figura 39. Essa análise foi efetuada empregando os métodos de cálculo com e sem interações entre as paredes de concreto.

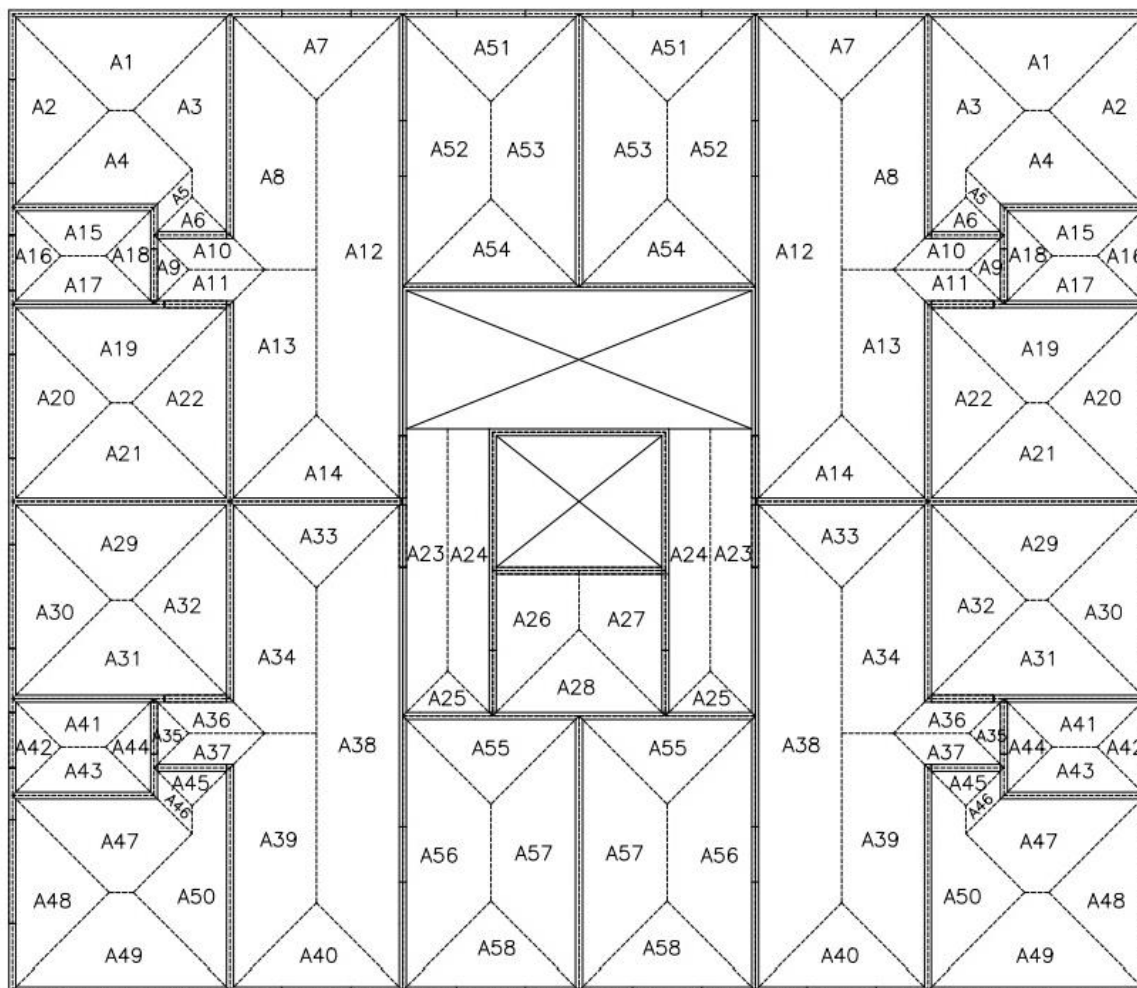
Os modelos de cálculo detalhados no Capítulo 4 foram aplicados no edifício em estudo para distribuição dos carregamentos atuantes. A seguir serão apresentadas as distribuições das ações verticais e horizontais levando em consideração as particularidades de cada método.

### 5.5.1. Modelo de cálculo sem interação entre paredes

Ao adotar o método sem interação entre paredes, por hipótese do modelo, cada parede determinada não interage com as demais conforme já descrito no item 4.1.4.1. A planta de formas (Figura 43) mostra a nomenclatura das paredes do edifício. Como o edifício possui dupla simetria as paredes estão definidas em somente metade da planta.



Figura 44 – Área de Influência das lajes sobre paredes e lintéis



Fonte: Autor

A Tabela 6 exibe as áreas de influência (AI) em  $m^2$  com seus respectivos valores de comprimento (L) em metros, carregamento permanente e acidental concentrados (G e Q) em tf, e, por fim, o carregamento total distribuído de cada área. Já a Tabela 7 mostra as cargas atuantes nos lintéis, determinando o peso próprio de cada elemento e os carregamentos permanentes e acidentais oriundos das lajes.

Tabela 6 – Área de Influência

ÁREA DE INFLUÊNCIA							
Laje	Id	AI (m <sup>2</sup> )	L (m)	G (tf)	Q (tf)	Ptot (tf)	P(tf/m)
L1	A1	2,45	3,15	0,86	0,37	1,23	0,39
	A2	1,96	2,80	0,69	0,29	0,98	0,35
	A3	2,18	3,20	0,76	0,33	1,09	0,34
	A4	2,15	2,05	0,75	0,32	1,08	0,52
	A5	0,22	0,40	0,08	0,03	0,11	0,28
	A6	0,30	1,10	0,11	0,05	0,15	0,14
L2	A7	1,56	2,50	0,55	0,23	0,78	0,31
	A8	3,72	3,20	1,30	0,56	1,86	0,58
	A9	0,25	1,00	0,09	0,04	0,13	0,13
	A10	0,55	1,10	0,19	0,08	0,28	0,25
	A11	0,55	1,10	0,19	0,08	0,28	0,25
	A12	7,25	7,05	2,54	1,09	3,63	0,51
	A13	3,28	2,85	1,15	0,49	1,64	0,58
	A14	1,56	2,50	0,55	0,23	0,78	0,31
L3	A15	0,94	2,05	0,33	0,14	0,47	0,23
	A16	0,49	1,40	0,17	0,07	0,25	0,18
	A17	0,94	2,05	0,33	0,14	0,47	0,23
	A18	0,49	1,40	0,17	0,07	0,25	0,18
L4	A19	2,46	3,15	0,86	0,37	1,23	0,39
	A20	2,03	2,85	0,71	0,30	1,02	0,36
	A21	2,46	3,15	0,86	0,37	1,23	0,39
	A22	2,03	2,85	0,71	0,30	1,02	0,36
L5	A23	2,49	4,15	1,06	0,75	1,81	0,44
	A24	2,49	4,15	1,06	0,75	1,81	0,44
	A25	0,42	1,30	0,18	0,13	0,30	0,23
	A26	1,84	2,10	0,78	0,55	1,33	0,64
	A27	1,84	2,10	0,78	0,55	1,33	0,64
	A28	1,56	2,50	0,66	0,47	1,13	0,45
L6	A29	2,46	3,15	0,86	0,37	1,23	0,39
	A30	2,03	2,85	0,71	0,30	1,02	0,36
	A31	2,46	3,15	0,86	0,37	1,23	0,39
	A32	2,03	2,85	0,71	0,30	1,02	0,36
L7	A33	1,56	2,50	0,55	0,23	0,78	0,31
	A34	3,28	2,85	1,15	0,49	1,64	0,58
	A35	0,25	1,00	0,09	0,04	0,13	0,13
	A36	0,55	1,10	0,19	0,08	0,28	0,25
	A37	0,55	1,10	0,19	0,08	0,28	0,25
	A38	7,25	7,05	2,54	1,09	3,63	0,51
	A39	3,72	3,20	1,30	0,56	1,86	0,58
	A40	1,56	2,50	0,55	0,23	0,78	0,31
L8	A41	0,94	2,05	0,33	0,14	0,47	0,23
	A42	0,49	1,40	0,17	0,07	0,25	0,18
	A43	0,94	2,05	0,33	0,14	0,47	0,23
	A44	0,49	1,40	0,17	0,07	0,25	0,18
L9	A45	0,30	1,10	0,11	0,05	0,15	0,14
	A46	0,22	0,40	0,08	0,03	0,11	0,28
	A47	2,15	2,05	0,75	0,32	1,08	0,52
	A48	1,96	2,80	0,69	0,29	0,98	0,35
	A49	2,45	3,15	0,86	0,37	1,23	0,39
	A50	2,18	3,20	0,76	0,33	1,09	0,34
L10	A51	1,63	2,55	0,57	0,24	0,82	0,32
	A52	3,41	3,95	1,19	0,51	1,71	0,43
	A53	3,41	3,95	1,19	0,51	1,71	0,43
	A54	1,63	2,55	0,57	0,24	0,82	0,32
L11	A55	1,63	2,55	0,57	0,24	0,82	0,32
	A56	3,41	3,95	1,19	0,51	1,71	0,43
	A57	3,41	3,95	1,19	0,51	1,71	0,43
	A58	1,63	2,55	0,57	0,24	0,82	0,32

Fonte: Autor

Tabela 7 – Lintéis

LINTÉIS								
ID	QNT	L (m)	h (m)	Pplint (tf)	AI	G (tf)	Q (tf)	Plint (tf)
LH01	4	1	1,4	0,35	A7	0,22	0,09	0,66
LH02	4	1	1,4	0,35	A51	0,22	0,10	0,67
LH03	4	1	0,5	0,13	A6 A10	0,27	0,12	0,51
LH04	4	0,9	0,5	0,11	A11 A19	0,42	0,18	0,71
LV01	4	1,5	1,4	0,53	A20	0,37	0,16	1,06
LV02	4	0,8	1,8	0,36	A16	0,10	0,04	0,50
LV03	4	1,5	1,4	0,53	A2	0,37	0,16	1,05
LV04	4	0,8	0,5	0,10	A9 A18	0,19	0,08	0,37
LV05	4	0,9	0,5	0,11	A12 A23	0,55	0,32	0,98
LV06	4	1	0,5	0,13	A12 A52	0,66	0,28	1,07
LV07	2	0,9	0,5	0,11	A24 A26	0,59	0,40	1,10

Fonte: Autor

Após obter os valores acima é possível calcular o carregamento vertical solicitante aplicando o método PIS. Por fim, a Tabela 8 demonstra o esforço em cada parede, sendo o mesmo determinado para 1 pavimento e para o nível da fundação, ou seja, para 5 pavimentos.

Tabela 8 – Carregamento Vertical – Paredes de Concreto (PIS)

PAREDES DE CONCRETO													
Id	Paredes			Lajes		Lintéis		Pavimentos					
	Qnt	L(m)	Pp 1 pav (tf)	AI	Ptot (tf)	Id	Ptot (tf)	G (tf/m) - 5ª Pav	Q (tf/m) - 5ª Pav	Nk (tf/m) - 5ª Pav	G (tf/m) - 1ª Pav	Q (tf/m) - 1ª Pav	Nk (tf/m) - 1ª Pav
PH01	2	3,90	2,54	A1 A7	1,23 0,23	LH01	0,33	0,98	0,12	1,11	4,92	0,62	5,54
PH02	2	1,5	0,98	A7 A51	0,23 0,24	LH01 LH02	0,32	1,25	0,16	1,41	6,26	0,79	7,05
PH03	1	1,55	1,01	A51 A51	0,25 0,25	LH02 LH02	0,32	1,24	0,16	1,40	6,22	0,79	7,01
PH04	2	2,05	1,33	A4 A15	1,08 0,47	-	0,00	1,18	0,23	1,40	5,89	1,13	7,02
PH05	1	5,1	3,32	A54 A54	1,63	-	-	0,87	0,10	0,97	4,37	0,48	4,85
PH06	2	2,2	1,43	A11 A17 A19	0,04 0,47 0,86	LH04 LV04	0,43	1,27	0,25	1,52	6,35	1,23	7,58
PH07	1	2,5	1,63	-	-	-	-	0,65	0	0,65	3,25	0	3,25
PH08	2	5,65	3,67	A14 A21 A29 A33	0,78 1,23 1,23 0,78	LV05 LV05	0,43	1,27	0,27	1,54	6,33	1,35	7,68

PH09	2	2,2	1,43	A36 A41 A31	0,04 0,47 0,86	LH04 LV04	0,43	1,27	0,25	1,52	6,35	1,23	7,58
PH10	1	5,1	3,32	A25 A25 A28 A55 A55	0,61	-	-	1,07	0,24	1,31	5,37	1,19	6,55
PH11	2	2,05	1,33	A43 A47	0,47 1,08	-	0,00	1,18	0,23	1,40	5,89	1,13	7,02
PH12	2	3,90	2,54	A49 A40	1,23 0,23	LH01	0,33	0,98	0,12	1,11	4,92	0,62	5,54
PH13	2	1,5	0,98	A40 A58	0,23 0,24	LH01 LH02	0,32	1,25	0,16	1,41	6,26	0,79	7,05
PH14	1	1,55	1,01	A58 A58	0,25 0,25	LH02 LH02	0,32	1,24	0,16	1,40	6,22	0,79	7,01
PV01	2	0,95	0,62	A48	0,33	LV03	0,26	1,36	0,19	1,55	6,82	0,94	7,76
PV02	2	0,7	0,46	A42 A48	0,06 0,12	LV02 LV03	0,33	1,80	0,22	2,02	8,99	1,11	10,10
PV03	2	0,95	0,62	A42 A30	0,04 0,25	LV01 LV02	0,34	1,58	0,20	1,78	7,90	0,99	8,90
PV04	2	1,3	0,85	A20 A30	0,23 0,23	LV01 LV01	0,53	1,59	0,23	1,82	7,95	1,15	9,10
PV05	2	0,95	0,62	A16 A20	0,04 0,25	LV01 LV02	0,34	1,58	0,20	1,78	7,90	0,99	8,90
PV06	2	0,7	0,46	A2 A16	0,12 0,06	LV02 LV03	0,33	1,80	0,22	2,02	8,99	1,11	10,10
PV07	2	0,95	0,62	A2	0,33	LV03	0,26	1,36	0,19	1,55	6,82	0,94	7,76
PV08	2	0,55	0,36	A46 A35 A44	0,11 0,02 0,10	LV04 LH03	0,33	1,56	0,30	1,86	7,78	1,50	9,28
PV09	2	0,55	0,36	A5 A9 A18	0,11 0,02 0,10	LV04 LH03	0,33	1,56	0,30	1,86	7,78	1,50	9,28
PV10	2	3,2	2,08	A39 A50	1,86 1,09	LH03	0,19	1,36	0,29	1,65	6,79	1,47	8,26
PV11	2	5,7	3,71	A13 A22 A32 A34	1,64 1,02 1,02 1,64	LH04 LH04	0,60	1,40	0,31	1,71	6,98	1,56	8,53
PV12	2	3,2	2,08	A3 A8	1,09 1,86	LH03	0,19	1,36	0,29	1,65	6,79	1,47	8,26
PV13	2	2,9	1,89	A38 A56	1,49 1,25	LV06	0,47	1,45	0,33	1,78	7,24	1,66	8,90
PV14	2	2,15	1,40	A23 A38	0,94 1,11	LV05	0,43	1,42	0,41	1,83	7,10	2,04	9,14
PV15	2	2,2	1,43	A12 A23	1,08 0,04	LV06 LV05	0,91	1,34	0,29	1,63	6,68	1,46	8,14
PV16	2	2,9	1,89	A12 A52	1,49 1,25	LV06	0,47	1,45	0,33	1,78	7,24	1,66	8,90
PV17	2	3,15	2,05	A24 A26	1,37 0,73	LV07	0,49	1,15	0,34	1,49	5,76	1,70	7,46
PV18	1	4	2,60	A57 A57	3,45	-	-	1,25	0,26	1,51	6,27	1,29	7,57
PV19	1	4	2,60	A53 A53	3,45	-	-	1,25	0,26	1,51	6,27	1,29	7,57

Fonte: Autor

### 5.5.1.2. Distribuição das ações horizontais

Como a análise deste modelo não considera a interação entre as paredes, para a distribuição das ações horizontais não foram consideradas as abas, conforme recomendação da normativa NBR 16868-1:2020 exposta no item 4.2.4. As Figuras 45 e 46 ilustram as definições dos painéis de contraventamento tanto para o vento em X,

quanto para o em Y.

Após definidos os painéis de contraventamento, foram calculadas suas respectivas rigidezes relativas e conseqüentemente o quinhão de força que cada painel absorve. Além destes dois valores também foi possível determinar a inércia, momento fletor e módulo de resistência a flexão, com intuito de calcular a tensão oriundas das ações horizontais em cada painel, conforme aponta o item 4.2.4.1. As Tabelas 9 e 10 indicam as rigidezes relativas e módulos de resistência a flexão dos painéis de contraventamento.

Figura 45 – Painéis de contraventamento (sem abas) – Vento em X

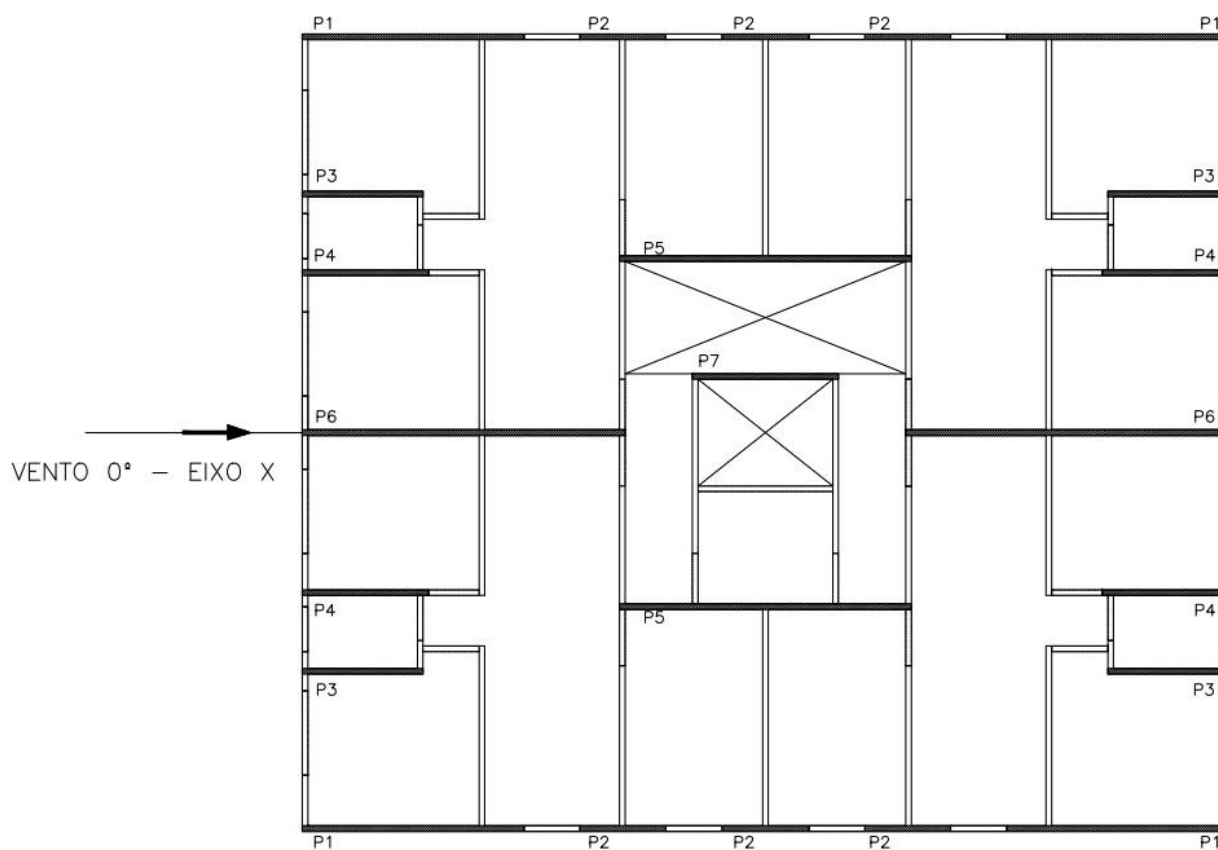
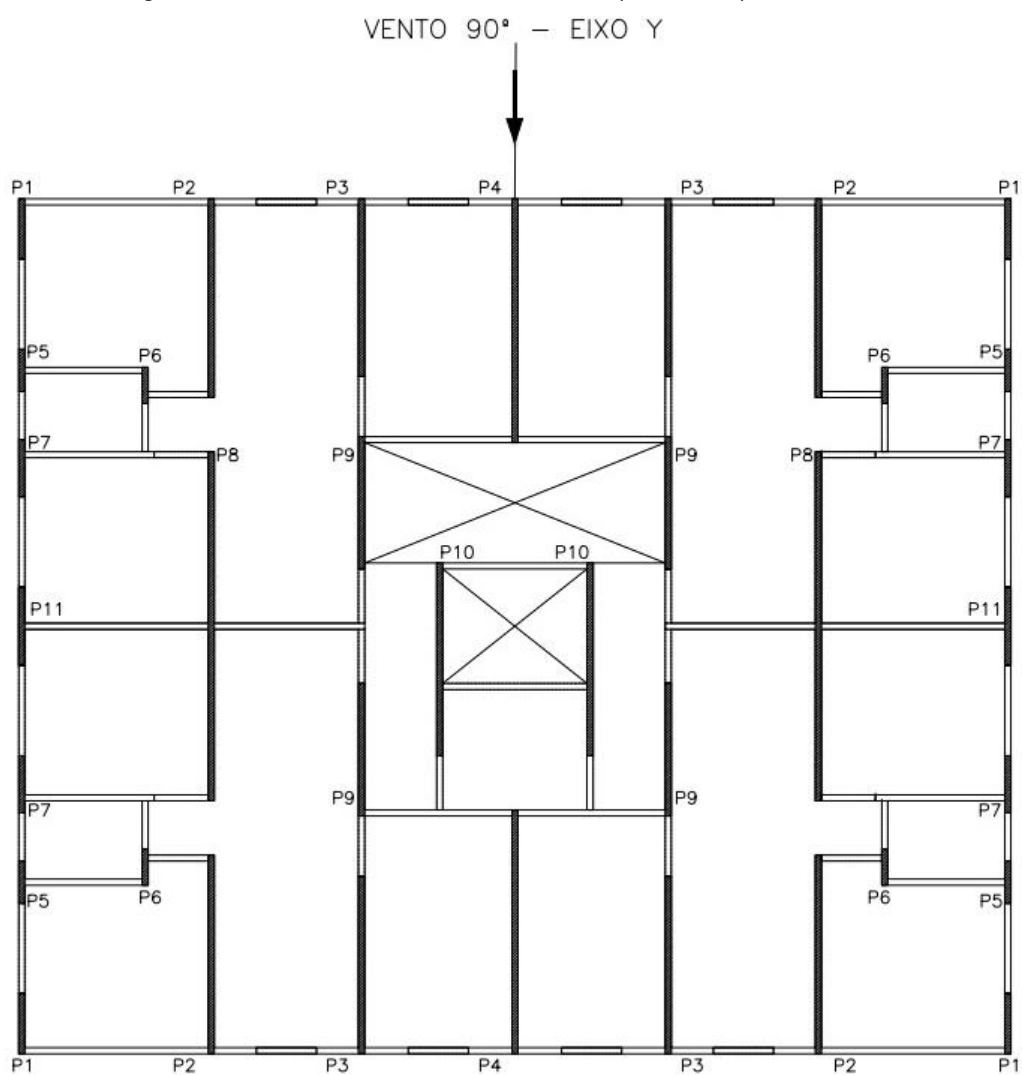


Figura 46 – Painéis de contraventamento (sem abas) – Vento em Y



Fonte: Autor

Tabela 9 – Painéis de Contraventamento – Eixo X

PAINÉIS CONTRAVENTAMENTO - X			
ID	QUANT	Ri	W (cm <sup>3</sup> )
P1	4	0,060	260041,7
P2	6	0,0038	37500,00
P3	4	0,010	77041,7
P4	4	0,011	84375,0
P5	2	0,136	450666,7
P6	2	0,184	551041,7
P7	1	0,017	112666,7

Fonte: Autor

Tabela 10 – Painéis de Contraventamento – Eixo Y

PAINÉIS CONTRAVENTAMENTO - Y			
ID	QUANT	Ri	W (cm³)
P1	4	0,0011	16666,67
P2	4	0,0403	181500,00
P3	4	0,0288	145041,67
P4	2	0,0745	273375,00
P5	4	0,0004	8166,67
P6	4	0,0002	6000,00
P7	4	0,0010	15041,67
P8	2	0,219	560666,67
P9	4	0,0119	80666,67
P10	2	0,0367	170666,67
P11	2	0,0025	28166,67

Fonte: Autor

As tabelas a seguir apresentam os valores das ações horizontais atuantes em cada painel devido a força de arrasto ( $F_a$ ) e a do desaprumo ( $F_d$ ). Os momentos obtidos no primeiro pavimento também foram avaliados para vento ( $M_{k1}$ ) e para desaprumo ( $M_{k2}$ ).

Os momentos foram obtidos considerando as paredes engastadas na base e livres no topo. Assim, o valor do momento fletor dos painéis na base de cada pavimento foi determinado empregando a equação a seguir.

$$M_{base} = M_{topo} \times F_i \times h$$

sendo:

- $M_{base}$  momento fletor na base do elemento;
- $M_{topo}$  momento fletor no topo do elemento;
- $F_i$  força devido as ações horizontais em cada painel;
- $h$  altura do pavimento;

Tabela 11 – Ação Horizontal – Painéis de Contraventamento – Eixo X

Ação Horizontal - Eixo X					
Painel	Pav	Fa (tf)	Fd (tf)	Mk1 (tf.m) (V)	Mk2 (tf.m) (D)
1	1	0,22	0,018	2,82	0,25
2	1	0,01	0,001	0,18	0,02
3	1	0,03	0,003	0,46	0,04
4	1	0,04	0,003	0,52	0,05
5	1	0,49	0,042	6,44	0,56
6	1	0,66	0,056	8,71	0,76
7	1	0,06	0,005	0,81	0,07

Fonte: Autor

Tabela 12 – Ação Horizontal – Painéis de Contraventamento – Eixo Y

Ação Horizontal - Eixo Y					
Painel	Pav	Fa (tf)	Fd (tf)	Mk1 (tf.m) (V)	Mk2 (tf.m) (D)
1	1	0,00	0,000	0,06	0,00
2	1	0,18	0,012	2,32	0,17
3	1	0,13	0,009	1,65	0,12
4	1	0,33	0,023	4,28	0,31
5	1	0,00	0,00	0,02	0,00
6	1	0,00	0,00	0,01	0,00
7	1	0,00	0,00	0,06	0,00
8	1	0,96	0,07	12,57	0,90
9	1	0,05	0,00	0,69	0,05
10	1	0,16	0,01	2,11	0,15
11	1	0,01	0,00	0,14	0,01

Fonte: Autor

### 5.5.1.3. Paredes de Concreto

Após a distribuição dos carregamentos verticais e das ações horizontais, a Tabela 13 exibe esses valores característicos para cada parede do 1º pavimento do prédio em estudo.

Tabela 13 – Esforços característicos – Paredes de Concreto (PIS)

PAREDES DE CONCRETO									
ID	AÇÃO VERTICAL - Nkv (tf/m)	AÇÃO HORIZONTAL - Nkh (tf) - VENTO		AÇÃO HORIZONTAL - Nkh (tf) - DESAPRUMO		AÇÃO HORIZONTAL - Mk (tf.m) - VENTO		AÇÃO HORIZONTAL - Mk (tf.m) - DESAPRUMO	
		EIXO X	EIXO Y	EIXO X	EIXO Y	EIXO X	EIXO Y	EIXO X	EIXO Y
1º PAVIMENTO									
PH01	5,54	0,22	-	0,02	-	2,82	-	0,25	-
PH02	7,05	0,01	-	0,00	-	0,18	-	0,02	-
PH03	7,01	0,01	-	0,00	-	0,18	-	0,02	-
PH04	7,02	0,03	-	0,00	-	0,46	-	0,04	-
PH05	4,85	0,49	-	0,04	-	6,44	-	0,56	-
PH06	7,58	0,04	-	0,00	-	0,52	-	0,05	-
PH07	3,25	0,06	-	0,01	-	0,81	-	0,07	-
PH08	7,68	0,66	-	0,06	-	8,71	-	0,76	-
PH09	7,58	0,04	-	0,00	-	0,52	-	0,05	-
PH10	6,55	0,49	-	0,04	-	6,44	-	0,56	-
PH11	7,02	0,03	-	0,00	-	0,46	-	0,04	-
PH12	5,54	0,22	-	0,02	-	2,82	-	0,25	-
PH13	7,05	0,01	-	0,00	-	0,18	-	0,02	-
PH14	7,01	0,01	-	0,00	-	0,18	-	0,02	-
PV01	7,76	-	0,00	-	0,00	-	0,06	-	0,00
PV02	10,10	-	0,00	-	0,00	-	0,02	-	0,00
PV03	8,90	-	0,00	-	0,00	-	0,06	-	0,00
PV04	9,10	-	0,01	-	0,00	-	0,14	-	0,01
PV05	8,90	-	0,00	-	0,00	-	0,06	-	0,00
PV06	10,10	-	0,00	-	0,00	-	0,02	-	0,00
PV07	7,76	-	0,00	-	0,00	-	0,06	-	0,00
PV08	9,28	-	0,00	-	0,00	-	0,01	-	0,00
PV09	9,28	-	0,00	-	0,00	-	0,01	-	0,00
PV10	8,26	-	0,18	-	0,01	-	2,32	-	0,17
PV11	8,53	-	0,96	-	0,07	-	12,57	-	0,90
PV12	8,26	-	0,18	-	0,01	-	2,32	-	0,17
PV13	8,90	-	0,13	-	0,01	-	1,65	-	0,12
PV14	9,14	-	0,05	-	0,00	-	0,69	-	0,05
PV15	8,14	-	0,05	-	0,00	-	0,69	-	0,05
PV16	8,90	-	0,13	-	0,01	-	1,65	-	0,12
PV17	7,46	-	0,16	-	0,01	-	2,11	-	0,15
PV18	7,57	-	0,33	-	0,02	-	4,28	-	0,31
PV19	7,57	-	0,33	-	0,02	-	4,28	-	0,31

Fonte: Autor



carregamento vertical para cada parede de concreto. A Tabela 14 indica os respectivos carregamentos de cada grupo e consequentemente cada parede de concreto considerando somente 1 pavimento e para o nível da fundação, ou seja, para 5 pavimentos.

Tabela 14 – Carregamento Vertical – Paredes de Concreto (GIP)

GIP									
Paredes				Pavimentos					
ID	PAR	L(m)	L GIP (m)	G (tf/m) - 5º	Q (tf/m) - 5º	Nk (tf/m) - 5º	G (tf/m) - 1º	Q (tf/m) - 1º	Nk (tf/m) - 1º
G1	PH01	3,90	8,05	1,18	0,20	1,38	5,89	1,00	6,89
	PV07	0,95				1,38			6,89
	PV12	3,20				1,38			6,89
G2	PH02	1,50	4,40	1,38	0,27	1,65	6,90	1,37	8,27
	PV16	2,90				1,65			8,27
G3	PH03	1,55	15,05	1,15	0,20	1,35	5,74	1,01	6,75
	PH05	5,10				1,35			6,75
	PV15	2,20				1,35			6,75
	PV15	2,20				1,35			6,75
	PV19	4,00				1,35			6,75
G4	PH04	2,05	3,30	1,37	0,24	1,61	6,86	1,19	8,05
	PV06	0,70				1,61			8,05
	PV09	0,55				1,61			8,05
G5	PH06	2,20	3,15	1,36	0,23	1,60	6,82	1,16	7,98
	PV05	0,95				1,60			7,98
G6	PH08	5,65	12,65	1,36	0,28	1,64	6,79	1,42	8,21
	PV04	1,30				1,64			8,21
	PV11	5,70				1,64			8,21
G7	PH07	2,50	8,80	1,01	0,24	1,25	5,05	1,21	6,26
	PV17	3,15				1,25			6,26
	PV17	3,15				1,25			6,26
G8	PH09	2,20	3,15	1,36	0,23	1,60	6,82	1,16	7,98
	PV03	0,95				1,60			7,98
G9	PH11	2,05	3,30	1,37	0,24	1,61	6,86	1,19	8,05
	PV02	0,70				1,61			8,05
	PV08	0,55				1,61			8,05
G10	PH12	3,90	8,05	1,18	0,20	1,38	5,89	1,00	6,89
	PV01	0,95				1,38			6,89
	PV10	3,20				1,38			6,89
G11	PH13	1,50	4,40	1,38	0,27	1,65	6,90	1,37	8,27
	PV13	2,90				1,65			8,27
G12	PH10	5,10	15,05	1,24	0,28	1,52	6,20	1,42	7,62
	PH14	1,55				1,52			7,62
	PV14	2,20				1,52			7,62
	PV14	2,20				1,52			7,62
	PV18	4,00				1,52			7,62

Fonte: Autor

#### 5.5.2.2. Distribuição das ações horizontais

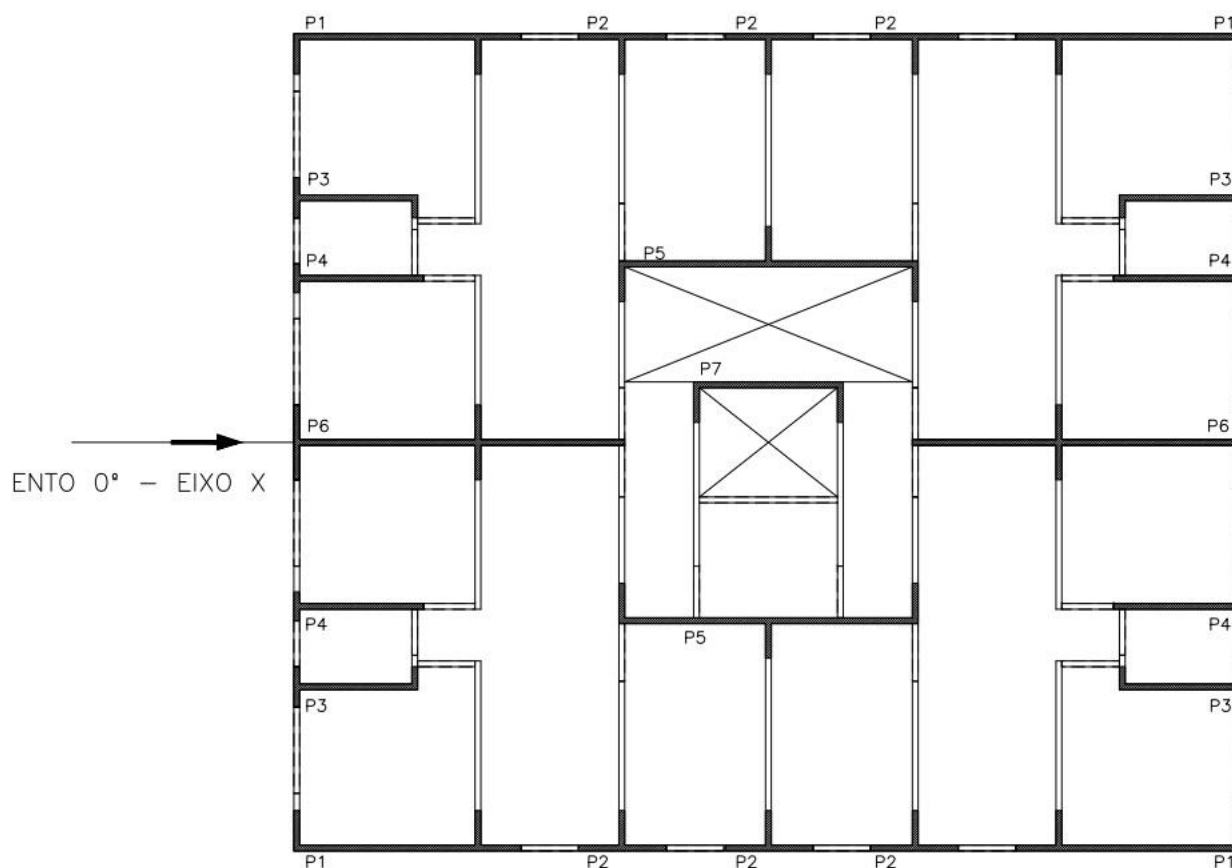
Ao contrário do método anterior, este modelo considera a interação entre as paredes, logo, conforme exposto no item 4.2.4, a normativa NBR 16868–1:2020

recomenda a adoção de abas para a distribuição das ações horizontais. As Figuras 48 e 49 apresentam as definições dos painéis de contraventamento tanto para o vento em X, quanto para o em Y.

O cálculo das abas foi realizado conforme apontado no item 4.2.4. De acordo com Accetti (1998), a alteração das abas ao longo da altura não é prática, visto que, em edifícios altos, ela ocorre apenas nos últimos pavimentos, e, em edifícios baixos, a ação do vento não é significativa. Portanto, todas as abas foram consideradas com 60 cm.

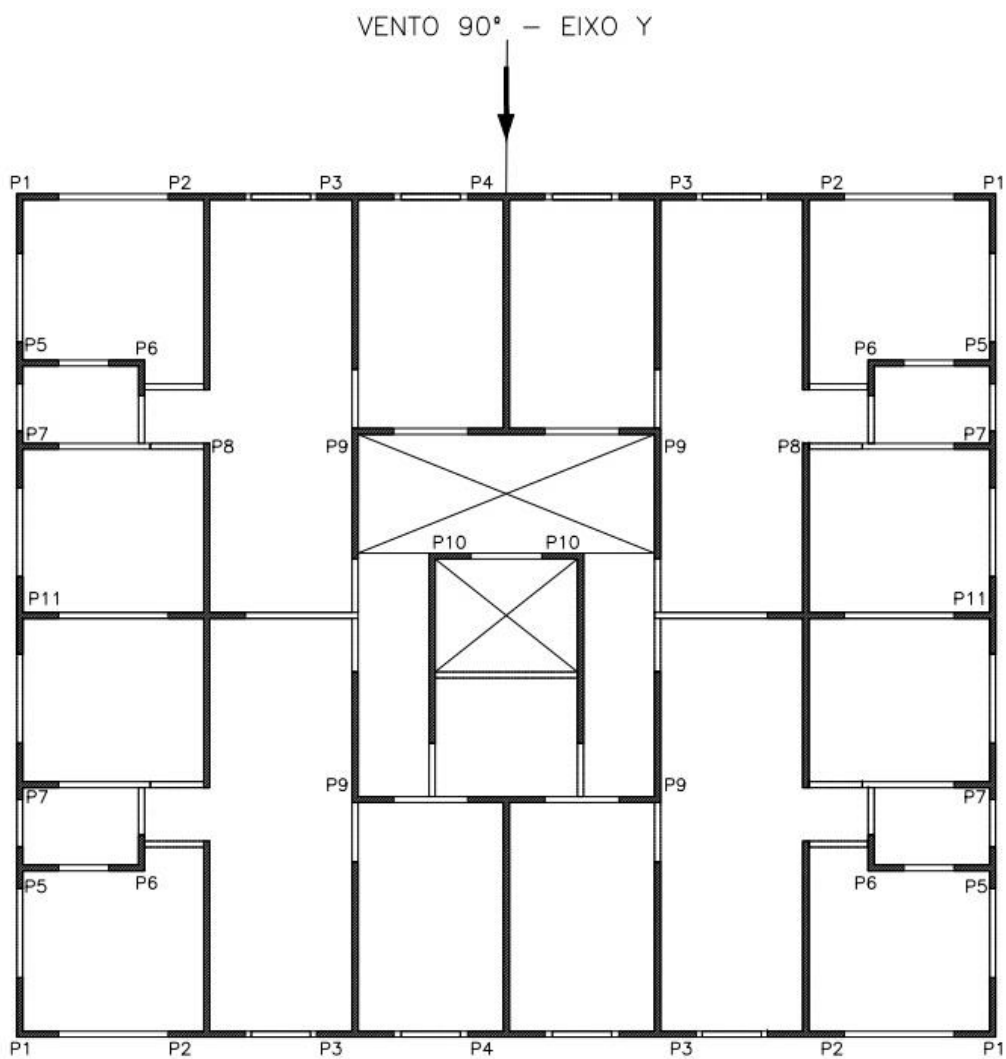
Assim como no modelo anterior, após determinados os painéis de contraventamento, foram calculadas as mesmas variáveis com objetivo de obter a tensão nas paredes de concreto.

Figura 48 – Painéis de contraventamento (com abas) – Vento em X



Fonte: Autor

Figura 49 – Painéis de contraventamento (com abas) – Vento em Y



Fonte: Autor

Tabela 15 – Painéis de Contraventamento – Eixo X

PAINÉIS CONTRAVENTAMENTO - X			
ID	QUANT	Ri	W (cm <sup>3</sup> )
P1	4	0,061	378047,8
P2	6	0,0019	37566,67
P3	4	0,013	148257,5
P4	4	0,008	78312,4
P5	2	0,136	700814,1
P6	2	0,182	753735,8
P7	1	0,025	256974,4

Fonte: Autor

Tabela 16 – Painéis de Contraventamento – Eixo Y

PAINÉIS CONTRAVENTAMENTO - Y			
ID	QUANT	Ri	W (cm <sup>3</sup> )
P1	4	0,0011	23890,97
P2	4	0,0361	252739,17
P3	4	0,0266	205215,33
P4	2	0,2109	1515395,06
P5	4	0,0002	8309,52
P6	4	0,0002	8573,26
P7	4	0,0006	16111,97
P8	2	0,112	560701,15
P9	4	0,0097	160866,67
P10	2	0,0271	213854,97
P11	2	0,0013	28243,59

Fonte: Autor

As tabelas abaixo apresentam os valores das ações horizontais atuantes em cada painel devido a força de arrasto ( $F_a$ ) e a do desaprumo ( $F_d$ ). Os momentos obtidos no primeiro pavimento também foram avaliados para vento ( $M_{k1}$ ) e para desaprumo ( $M_{k2}$ ).

Tabela 17 – Ação Horizontal – Painéis de Contraventamento – Eixo X

Ação Horizontal - Eixo X					
Painel	Pav	Fa (tf)	Fd (tf)	Mk1 (tf.m) (V)	Mk2 (tf.m) (D)
1	1	0,22	0,019	2,89	0,25
2	1	0,01	0,001	0,09	0,01
3	1	0,05	0,004	0,61	0,05
4	1	0,03	0,002	0,37	0,03
5	1	0,49	0,041	6,40	0,56
6	1	0,65	0,056	8,59	0,75
7	1	0,09	0,008	1,17	0,10

Fonte: Autor

Tabela 18 – Ação Horizontal – Painéis de Contraventamento – Eixo Y

Ação Horizontal - Eixo Y					
Painel	Pav	Fa (tf)	Fd (tf)	Mk1 (tf.m) (V)	Mk2 (tf.m) (D)
1	1	0,00	0,000	0,06	0,00
2	1	0,16	0,011	2,07	0,15
3	1	0,12	0,008	1,53	0,11
4	1	0,92	0,064	12,11	0,87
5	1	0,00	0,00	0,01	0,00
6	1	0,00	0,00	0,01	0,00
7	1	0,00	0,00	0,04	0,00
8	1	0,49	0,03	6,42	0,46
9	1	0,04	0,00	0,56	0,04
10	1	0,12	0,01	1,56	0,11
11	1	0,01	0,00	0,07	0,01

Fonte: Autor

### 5.5.2.3. Paredes de Concreto

Da mesma maneira que no modelo anterior, após a distribuição dos carregamentos verticais e das ações horizontais, a Tabela 19 indica os valores característicos para cada parede do 1º pavimento do prédio em estudo.

Tabela 19 – Esforços característicos – Paredes de Concreto (GIP)

PAREDES DE CONCRETO									
ID	AÇÃO VERTICAL - Nkv (tf/m)	AÇÃO HORIZONTAL - Nkh (tf) - VENTO		AÇÃO HORIZONTAL - Nkh (tf) - DESAPRUMO		AÇÃO HORIZONTAL - Mk (tf.m) - VENTO		AÇÃO HORIZONTAL - Mk (tf.m) - DESAPRUMO	
		EIXO X	EIXO Y	EIXO X	EIXO Y	EIXO X	EIXO Y	EIXO X	EIXO Y
<b>1º PAVIMENTO</b>									
PH01	6,89	0,22	-	0,02	-	2,89	-	0,25	-
PH02	8,27	0,01	-	0,00	-	0,09	-	0,01	-
PH03	6,75	0,01	-	0,00	-	0,09	-	0,01	-
PH04	8,05	0,05	-	0,00	-	0,61	-	0,05	-
PH05	6,75	0,49	-	0,04	-	6,40	-	0,56	-
PH06	7,98	0,03	-	0,00	-	0,37	-	0,03	-
PH07	6,26	0,09	-	0,01	-	1,17	-	0,10	-
PH08	8,21	0,65	-	0,06	-	8,59	-	0,75	-
PH09	7,98	0,03	-	0,00	-	0,37	-	0,03	-
PH10	7,62	0,49	-	0,04	-	6,40	-	0,56	-
PH11	8,05	0,05	-	0,00	-	0,61	-	0,05	-
PH12	6,89	0,22	-	0,02	-	2,89	-	0,25	-
PH13	8,27	0,01	-	0,00	-	0,09	-	0,01	-
PH14	7,62	0,01	-	0,00	-	0,09	-	0,01	-
PV01	6,89	-	0,00	-	0,00	-	0,06	-	0,00
PV02	8,05	-	0,00	-	0,00	-	0,01	-	0,00
PV03	7,98	-	0,00	-	0,00	-	0,04	-	0,00
PV04	8,21	-	0,01	-	0,00	-	0,07	-	0,01
PV05	7,98	-	0,00	-	0,00	-	0,04	-	0,00
PV06	8,05	-	0,00	-	0,00	-	0,01	-	0,00
PV07	6,89	-	0,00	-	0,00	-	0,06	-	0,00
PV08	8,05	-	0,00	-	0,00	-	0,01	-	0,00
PV09	8,05	-	0,00	-	0,00	-	0,01	-	0,00
PV10	6,89	-	0,16	-	0,01	-	2,07	-	0,15
PV11	8,21	-	0,49	-	0,03	-	6,42	-	0,46
PV12	6,89	-	0,16	-	0,01	-	2,07	-	0,15
PV13	8,27	-	0,12	-	0,01	-	1,53	-	0,11
PV14	7,62	-	0,04	-	0,00	-	0,56	-	0,04
PV15	6,75	-	0,04	-	0,00	-	0,56	-	0,04
PV16	8,27	-	0,12	-	0,01	-	1,53	-	0,11
PV17	6,26	-	0,12	-	0,01	-	1,56	-	0,11
PV18	7,62	-	0,92	-	0,06	-	12,11	-	0,87
PV19	6,75	-	0,92	-	0,06	-	12,11	-	0,87

Fonte: Autor

### 5.5.3. Combinações

Após obter os resultados característicos dos carregamentos verticais e ações horizontais para cada método, aplicou-se combinações para definir os esforços de cálculo. Para as ações verticais tanto as cargas permanentes (peso próprio da estrutura e revestimento) e a sobrecarga de utilização (variável principal) foram majoradas pelo coeficiente no valor de 1,4, conforme NBR 8681:2004.

Já para as ações horizontais é possível observar que os esforços obtidos pelo vento nas direções X e Y são mais desfavoráveis para estrutura comparados aos do desaprumo. Portanto exclusivamente as ações resultantes do vento serão majoradas por 1,4, para obter os esforços de cálculo.

### 5.5.4. Tensões

Para verificar as tensões nas paredes de concreto é preciso compor os esforços obtidos pelos carregamentos verticais (força normal) com as ações horizontais (momento fletor). O cálculo das tensões de tração foi desconsiderado, tendo em vista que os momentos fletores não são suficientes para tracionar a parede. Logo a face externa da parede de concreto, na qual tem maior tendência a tracionar, continua comprimindo. Assim, para determinar a tensão máxima de compressão deve-se somar a parcela do carregamento vertical com a do carregamento horizontal, conforme equação abaixo:

$$\sigma_{Cd} = \frac{N_{Cd}}{A} + \frac{M_{Cd}}{W}$$

sendo:

- $\sigma_{Cd}$  tensão normal para condição máxima de compressão;
- $N_{Cd}$  força normal que gera situação de compressão máxima;
- $M_{Cd}$  momento fletor que gera situação de compressão máxima;
- $A$  área da seção transversal da parede;
- $W$  módulo de resistência a flexão ( $W = I/y_{máx}$ ).

## 5.6. Estudo 02

O Estudo 02 adotará os mesmos parâmetros de carregamentos definidos no item 5.3. Para esta avaliação foi efetuada uma adaptação do edifício anteriormente apresentado, e por fim, variado seus pavimentos entre 1,3 e 5 com objetivo de examinar o comportamento da distribuição das ações verticais.

Esse comportamento analisado foi resultado da adoção dos três métodos distintos para distribuição das cargas verticais, o PIS, GIP e MPT. Os dois primeiros foram executados seguindo a mesma rotina do Estudo 01 e conforme indicado no Capítulo 4. Já o modelo numérico, além de seguir as premissas do item 4.2.4.2, houve a necessidade de realizar configurações no software comercial SAP2000 e criar um modelo reduzido para compreender e validar o comportamento do método.

### 5.6.1. Modelo numérico

O Modelo Pórtico Tridimensional (MPT) foi realizado através do programa comercial SAP2000. Nesse modelo foi considerado apenas o carregamento vertical oriundo das áreas de influência das lajes e peso próprio da estrutura. Como um dos objetivos é comparação entre os modelos, optou-se por compará-los para solicitações verticais, tendo em vista que essa ação é responsável por aproximadamente toda solicitação das paredes do edifício em estudo. Outro objetivo fica por conta da variação dos pavimentos do modelo numérico para observar o comportamento da distribuição desses esforços.

Para realizar o MPT foi necessário efetuar configurações no programa, tanto de elementos quanto de materiais, nas quais estão dispostas no item a seguir.

#### 5.6.1.1. Configuração do modelo

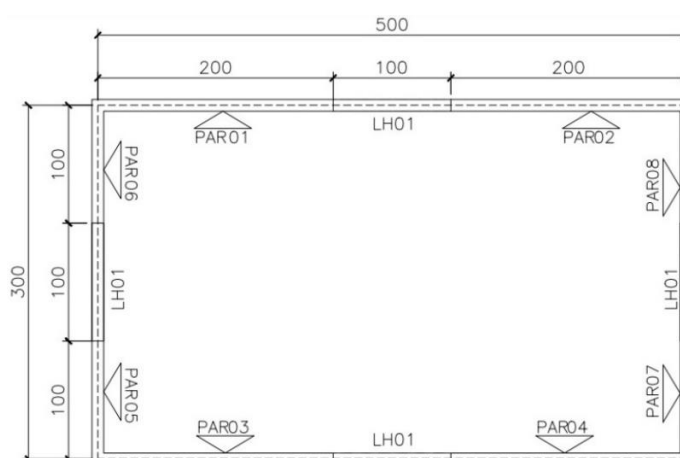
Antes de iniciar o lançamento do modelo foi necessário configurar algumas propriedades no programa SAP2000. Para os materiais foram criados um Concreto (C-25) com as mesmas características dispostas no item 5.2 e um material denominado de “Rígido” para aplicar nas barras horizontais conforme recomendado no tópico 4.2.4.2. Esse elemento “Rígido” foi criado com uma rigidez elevada e aplicado nas barras horizontais, nas quais tem função de apenas transferir os carregamentos para as barras verticais, sendo essas as que simulam as paredes.

Após a elaboração dos materiais, foram criadas propriedades de seções para os elementos em Frame (barras). As barras verticais tiveram suas seções determinadas de acordo com a dimensão de cada parede e aplicada o material C-25. Já as barras horizontais, as seções e massa foram reduzidas e aplicada o material rígido. Essa seção e massa reduzidas na barra horizontal se justifica, pois, a barra que simula a parede é a vertical e nela já está contabilizando o peso próprio da parede. Caso a barra horizontal fosse criada com a seção da parede, o peso próprio seria contabilizado duas vezes, gerando um erro nos resultados.

Além do carregamento “DEAD” (peso próprio), foram adicionados mais dois carregamentos ao programa, “RLaje” (reação da laje para os carregamentos permanentes) e “Acidental” (reação da laje para os carregamentos acidentais). Como as comparações serão efetuadas para as solicitantes características, a combinação lançada no programa foi a somatória dos três carregamentos apresentados acima com o fator 1.

Para buscar compreender a distribuição dos carregamentos verticais e validar o método para aplicação no edifício em estudo, foi criado um modelo reduzido inserindo as configurações supracitadas para realizar essas análises e, posteriormente, comparado com os métodos PIS e GIP. O modelo reduzido será ilustrado na Figura 50 e contém 5 pavimentos. Além das dimensões indicadas em planta, as paredes possuem pé direito de 2,6 metros. Foi aplicado um carregamento teste de 1 tf/m<sup>2</sup> na laje estrutura.

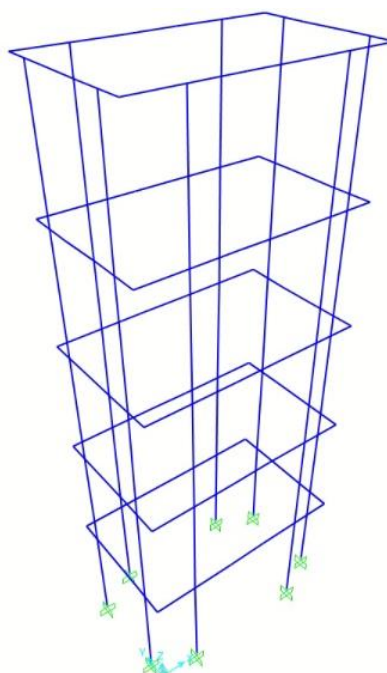
Figura 50 – Planta de formas (Modelo Reduzido)



Fonte: Autor

As áreas de influência das lajes, determinadas através do método de charneiras plásticas, promoveram a distribuição das cargas oriundas desta estrutura. Os carregamentos resultantes de 1,05 tf/m para as paredes horizontais e 0,75 tf/m para as verticais foram aplicados diretamente sobre as respectivas barras horizontais do modelo reduzido.

Figura 51 – Modelo Reduzido – SAP2000



Fonte: Autor

Por fim será exibida a Tabela 20 com o comparativo entre os modelos (PIS, GIP e MPT) para o carregamento vertical distribuído atuante em cada parede. Nota-se que a maior diferença é na ordem de 4% entre os modelos, consolidando, assim, a adoção do MPT para o edifício em estudo.

Tabela 20 – Comparativo esforços verticais

ID	Modelos de Cálculo			Diferença %	
	PIS (tf/m)	GIP (tf/m)	MPT (tf/m)	PIS/MPT	GIP/MPT
P1	9,93	9,73	9,74	2,0	-0,1
P2	9,93	9,73	9,74	2,0	-0,1
P3	9,93	9,73	9,74	2,0	-0,1
P4	9,93	9,73	9,74	2,0	-0,1
P5	9,32	9,73	9,69	-3,9	0,4
P6	9,32	9,73	9,69	-3,9	0,4
P7	9,32	9,73	9,69	-3,9	0,4
P8	9,32	9,73	9,69	-3,9	0,4

Fonte: Autor

#### 5.6.1.2. Modelo de Estudo

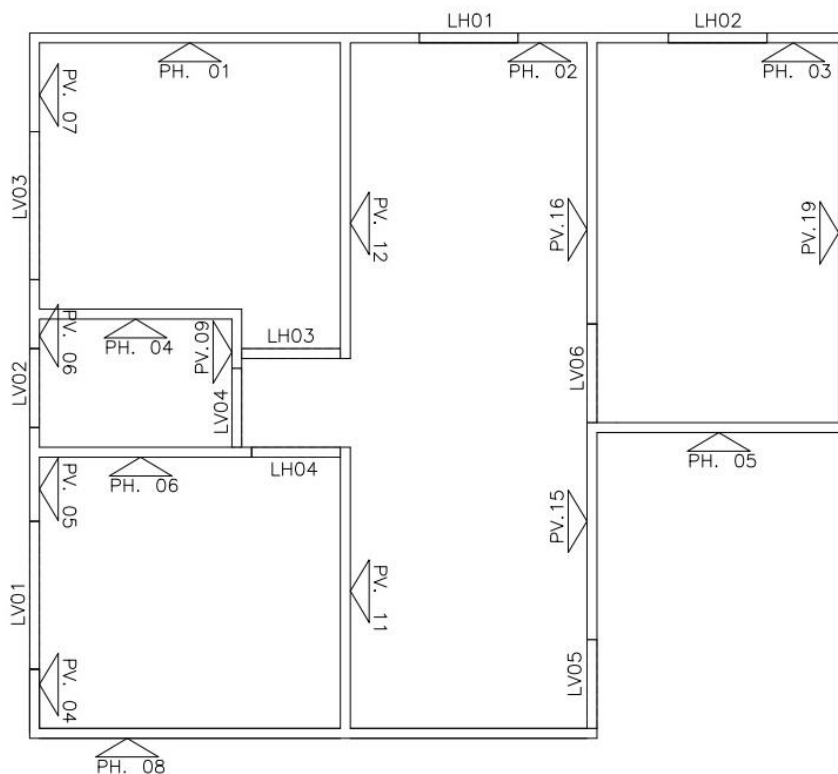
Com o modelo reduzido de teste consolidado, realizou-se o lançamento do modelo de estudo. Essa estrutura foi adaptada da arquitetura exposta no item 5.1. Como o objetivo dessa etapa do trabalho é a comparação entre os modelos de cálculo para distribuição de carregamentos verticais (PIS, GIP e MPT), optou-se por considerar somente 1 apartamento para o modelo numérico.

As nomenclaturas das paredes foram mantidas do estudo anterior (Figura 43), todavia o comprimento das paredes PH03, PH05 e PV04, as de continuidade, diminuiriam. Outra alteração foi na aplicação dos carregamentos nas paredes de divisa (PH08, PV15 e PV19), tendo em vista que para esse estudo serão aplicadas apenas os carregamentos oriundos das áreas de influência da laje do interior do mesmo apartamento (Figura 54).

Apresentadas as diferenças, adotou-se os modelos de cálculo PIS e GIP para determinar o esforço solicitante vertical nas paredes de concreto e, posteriormente, foi realizado o lançamento do modelo numérico no SAP2000. O MPT foi modelado com as mesmas considerações do item 5.6.1.1 (Modelo Reduzido).

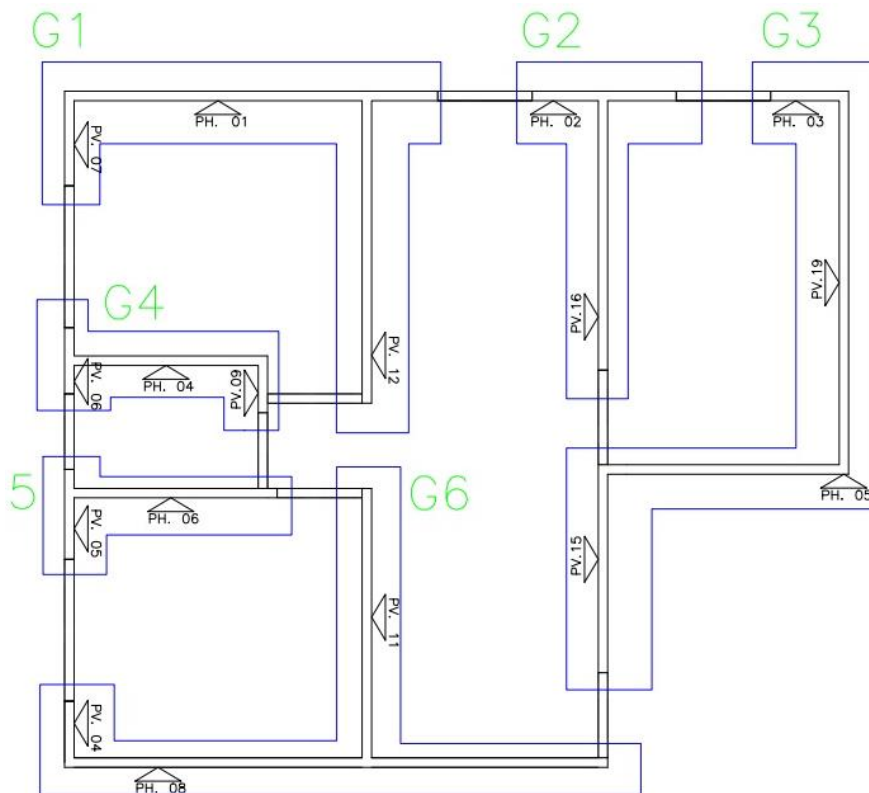
As imagens a seguir definem a planta de formas indicando as nomenclaturas das paredes isoladas (PIS), os grupos de paredes isolados (GIP) e a área de influência das lajes pelo método das charneiras plásticas

Figura 52 – Planta de Formas (PIS) – Modelo de Estudo



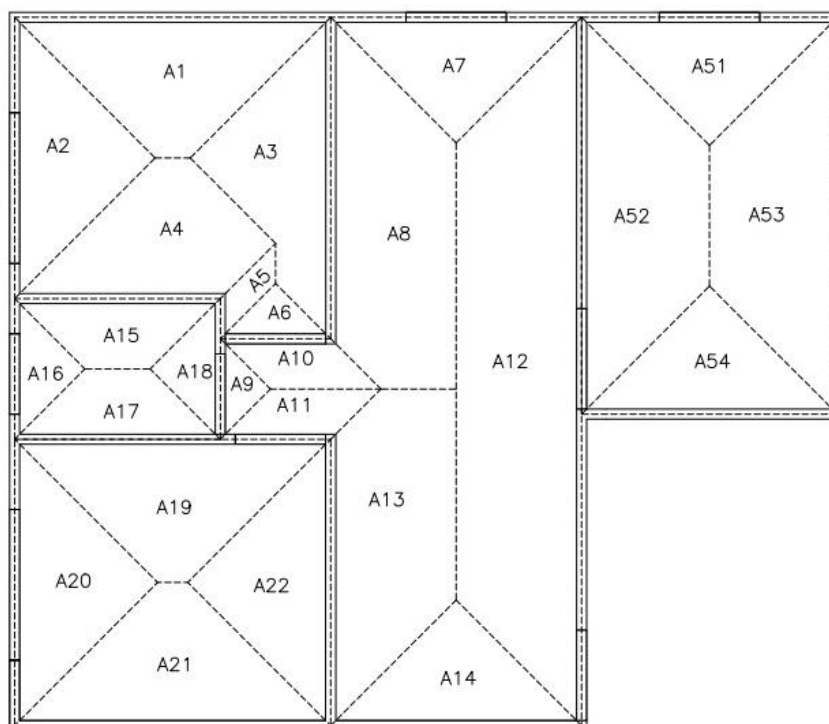
Fonte: Autor

Figura 53 – Planta de Formas (GIP) – Modelo de Estudo



Fonte: Autor

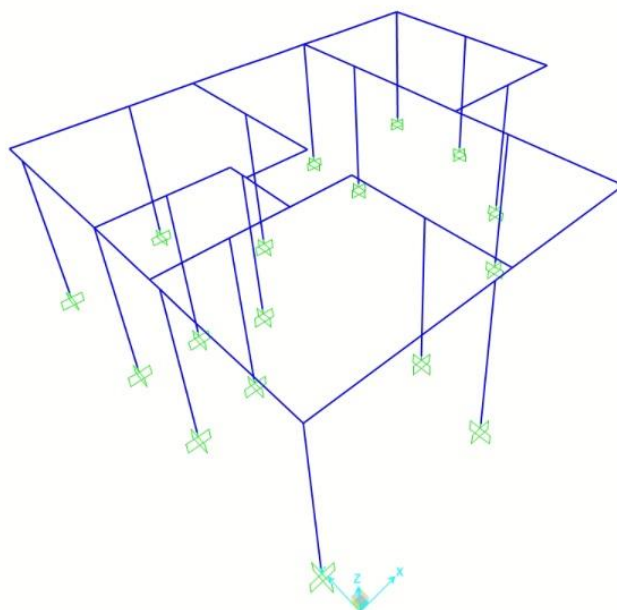
Figura 54 – Áreas de Influência – Modelo de Estudo



Fonte: Autor

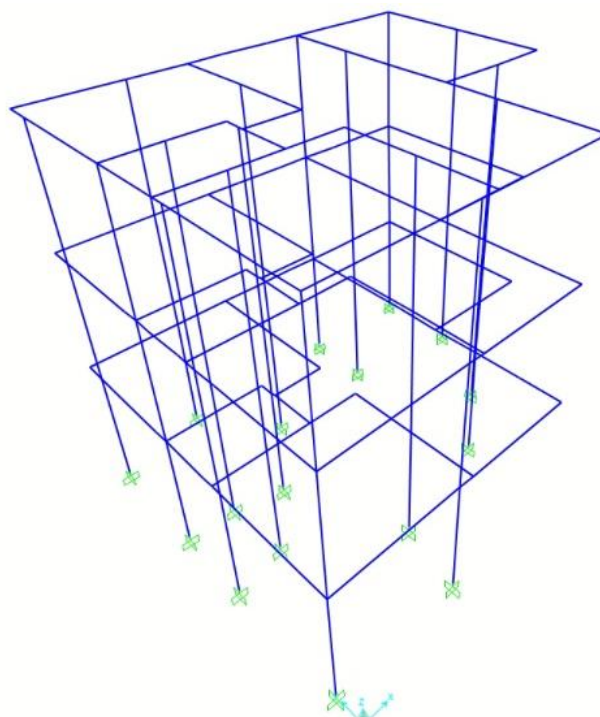
Definidas as paredes com suas respectivas nomenclaturas e carregamentos, utilizou-se o programa SAP2000 para realizar o lançamento do modelo numérico. As Figuras 55, 56 e 57 apresentam a estrutura com as variações de pavimentos.

Figura 55 – Modelo de Estudo (MPT) – 1 Pavimento



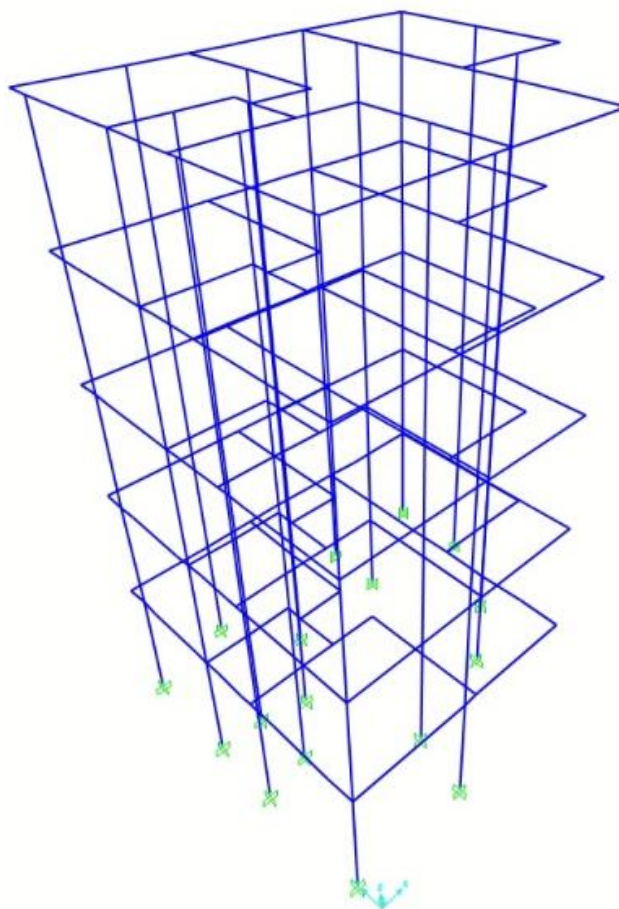
Fonte: Autor

Figura 56 – Modelo de Estudo (MPT) – 3 Pavimentos



Fonte: Autor

Figura 57 – Modelo de Estudo (MPT) – 5 Pavimentos



Fonte: Autor

## 6. RESULTADOS E DISCUSSÕES

A distribuição dos esforços atuantes na estrutura tanto para o Estudo 01 quanto para o Estudo 02 serão analisadas neste capítulo. Os resultados apresentados têm como objetivo realizar a comparação de modelos de cálculo distintos, com e sem interação entre paredes (GIP e PIS), e por fim, o modelo numérico (MPT). Dispostos os resultados serão discutidos a utilização e particularidades de cada método para a estrutura adotada nas respectivas análises.

### 6.1. Estudo 01

Neste estudo, conforme descrito no Capítulo 5, foi possível discutir e analisar as diferenças entre os modelos de cálculo, após realizar a comparação entre tensões atuantes nas paredes de concreto.

#### 6.1.1. Modelos de Cálculo

A seguir serão demonstrados os resultados encontrados tanto para os esforços solicitantes, tanto para as tensões de cálculo de cada parede, levando em consideração as particularidades de cada modelo.

##### 6.1.1.1. Paredes sem interação

A Tabela 21 exhibe os valores dos esforços solicitantes de cálculo resultantes tanto dos esforços verticais, quanto das ações horizontais em cada parede de concreto da estrutura.

Tabela 21 – Esforços de Cálculo – (PIS)

PAREDES DE CONCRETO - COMBINAÇÕES			
ID	AÇÕES VERTICAIS	AÇÕES HORIZONTAIS - APENAS VENTO	
	Nd (tf/m)	Md, Eixo X (tf.m)	Md, Eixo Y (tf.m)
<b>1º PAVIMENTO</b>			
PH01	7,76	3,95	-
PH02	9,87	0,25	-
PH03	9,81	0,25	-
PH04	9,83	0,64	-
PH05	6,79	9,02	-
PH06	10,61	0,73	-
PH07	4,55	1,13	-
PH08	10,75	12,19	-
PH09	10,61	0,73	-
PH10	9,18	9,02	-
PH11	9,83	0,64	-
PH12	7,76	3,95	-
PH13	9,87	0,25	-
PH14	9,81	0,25	-
PV01	10,87	-	0,09
PV02	14,14	-	0,03
PV03	12,45	-	0,08
PV04	12,75	-	0,20
PV05	12,45	-	0,08
PV06	14,14	-	0,03
PV07	10,87	-	0,09
PV08	12,99	-	0,02
PV09	12,99	-	0,02
PV10	11,56	-	3,24
PV11	11,95	-	17,60
PV12	11,56	-	3,24
PV13	12,46	-	2,32
PV14	12,79	-	0,96
PV15	11,39	-	0,96
PV16	12,46	-	2,32
PV17	10,44	-	2,96
PV18	10,59	-	5,99
PV19	10,59	-	5,99

Fonte: Autor

Na Tabela 21 é possível observar diferenças entre os esforços resultantes de cálculo devida as ações verticais. Essas distinções ocorrem devido ao posicionamento das paredes em planta, nas quais sofrem ações de áreas de influência distintas das lajes, e por conta do seu comprimento.

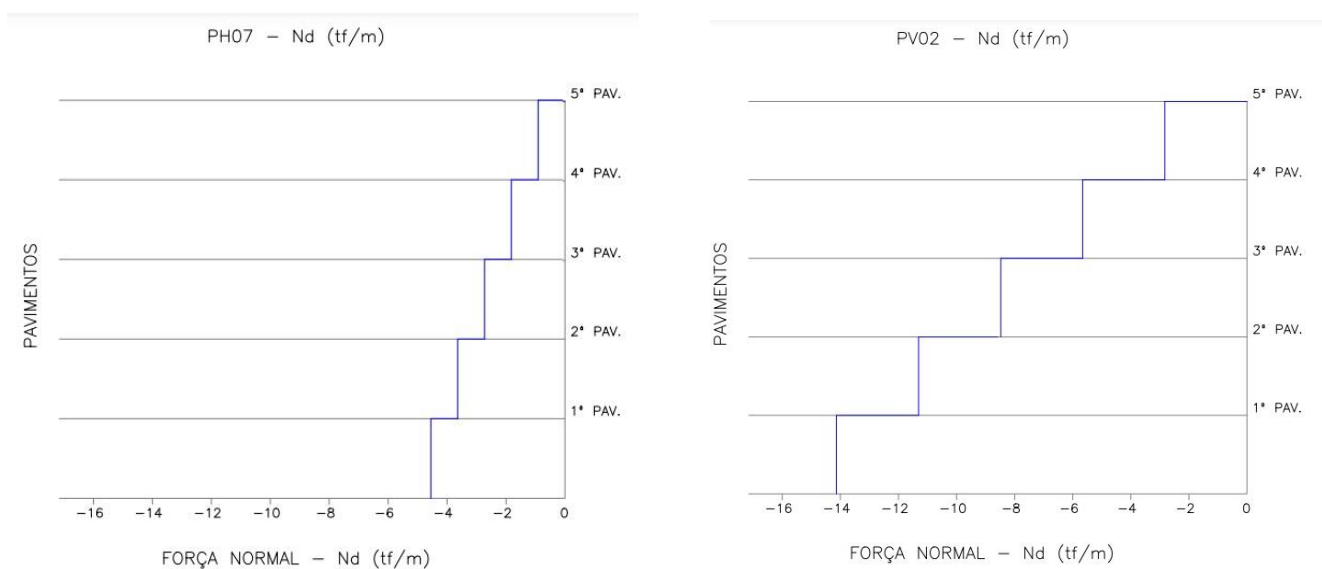
Nota-se a interferência desses dois fatores quando comparadas as paredes PV02 (mais carregada) e PH07 (menos carregada). O posicionamento da parede PV02 em planta, indica a atuação de duas áreas de influência, o carregamento oriundo de dois lintéis, além de possuir um pequeno comprimento para distribuição dessas cargas. Já a PH07 permite a distribuição das cargas atuantes em um trecho maior,

além de não sofrer interferências de áreas de influência, tendo em vista que esta parede faz divisa com o poço do elevador e a área de escada.

Já para as ações horizontais, tanto em X quanto em Y, é possível observar as paredes que possuem um maior esforço de momento fletor são justamente aquelas que contribuem com as maiores parcelas de rigidez do prédio.

Os diagramas a seguir ilustram as diferenças da força normal entre as paredes discutidas anteriormente. Os valores negativos indicam o esforço de compressão.

Figura 58 – Diagrama  $N_d$  – Paredes PH07 e PV02 – (PIS)



Fonte: Autor

Por fim, a Tabela 22 indica as tensões de cálculo máximas de compressão para cada parede de concreto da estrutura avaliada.

Tabela 22 – Tensões de Cálculo – (PIS)

PAREDES DE CONCRETO					
TENSÃO NORMAL MÁXIMA DE COMPRESSÃO (tf/m <sup>2</sup> )					
ID	Nd (tf/m)	Md (tf.m)	b (m)	W (m <sup>2</sup> )	$\sigma_{Cd}$ (tf/m <sup>2</sup> )
<b>1º PAVIMENTO</b>					
PH01	7,76	3,95	0,10	0,26	<b>92,83</b>
PH02	9,87	0,25	0,10	0,04	<b>105,35</b>
PH03	9,81	0,25	0,10	0,04	<b>104,79</b>
PH04	9,83	0,64	0,10	0,08	<b>106,53</b>
PH05	6,79	9,02	0,10	0,45	<b>87,88</b>
PH06	10,61	0,73	0,10	0,08	<b>114,80</b>
PH07	4,55	1,13	0,10	0,11	<b>55,50</b>
PH08	10,75	12,19	0,10	0,55	<b>129,60</b>
PH09	10,61	0,73	0,10	0,08	<b>114,80</b>
PH10	9,18	9,02	0,10	0,45	<b>111,76</b>
PH11	9,83	0,64	0,10	0,08	<b>106,53</b>
PH12	7,76	3,95	0,10	0,26	<b>92,83</b>
PH13	9,87	0,25	0,10	0,04	<b>105,35</b>
PH14	9,81	0,25	0,10	0,04	<b>104,79</b>
PV01	10,87	0,09	0,10	0,02	<b>114,10</b>
PV02	14,14	0,03	0,10	0,01	<b>145,16</b>
PV03	12,45	0,08	0,10	0,02	<b>129,68</b>
PV04	12,75	0,20	0,10	0,03	<b>134,50</b>
PV05	12,45	0,08	0,10	0,02	<b>129,68</b>
PV06	14,14	0,03	0,10	0,01	<b>145,16</b>
PV07	10,87	0,09	0,10	0,02	<b>114,10</b>
PV08	12,99	0,02	0,10	0,01	<b>133,15</b>
PV09	12,99	0,02	0,10	0,01	<b>133,15</b>
PV10	11,56	3,24	0,10	0,18	<b>133,48</b>
PV11	11,95	17,60	0,10	0,56	<b>150,86</b>
PV12	11,56	3,24	0,10	0,18	<b>133,48</b>
PV13	12,46	2,32	0,10	0,15	<b>140,59</b>
PV14	12,79	0,96	0,10	0,08	<b>139,84</b>
PV15	11,39	0,96	0,10	0,08	<b>125,81</b>
PV16	12,46	2,32	0,10	0,15	<b>140,59</b>
PV17	10,44	2,96	0,10	0,17	<b>121,74</b>
PV18	10,59	5,99	0,10	0,27	<b>127,85</b>
PV19	10,59	5,99	0,10	0,27	<b>127,85</b>

Fonte: Autor

Apresentada a tabela com as tensões de cálculo atuantes, é possível notar que os mesmos fatores comentados para a Tabela 21 interferem nas diferenças de valores entre paredes. Outra constatação realizada foi a baixa influência das ações horizontais nos valores das tensões solicitantes das paredes de concreto. A contribuição dessas ações gerou, em média, um aumento de apenas 10% das tensões solicitantes de cálculo. Esta análise vai ao encontro de Accetti (1988), a qual indica que as ações de vento em edifícios baixos não são significativas.

## 6.1.1.2. Paredes com interação

Da mesma maneira que no item 6.1.1.1, a Tabela 23 exhibe os valores dos esforços solicitantes de cálculo, enquanto a Tabela 24 aponta as tensões de cálculo resultantes em cada parede de concreto da estrutura.

Tabela 23 – Esforços de Cálculo – (GIP)

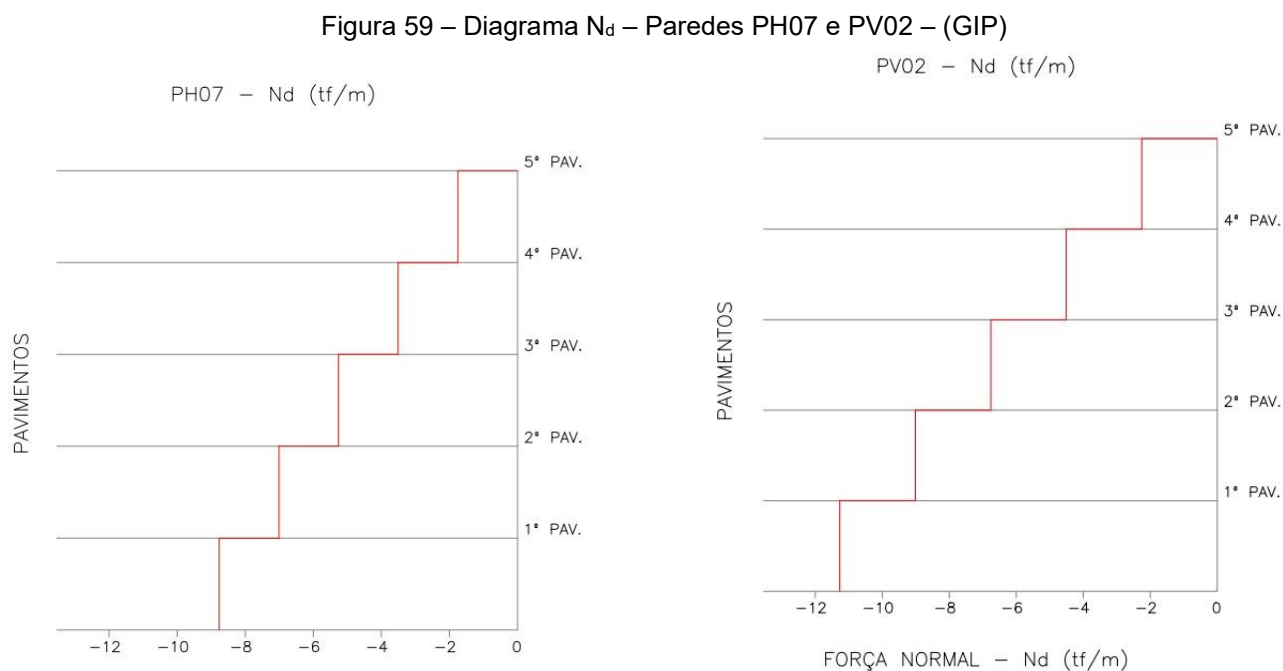
PAREDES DE CONCRETO - COMBINAÇÕES			
ID	AÇÕES VERTICAIS	AÇÕES HORIZONTAIS - APENAS VENTO	
	Nd (tf/m)	Md, Eixo X (tf.m)	Md, Eixo Y (tf.m)
<b>1° PAVIMENTO</b>			
PH01	9,64	4,05	-
PH02	11,58	0,13	-
PH03	9,46	0,13	-
PH04	11,27	0,86	-
PH05	9,46	8,96	-
PH06	11,17	0,51	-
PH07	8,77	1,64	-
PH08	11,49	12,03	-
PH09	11,17	0,51	-
PH10	10,66	8,96	-
PH11	11,27	0,86	-
PH12	9,64	4,05	-
PH13	11,58	0,13	-
PH14	10,66	0,13	-
PV01	9,64	-	0,09
PV02	11,27	-	0,02
PV03	11,17	-	0,05
PV04	11,49	-	0,10
PV05	11,17	-	0,05
PV06	11,27	-	0,02
PV07	9,64	-	0,09
PV08	11,27	-	0,02
PV09	11,27	-	0,02
PV10	9,64	-	2,90
PV11	11,49	-	8,99
PV12	9,64	-	2,90
PV13	11,58	-	2,14
PV14	10,66	-	0,78
PV15	9,46	-	0,78
PV16	11,58	-	2,14
PV17	8,77	-	2,18
PV18	10,66	-	16,96
PV19	9,46	-	16,96

Fonte: Autor

Do mesmo modo, na Tabela 23, é possível verificar diferenças entre os esforços resultantes oriundos das ações verticais nas paredes, todavia nota-se uma maior uniformização dos valores e queda dessas distinções. Esse comportamento ocorre por conta das interações entre as paredes do mesmo grupo, nas quais permite

também uma distribuição de cargas por um trecho maior e mais padronizado. Nota-se o aumento do resultante do momento fletor gerado pela contribuição das abas.

Os diagramas de cálculo expostos abaixo são das mesmas paredes de concreto do item anterior, todavia agora considerando as interações entre elementos.



Fonte: Autor

Logo, a Tabela 24 ilustra as tensões de cálculo máximas de compressão para cada parede de concreto da estrutura avaliada.

Tabela 24 – Tensões de Cálculo – (GIP)

PAREDES DE CONCRETO					
TENSÃO NORMAL MÁXIMA DE COMPRESSÃO (tf/m <sup>2</sup> )					
ID	Nd (tf/m)	Md (tf.m)	b (m)	W (m <sup>2</sup> )	$\sigma_{Cd}$ (tf/m <sup>2</sup> )
<b>1º PAVIMENTO</b>					
PH01	9,64	4,05	0,10	0,38	<b>107,10</b>
PH02	11,58	0,13	0,10	0,04	<b>119,19</b>
PH03	9,46	0,13	0,10	0,04	<b>97,97</b>
PH04	11,27	0,86	0,10	0,15	<b>118,46</b>
PH05	9,46	8,96	0,10	0,70	<b>107,35</b>
PH06	11,17	0,51	0,10	0,08	<b>118,23</b>
PH07	8,77	1,64	0,10	0,26	<b>94,08</b>
PH08	11,49	12,03	0,10	0,75	<b>130,89</b>
PH09	11,17	0,51	0,10	0,08	<b>118,23</b>
PH10	10,66	8,96	0,10	0,70	<b>119,44</b>
PH11	11,27	0,86	0,10	0,15	<b>118,46</b>
PH12	9,64	4,05	0,10	0,38	<b>107,10</b>
PH13	11,58	0,13	0,10	0,04	<b>119,19</b>
PH14	10,66	0,13	0,10	0,04	<b>110,06</b>
PV01	9,64	0,09	0,10	0,02	<b>100,09</b>
PV02	11,27	0,02	0,10	0,01	<b>114,61</b>
PV03	11,17	0,05	0,10	0,02	<b>114,80</b>
PV04	11,49	0,10	0,10	0,03	<b>118,53</b>
PV05	11,17	0,05	0,10	0,02	<b>114,80</b>
PV06	11,27	0,02	0,10	0,01	<b>114,61</b>
PV07	9,64	0,09	0,10	0,02	<b>100,09</b>
PV08	11,27	0,02	0,10	0,01	<b>114,96</b>
PV09	11,27	0,02	0,10	0,01	<b>114,96</b>
PV10	9,64	2,90	0,10	0,25	<b>107,87</b>
PV11	11,49	8,99	0,10	0,56	<b>130,96</b>
PV12	9,64	2,90	0,10	0,25	<b>107,87</b>
PV13	11,58	2,14	0,10	0,21	<b>126,21</b>
PV14	10,66	0,78	0,10	0,16	<b>111,48</b>
PV15	9,46	0,78	0,10	0,16	<b>99,39</b>
PV16	11,58	2,14	0,10	0,21	<b>126,21</b>
PV17	8,77	2,18	0,10	0,21	<b>97,88</b>
PV18	10,66	16,96	0,10	1,52	<b>117,84</b>
PV19	9,46	16,96	0,10	1,52	<b>105,75</b>

Fonte: Autor

Após exibir a Tabela 24, é possível avaliar uma uniformização entre os valores. Diferentemente do método anterior, em que havia tensões aproximadamente três vezes maior entre paredes, o modelo com interações entre paredes apresenta valores de tensões semelhantes para toda estrutura. Por conta da utilização das abas, nas quais contribuem com a rigidez do prédio, a média de contribuição das ações horizontais para o valor final da tensão atuante nas paredes, caiu de, em média, 10 para 6%. Esta avaliação também caminha a par e passo com Accetti (1988), na qual indica que uma das vantagens da utilização de abas para a distribuição dos esforços horizontais é o aumento da inercia da estrutura, diminuindo, praticamente, pela metade as tensões oriundas dessas ações.

### 6.1.1.3. Comparativo entre modelos

A Tabela 25 exibe o comparativo das tensões de cálculo atuantes em cada parede de concreto da edificação em estudo. Segundo Braguim (2013), diferenças no valor de 5% são consideradas excelentes aproximações. Já para distinções entre 5 e 15% os resultados são classificados como bons e, por fim, diferenças acima do limite de 15% o comparativo é definido como ruim.

O valor do limite de 15% foi fundamentado no coeficiente  $\gamma_{f3}$  no qual considera possíveis equívocos de avaliação dos efeitos das ações, seja por problemas construtivos ou deficiência do modelo de cálculo (BRAGUIM, 2013).

Assim, as células em verde demonstram excelentes aproximações dos modelos. Já as coloridas em amarelo representam um resultado bom, e por fim, as em vermelho, ruim.

Tabela 25 – Comparativo de Tensões de Cálculo

PAREDES DE CONCRETO			
TENSÃO NORMAL MÁXIMA DE COMPRESSÃO (tf/m <sup>2</sup> )			
ID	S/ interação $\sigma_{Cd}$ (tf/m <sup>2</sup> )	C/ interação $\sigma_{Cd}$ (tf/m <sup>2</sup> )	Diferença %
1º PAVIMENTO			
PH01	92,83	107,10	15
PH02	105,35	119,19	13
PH03	104,79	97,97	-7
PH04	106,53	118,46	11
PH05	87,88	107,35	22
PH06	114,80	118,23	3
PH07	55,50	94,08	69
PH08	129,60	130,89	1
PH09	114,80	118,23	3
PH10	111,76	119,44	7
PH11	106,53	118,46	11
PH12	92,83	107,10	15
PH13	105,35	119,19	13
PH14	104,79	110,06	5

PV01	114,10	100,09	-12
PV02	145,16	114,61	-21
PV03	129,68	114,80	-11
PV04	134,50	118,53	-12
PV05	129,68	114,80	-11
PV06	145,16	114,61	-21
PV07	114,10	100,09	-12
PV08	133,15	114,96	-14
PV09	133,15	114,96	-14
PV10	133,48	107,87	-19
PV11	150,86	130,96	-13
PV12	133,48	107,87	-19
PV13	140,59	126,21	-10
PV14	139,84	111,48	-20
PV15	125,81	99,39	-21
PV16	140,59	126,21	-10
PV17	121,74	97,88	-20
PV18	127,85	117,84	-8
PV19	127,85	105,75	-17

Fonte: Autor

Apresentada a Tabela 25, é possível observar que 9% das paredes de concreto da estrutura obtiveram resultados excelentes para o comparativo do modelo de paredes com interação em relação ao modelo sem interação. As aproximações dos valores bons são de 61% das paredes e, por fim, 30% dos elementos, ruim.

Como visto anteriormente, as ações horizontais pouco influenciam para os valores das tensões. Logo, serão analisadas as paredes com aproximações ruins, abordando o comportamento das distribuições dos esforços verticais, visando compreender essa variação nas tensões.

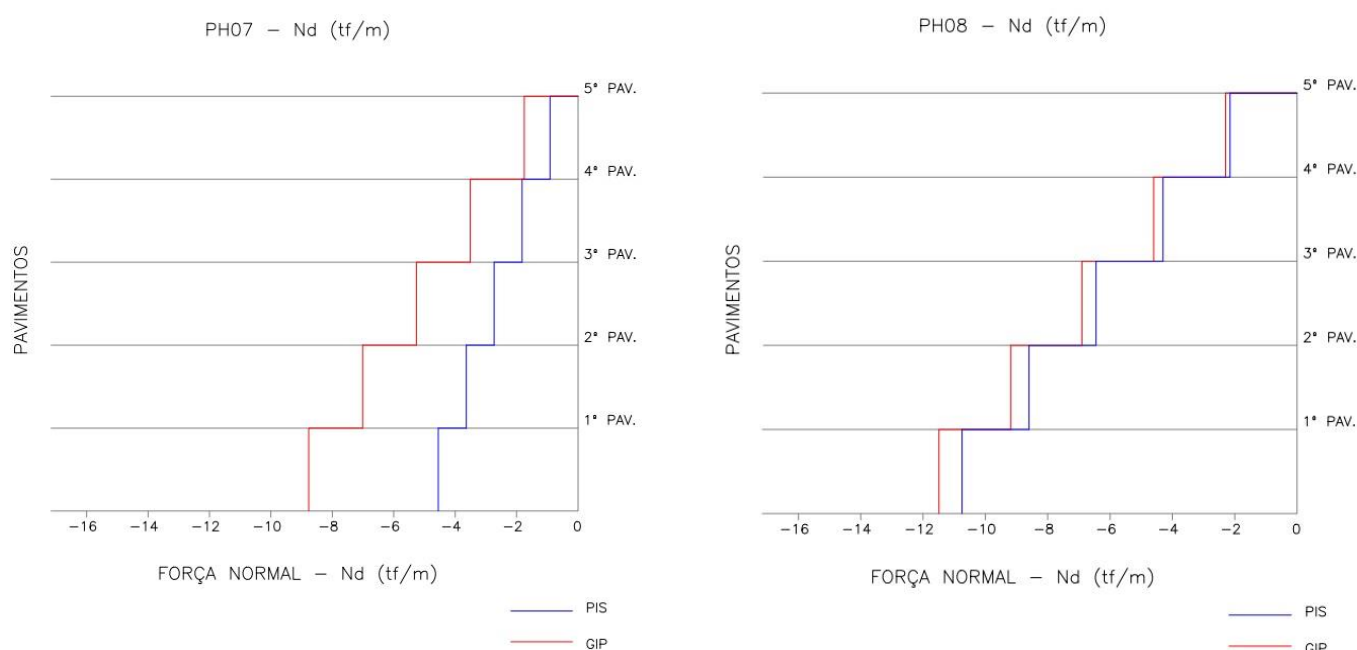
Iniciando pela PH05, para o caso do modelo PIS, observando seu posicionamento em planta, o elemento recebe apenas o carregamento vertical de duas áreas de influência, além do seu peso próprio. Quando considerado o modelo GIP, o grupo na qual a PH05 está inserida (G3), interage com diversas paredes com carregamento superior, em média, 60%, resultando assim, em um carregamento vertical consideravelmente maior comparado quando a análise é feita com o elemento isolado.

A PH07 sofre das mesmas condições que a PH05, pelo posicionamento desta parede em planta, a única ação vertical atuante é a de peso próprio, quando considerada a análise sem interação. Com a interação de paredes presentes no mesmo, a PH07 está vinculada a outros dois elementos com carregamentos superiores, gerando um aumento na distribuição de esforços verticais pelo seu comprimento.

Já as paredes verticais PV15, PV17 e PV19, tem o comportamento contrário dos elementos supracitados. A PV15 e PV19 pertencem ao grupo PH05, e a PV17 ao mesmo grupo da PH07. Como os carregamentos dessas paredes horizontais são muito baixos, quando aplicado o modelo de interações de parede, as cargas atuantes nos trechos verticais irão diminuir.

Os diagramas a seguir propiciam o comparativo entre forças normais para os modelos com e sem interação de paredes dos elementos PH07 e PH08.

Figura 60 – Diagrama  $N_d$  – Paredes PH07 e PH08 – Comparativo entre modelos (PIS x GIP)



Fonte: Autor

As paredes PV02 e PV06 são simétricas e contém as mesmas propriedades. Por conta de possuir um pequeno comprimento e carga elevada, quando essas paredes são consideradas com interações, o novo comprimento do grupo é aproximadamente 5x maior comparada quando a parede é analisada isoladamente, assim, gerando uma diminuição no carregamento em seu trecho. A PV10, PV12 e PV14 sofrem de condições semelhantes, mesmo possuindo um comprimento elevado quando analisadas de maneira isolada, quando a avaliação é realizada para paredes com interações o comprimento do grupo quase triplica, diminuindo os esforços nesses elementos.

Por ser um modelo que proporciona uma construção industrializada, a

padronização dos elementos é de suma importância para viabilidade do sistema em Paredes de Concreto. Assim, o projeto será realizado especificando a mesma espessura para todas as paredes da edificação. Em um posterior dimensionamento, tanto para o modelo sem e com interações entre as paredes, seria adotado a maior tensão resultante nos elementos, agindo, assim, a favor da segurança. Portanto, comparando os maiores valores de tensão de cada modelo, têm-se:

$$- \sigma_{cd} = 150,86 \text{ tf/m}^2, \text{ para modelo de paredes sem interações;}$$

$$- \sigma_{cd} = 130,96 \text{ tf/m}^2, \text{ para modelo de paredes com interações;}$$

Assim, a diferença do segundo valor em relação ao primeiro é na ordem de 13%, ou seja, está dentro do limite de uma boa aproximação.

Essa análise está de acordo com Corrêa e Ramalho (2003), no qual recomendam a utilização dos métodos de PIS e GIP para edificações de pouca altura. Vale o adendo em que os mesmos autores sugerem o modelo GIP para edificações de qualquer porte. Já para o modelo PIS, limitam-se a recomendação em estruturas pequenas, onde seus efeitos negativos são menos perceptíveis.

Por fim, também é possível observar a escolha pelo modelo sem interação entre paredes seria mais conservadora por possuir um valor maior de tensão solicitante. Outra avaliação que vai ao encontro de Correa e Ramalho (2003), no qual classificam o método como simples e muito seguro.

## 6.2. Estudo 02

Para este estudo foram realizados os comparativos entre modelos de cálculo adotando somente o carregamento vertical, tendo em vista que no estudo anterior foi possível observar que as ações horizontais têm pouca influência nas solicitações das paredes de concreto, para edifícios de pouca altura.

Assim, a distribuição das ações verticais na estrutura, indicada no Capítulo 5, foram efetuadas por três modelos de cálculo, o PIS, GIP e MPT.

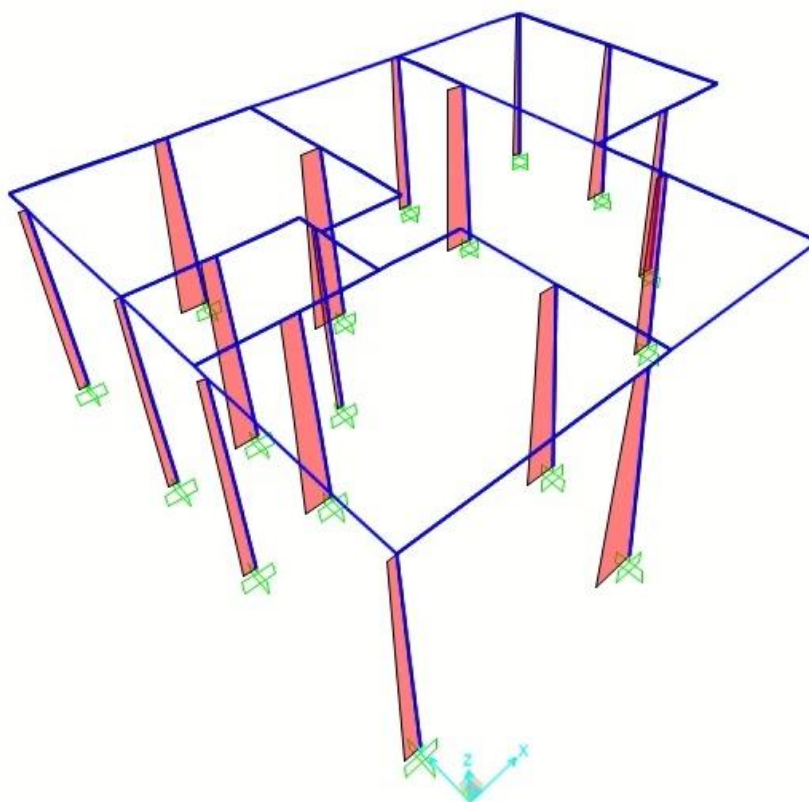
### 6.2.1. Modelo Numérico (MPT)

As tabelas e pórticos a seguir apresentam os esforços verticais solicitantes em cada parede de concreto, de acordo com os respectivos números de pavimentos, obtidos do lançamento do modelo numérico. O MPT foi modelado conforme item 5.6.1.2, seguindo os padrões do Modelo Reduzido, no qual contribuiu para consolidar o método para o Estudo 02.

Tabela 26 – Esforços Resultantes Verticais Característicos (MPT) – 1 Pavimento

MPT								
Id	L (m)	Pp 1 pav (tf)	Rlaje (G) tf	Rlaje (Q) tf	Rlaje tot tf	G (tf/m) - 1º Pav	Q (tf/m) - 1º Pav	Nk (tf/m) - 1º Pav
PH01	3,90	2,69	1,25	0,55	1,80	1,01	0,14	1,15
PH02	1,50	1,22	0,8	0,35	1,15	1,35	0,23	1,58
PH03	1,55	1,13	0,44	0,18	0,62	1,01	0,12	1,13
PH04	2,05	1,53	1,1	0,48	1,58	1,28	0,23	1,52
PH05	2,55	1,68	0,9	0,38	1,28	1,01	0,15	1,16
PH06	2,2	1,77	1,31	0,58	1,89	1,40	0,26	1,66
PH08	5,65	3,71	1,58	0,68	2,26	0,94	0,12	1,06
PV04	1,3	1,05	0,52	0,23	0,75	1,21	0,18	1,38
PV05	1,0	0,96	0,46	0,2	0,66	1,49	0,21	1,71
PV06	0,7	0,76	0,36	0,16	0,52	1,60	0,23	1,83
PV07	1,0	0,8	0,44	0,2	0,64	1,31	0,21	1,52
PV09	0,6	0,46	0,36	0,16	0,52	1,37	0,27	1,63
PV11	2,85	1,93	1,68	0,7	2,38	1,27	0,25	1,51
PV12	3,2	2,27	2,02	0,87	2,89	1,34	0,27	1,61
PV15	2,2	1,55	1,3	0,55	1,85	1,30	0,25	1,55
PV16	2,9	2,08	1,97	0,84	2,81	1,40	0,29	1,69
PV19	4	2,64	0,92	0,4	1,32	0,89	0,10	0,99

Fonte: Autor

Figura 61 – Resultantes  $N_d$  - Modelo de Estudo (MPT) – 1 Pavimento

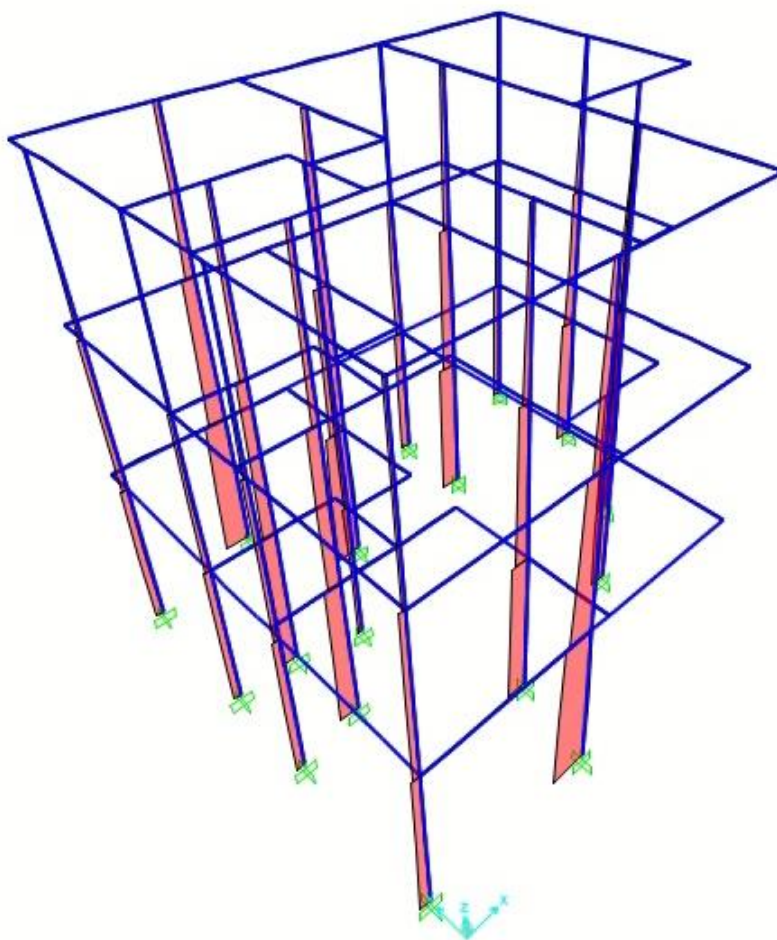
Fonte: Autor

Tabela 27 – Esforços Resultantes Verticais Característicos (MPT) – 3 Pavimentos

MPT								
Id	L (m)	Pp 1 pav (tf)	Rlaje (G) tf	Rlaje (Q) tf	Rlaje tot tf	G (tf/m) - 1º Pav	Q (tf/m) - 1º Pav	Nk (tf/m) - 1º Pav
PH01	3,90	8,36	4,5	1,96	6,46	3,30	0,50	3,80
PH02	1,50	3,43	2,25	0,97	3,22	3,79	0,65	4,43
PH03	1,55	3,35	1,57	0,68	2,25	3,17	0,44	3,61
PH04	2,05	4,88	3,31	1,44	4,75	4,00	0,70	4,70
PH05	2,55	5,07	2,87	1,24	4,11	3,11	0,49	3,60
PH06	2,2	5,29	3,63	1,58	5,21	4,05	0,72	4,77
PH08	5,65	11,35	5,98	2,56	8,54	3,07	0,45	3,52
PV04	1,3	3,12	1,47	0,65	2,12	3,53	0,50	4,03
PV05	1,0	2,78	1,39	0,61	2,00	4,39	0,64	5,03
PV06	0,7	2,28	1,07	0,47	1,54	4,79	0,67	5,46
PV07	1,0	2,29	1,27	0,55	1,82	3,75	0,58	4,33
PV09	0,6	1,33	1,07	0,46	1,53	4,00	0,77	4,77
PV11	2,85	5,89	4,34	1,87	6,21	3,59	0,66	4,25
PV12	3,2	6,88	5,56	2,39	7,95	3,89	0,75	4,63
PV15	2,2	4,53	3,79	1,6	5,39	3,78	0,73	4,51
PV16	2,9	6,24	5,19	2,21	7,40	3,94	0,76	4,70
PV19	4	7,99	3,07	1,35	4,42	2,77	0,34	3,10

Fonte: Autor

Figura 62 – Resultantes Nd - Modelo de Estudo (MPT) – 3 Pavimentos

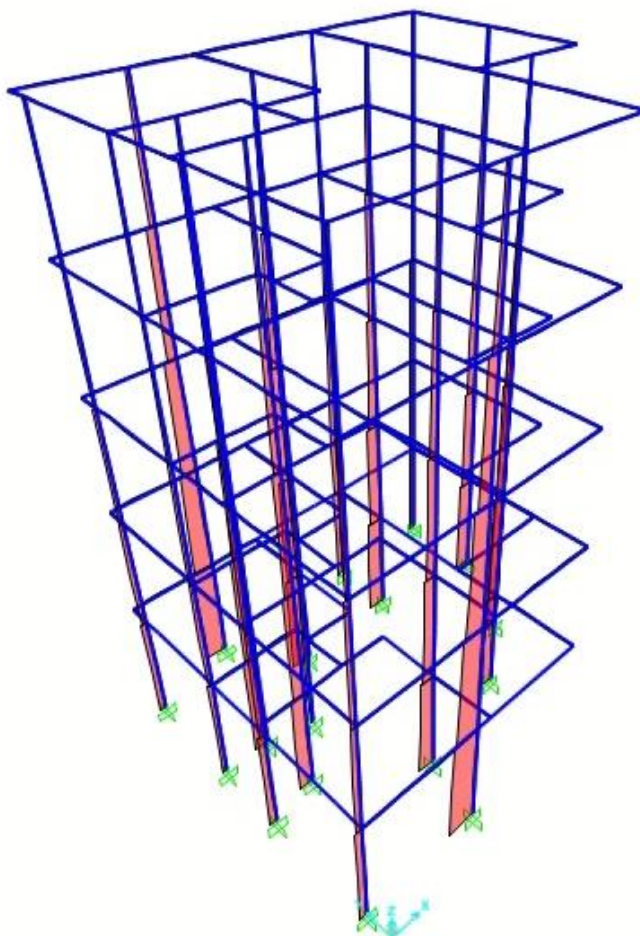


Fonte: Autor

Tabela 28 – Esforços Resultantes Verticais Característicos (MPT) – 5 Pavimentos

MPT								
Id	L (m)	Pp 1 pav (tf)	Rlaje (G) tf	Rlaje (Q) tf	Rlaje tot tf	G (tf/m) - 1º Pav	Q (tf/m) - 1º Pav	Nk (tf/m) - 1º Pav
PH01	3,90	14,32	8,44	3,67	12,11	5,84	0,94	6,78
PH02	1,50	5,59	3,68	1,59	5,27	6,18	1,06	7,24
PH03	1,55	5,49	2,85	1,24	4,09	5,38	0,80	6,18
PH04	2,05	8,10	5,28	2,30	7,58	6,53	1,12	7,65
PH05	2,55	8,44	4,85	2,09	6,94	5,21	0,82	6,03
PH06	2,2	8,70	5,64	2,46	8,10	6,52	1,12	7,64
PH08	5,65	19,19	11,14	4,78	15,92	5,37	0,85	6,21
PV04	1,3	5,12	2,65	1,17	3,82	5,98	0,90	6,88
PV05	1,0	3,96	2,3	1	3,30	6,59	1,05	7,64
PV06	0,7	2,93	1,76	0,77	2,53	6,70	1,10	7,80
PV07	1,0	3,78	2,2	0,93	3,13	6,29	0,98	7,27
PV09	0,6	2,27	1,63	0,7	2,33	6,50	1,17	7,67
PV11	2,85	9,7	6,69	2,88	9,57	5,75	1,01	6,76
PV12	3,2	11,55	8,45	3,65	12,10	6,25	1,14	7,39
PV15	2,2	7,47	5,89	2,49	8,38	6,07	1,13	7,20
PV16	2,9	10,36	7,94	3,39	11,33	6,31	1,17	7,48
PV19	4	13,35	5,8	2,54	8,34	4,79	0,64	5,42

Fonte: Autor

Figura 63 – Resultantes  $N_d$  - Modelo de Estudo (MPT) – 5 Pavimentos

Fonte: Autor

Após apresentar as tabelas, é possível observar a tendência da uniformização de cargas nas paredes de concreto à medida que se aumenta o número de pavimentos da estrutura. Na Tabela 26 a diferença entre o maior esforço vertical solicitante (1,83 tf/m) e o menor (0,99 tf/m) é de aproximadamente 85%. Já para a estrutura com 3 pavimentos (Tabela 27), essa diferença cai para em torno de 76%. Por fim, o modelo lançado para o edifício com 5 pavimentos (Tabela 28), a distinção entre esses valores é por volta de 44%.

#### 6.2.1.1. Comparativo entre modelos

Por fim, os resultados dispostos nas Tabelas 29, 30 e 31 exibem o comparativo entre os três modelos distintos de cálculo para distribuição dos esforços verticais. Cada tabela indica o carregamento vertical solicitante para o respectivo número de pavimentos analisados, contemplando PIS, GIP e MPT, além da diferença dos dois primeiros métodos em relação ao numérico.

Tabela 29 – Comparativo - Esforços Resultantes Verticais Característicos – (PIS x GIP x MPT) – 1 Pavimento

COMPARATIVO MODELOS						
PAREDE	Nk (tf/m)			DIFERENÇA (%)		
ID	PIS	GIP	MPT	PIS/GIP	PIS/MPT	GIP/MPT
PH01	1,11	1,38	1,15	-19	-4	20
PH02	1,41	1,66	1,58	-15	-11	5
PH03	1,02	1,14	1,13	-11	-10	1
PH04	1,40	1,60	1,52	-12	-8	5
PH05	0,97	1,14	1,16	-15	-17	-2
PH06	1,52	1,59	1,66	-5	-9	-4
PH08	1,07	1,28	1,06	-17	1	21
PV04	1,24	1,28	1,38	-3	-11	-8
PV05	1,77	1,59	1,71	11	4	-7
PV06	2,02	1,60	1,83	27	11	-13
PV07	1,54	1,38	1,52	12	2	-9
PV09	1,77	1,60	1,63	11	8	-2
PV11	1,72	1,28	1,51	35	14	-15
PV12	1,65	1,38	1,61	20	3	-15
PV15	1,54	1,14	1,55	35	-1	-26
PV16	1,78	1,66	1,69	8	6	-2
PV19	1,08	1,14	0,99	-5	9	15

Fonte: Autor

Tabela 30 – Comparativo - Esforços Resultantes Verticais Característicos – (PIS x GIP x MPT) – 3 Pavimentos

COMPARATIVO MODELOS					
PAREDE	Nk (tf/m)			DIFERENÇA (%)	
ID	PIS	GIP	MPT	PIS/MPT	GIP/MPT
PH01	3,33	4,13	3,80	-12	9
PH02	4,23	4,97	4,43	-5	12
PH03	3,06	3,43	3,61	-15	-5
PH04	4,20	4,79	4,70	-11	2
PH05	2,90	3,43	3,60	-19	-5
PH06	4,55	4,78	4,77	-5	0
PH08	3,20	3,84	3,52	-9	9
PV04	3,72	3,84	4,03	-8	-5
PV05	5,30	4,78	5,03	5	-5
PV06	6,06	4,79	5,46	11	-12
PV07	4,63	4,13	4,33	7	-4
PV09	5,30	4,79	4,77	11	0
PV11	5,17	3,84	4,25	22	-10
PV12	4,96	4,13	4,63	7	-11
PV15	4,61	3,43	4,51	2	-24
PV16	5,35	4,97	4,70	14	6
PV19	3,25	3,43	3,10	5	10

Fonte: Autor

Tabela 31 – Comparativo - Esforços Resultantes Verticais Característicos – (PIS x GIP x MPT) – 5 Pavimentos

COMPARATIVO MODELOS						
PAREDE	Nk (tf/m)			DIFERENÇA (%)		
ID	PIS	GIP	MPT	PIS/GIP	PIS/MPT	GIP/MPT
PH01	5,55	6,89	6,78	-19	-18	2
PH02	7,05	8,28	7,24	-15	-3	14
PH03	5,10	5,71	6,18	-11	-17	-8
PH04	7,01	7,98	7,65	-12	-8	4
PH05	4,84	5,71	6,03	-15	-20	-5
PH06	7,59	7,96	7,64	-5	-1	4
PH08	5,33	6,40	6,21	-17	-14	3
PV04	6,19	6,40	6,88	-3	-10	-7
PV05	8,83	7,96	7,64	11	16	4
PV06	10,11	7,98	7,80	27	30	2
PV07	7,72	6,89	7,27	12	6	-5
PV09	8,83	7,98	7,67	11	15	4
PV11	8,62	6,40	6,76	35	27	-5
PV12	8,27	6,89	7,39	20	12	-7
PV15	7,68	5,71	7,20	35	7	-21
PV16	8,91	8,28	7,48	8	19	11
PV19	5,41	5,71	5,42	-5	0	5

Fonte: Autor

Com os resultados expostos, primeiramente a análise foi realizada para o comparativo entre o PIS e MPT. É possível observar que para a estrutura de 1 pavimento, existem somente 6% das paredes de concreto com aproximações ruins,

59% boas e 35% com resultados excelentes. Já para a estrutura com 3 pavimentos nota-se que os resultados ruins aumentaram e passam a ser 12% das paredes, 59% mantiveram boas aproximações e 29%, excelentes. Por fim, o modelo com 5 pavimentos fica evidente a piora nas aproximações dos resultados das paredes de concreto. Os resultados ruins tornaram-se 41%, os bons 35% e os excelentes, também reduziram, para 24%. Com o acréscimo de pavimentos a estrutura, aumenta a quantidade de paredes com aproximação ruim.

Já para o comparativo entre o modelo numérico (MPT) e o GIP, é possível constatar o comportamento contrário, quanto maior foi a adição de pavimentos, as aproximações entre as paredes de concretos destes dois métodos melhoraram. Essa relação pode ser verificada quando comparadas as estruturas de 1 pavimento, nos quais resultados ruins eram de 18%, os bons 41% e excelentes também 41%, com os valores obtidos do modelo de 5 pavimentos. Nesse último, as aproximações excelentes aumentaram para 65%, enquanto as boas foram de 29% e as ruins apenas de 6%.

Essa constatação do comportamento dos carregamentos verticais também vai ao encontro de Correa e Ramalho (2003), no qual indica a utilização do método PIS para edificações de pequeno porte, onde seus efeitos negativos são menos perceptíveis. Para o GIP a utilização do modelo pode ser aplicada para qualquer altura de edificação.

Adotando o mesmo raciocínio do Estudo 01, outra verificação é a utilização do PIS como modelo mais conservador, tendo em vista que o carregamento desse método de cálculo para um posterior dimensionamento é maior em relação ao GIP e MPT, tanto para 1, 3 ou 5 pavimentos. Por fim, como a estrutura analisada é de pequeno porte, a utilização do modelo sem interação entre paredes (PIS) resultaria em uma análise e, conseqüentemente, um dimensionamento mais cauteloso, quando comparado ao GIP e MPT.

## 7. CONCLUSÃO

Após apresentados e discutidos os resultados, ao final deste trabalho é possível concluir que a escolha do modelo de cálculo, adotado para distribuição dos carregamentos atuantes na estrutura em análise, interfere diretamente tanto nos esforços solicitantes quanto nas tensões das paredes de concreto. Vale o adendo que esta constatação também é válida para edificações em Alvenaria Estrutural, por conta de seu comportamento estrutural ser semelhante ao sistema em Paredes de Concreto.

Em relação a influência dos carregamentos horizontais, é possível verificar, no Estudo 01, que para a edificação de pouca altura essas ações não são significativas para a contribuição da tensão das paredes de concreto, sendo o carregamento vertical responsável por aproximadamente 90 a 95% das tensões atuantes, dependendo do modelo utilizado.

Pode-se observar que o no Estudo 02, tanto o modelo de GIP quanto o MPT demonstraram semelhança e uma maior uniformização na distribuição dos carregamentos verticais, proporcionando, assim, uma análise mais arrojada para o edifício em Paredes de Concreto.

De modo geral, nota-se que há influência das vinculações laterais para a distribuição dos carregamentos na estrutura em Parede de Concreto. Todavia no Estudo 01 constata-se que essa interferência não possui grande impacto quando comparado os modelos sem e com interações entre paredes de concreto. É possível verificar que existe uma boa aproximação entre as maiores tensões obtidas para os dois métodos distintos. A conclusão dessa baixa interferência das vinculações laterais para o edifício analisado vai ao encontro com a recomendação de Corrêa e Ramalho (2003) da utilização do modelo PIS para estruturas de pouca altura.

O comportamento observado no Estudo 02 reforça a orientação anterior, considerando que com o aumento de pavimentos fica evidente uma piora qualitativa no método PIS em relação ao modelo MPT quando comparada com a diferença entre GIP e MPT. Ao contrário do PIS, o GIP tem sua aplicação indicada para edifícios de qualquer porte.

Por conseguinte, mesmo os modelos sem interações entre paredes apontando diferenças, é possível observar que o método foi capaz de desempenhar de maneira satisfatória a distribuição de esforços para as estruturas avaliadas. Por conta dessas

estruturas serem de baixo porte, possibilitou que seus efeitos negativos fossem de menor proporção. Ainda que seja um modelo simples de distribuição de ações, proporciona agilidade na análise vinculada com segurança, tendo em vista que a abordagem é mais conservadora entre os três modelos. Essas características contribuem para o método ser amplamente difundido no mercado para análise de edificações em Paredes de Concreto de poucos pavimentos.

### **7.1. Sugestões para trabalhos futuros**

Sugere-se para trabalhos futuros a realização do mesmo comparativo entre modelo de cálculos, todavia para prédios com mais pavimentos, visando avaliar até que altura da edificação a adoção do modelo sem interação entre paredes pode influenciar diretamente na questão econômica sistema, fazendo necessário o aumento da espessura do elemento de parede para suprir a tensão atuante.

Outro tema a ser explorado é a utilização do modelo em elementos finitos para realizar a discretização das paredes, buscando avaliar os resultados e comparativos com os métodos apresentados neste trabalho.

Por fim, outra sugestão seria a investigação do motivo da norma norte americana adotar apenas vinculações topo-base para o cálculo de resistências última das paredes de concreto. Pertence ainda a essa proposta a pesquisa da influência dos terremotos, mais comuns na costa oeste dos Estados Unidos, na relação com as considerações de cálculo da normativa.

## 8. REFERÊNCIAS

ACCETTI, K. M. **Contribuições ao projeto estrutural de edifícios em alvenaria**. 1998. 247p. Dissertação (Mestrado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo. São Carlos, 1998.

AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. **ACI 318: Building Code Requirements for Structural Concrete**. Farmington Hills, 2019.

ARAÚJO, J. M. **Curso de Concreto Armado - Volume 1**. 4. ed. Rio Grande: Dunas, 2014.

ARAÚJO, J. M. **Curso de Concreto Armado - Volume 2**. 4. ed. Rio Grande: Dunas, 2014.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DAS EMPRESAS DE SERVIÇOS DE CONCRETAGEM (ABESC). **Projeto Paredes de Concreto – um grande desafio**. Revista Concreto e Construções, nº 51, 2008.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE INCORPORADORAS IMOBILIÁRIAS (ABRAIN); FUNDAÇÃO GETÚLIO VARGAS (FGV). **Análise das necessidades habitacionais e suas tendências para os próximos dez anos**. Relatório Técnico Final – 2ª versão, 2018.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 6118: Projeto de estruturas de concreto – procedimento**. Rio de Janeiro, 2014.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 6120: Ações para o cálculo de estruturas de edificações**. Rio de Janeiro, 2019.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 6123: Forças devidas ao vento em edificações**. Rio de Janeiro, 1988.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 8681: Ações e segurança nas estruturas – Procedimento**. Rio de Janeiro, 2004.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 16055: Paredes de concreto moldada no local para construção de edificações – Requisitos e procedimentos**. Rio de Janeiro, 2012.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 16868–1: Alvenaria Estrutural – Parte 1: Projeto**. Rio de Janeiro, 2020.

BLESSMANN, J. **Efeitos do vento em edificações**. 2.ed. Porto Alegre, Editora da UFRGS, 1989.

BRAGUIM, T.C. **Utilização de modelos de cálculo para projeto de edifícios de paredes de concreto armado moldadas no local**. Dissertação (Mestrado), Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, 2013.

BRASIL. Lei 11.977, de 07 de julho de 2009. Dispõe sobre o Programa Minha Casa, Minha Vida - PMCMV. **Diário Oficial da União**, Brasília, 07 jul. 2009.

CAPUZZO NETO, V. **Estudo teórico e experimental da interação de paredes de alvenaria estrutural submetidas a ações verticais**. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2000.

COMUNIDADE DA CONSTRUÇÃO. **Coletânea de ativos Parede de concreto**, 2007- 2008.

COMUNIDADE DA CONSTRUÇÃO. **Coletânea de ativos Parede de concreto**, 2009- 2010.

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

DOH, J. H. **Experimental and theoretical studies of normal and high strength concrete wall panels**. Thesis (Doctor of Philosophy), Griffith University, 2002.

DOH, J. H.; FRAGOMENI, S. **Ultimate Load Formula for Reinforced Concrete Wall Panels with Openings**. Advances in Structural Engineering, v.9, No 1, p.103-115, Australia, 2006.

DOH, J. H.; FRAGOMENI, S. **Evaluation of the Simplified Concrete Wall Design Equation in AS 3600:2009**. Australian Journal of Structural Engineering, v.10, No 3, p.253-261, Australia, 2010.

FRAGOMENI, S.; MENDIS, P. A.; GRAYSON, W.R. **Review of Reinforced Concrete Wall Design Formulas**. American Concrete Institute Structural Journal, v.91, No 5, p.521-528, October, 1994.

FRAGOMENI, S. **Design of normal and high strength reinforced concrete walls**. Ph.D Thesis, University of Melbourne, Melbourne, Australis, 1995.

KALITA, U.C.; HENDRY, A.W. **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, 1970.

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

LORDESLEEM JÚNIOR, A. C.; FONTENELLE, E. C.; BARROS, M. M. B. de; SABBATINI, F. H.; **Estágio atual do uso de paredes maciças moldados no local em São Paulo**. Congresso Latino-Americano Tecnologia e Gestão na Produção de edifícios. São Paulo, 1998.

MISURELLI, H.; MASSUDA, C.; **Como construir Paredes de concreto**. Técnica. Edição 147, ano 17, p. 74-80, 2009.

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

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

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

RAMOS, G.T.; CARMELLO, M. **Arquitetura brasileira e habitação**. Belo Horizonte: ANIMA, 2017.

SAHEB, S. M.; DESAYI, P. **Ultimate Strength of R.C. Wall Panels in One-way In-Plane Action**. Journal of Structural Engineering, ASCE, v.115, No 10, p.2617-2630, October 1989.

SACHT, H. M. **Painéis de vedação de concreto moldado in loco: avaliação do desempenho térmico e desenvolvimento de concretos**. Dissertação (Mestrado), Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2008.

SACHT, H.M; ROSSIGNOLO, J.A.; BUENO, C. **Vedações verticais em concreto moldadas in loco: avaliação do conforto térmico de habitações térreas no Estado de São Paulo**. Revista Ibracon de Estruturas e Materiais, v.4, p.31-48, São Paulo, 2011.

SOUZA, R. A. **Concreto estrutural: análise e dimensionamento de elementos com descontinuidades**. Tese (Doutorado) – Departamento de Engenharia de Estruturas e Fundações, Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, 2004.

STANDARDS AUSTRALIA. **AS 3600: Concrete Structures**. North Sydney, NSW, Austrália, 2009.

VIEIRA, L. B. **Projeto de paredes de concreto armado: Apresentação das recomendações normativas e avaliação da influência das aberturas**. Dissertação (Mestrado). Escola Politécnica, Universidade Federal da Bahia, Salvador, 2014.

WENDLER, A. **Comportamento das estruturas em painel – Alvenaria estrutural e Paredes de concreto**. Construliga, 2017. Disponível em: <<https://blogdaliga.com.br/comportamento-das-estruturas-em-painel-alvenaria/>> .Acesso em 07/07/2020.

YAGUI, T. **Estruturas constituídas de paredes delgadas com diafragmas transversais**. Tese (Doutorado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, 1971.

## APÊNDICE A

Tabela 32 – Estudo 01 - Tensões de Cálculo (PIS e GIP) – 2º Pavimento

PAREDES DE CONCRETO		
TENSÃO NORMAL MÁXIMA DE COMPRESSÃO (tf/m <sup>2</sup> )		
ID	S/ interação $\sigma_{Cd}$ (tf/m <sup>2</sup> )	C/ interação $\sigma_{Cd}$ (tf/m <sup>2</sup> )
<b>2º PAVIMENTO</b>		
PH01	74,17	85,62
PH02	84,24	95,33
PH03	83,79	78,35
PH04	85,17	94,74
PH05	70,19	85,81
PH06	91,79	94,54
PH07	44,34	75,22
PH08	103,55	104,62
PH09	91,79	94,54
PH10	89,29	95,48
PH11	85,17	94,74
PH12	74,17	85,62
PH13	84,24	95,33
PH14	83,79	88,02
PV01	91,24	80,05
PV02	116,11	91,68
PV03	103,71	91,82
PV04	107,56	94,80
PV05	103,71	91,82
PV06	116,11	91,68
PV07	91,24	80,05
PV08	106,50	91,96
PV09	106,50	91,96
PV10	106,68	86,23
PV11	120,51	104,68
PV12	106,68	86,23
PV13	112,38	100,91
PV14	111,80	89,16
PV15	100,58	79,49
PV16	112,38	100,91
PV17	97,29	78,24
PV18	102,15	94,21
PV19	102,15	84,53

Fonte: Autor

## APÊNDICE B

Tabela 33 – Estudo 01 - Tensões de Cálculo (PIS e GIP) – 3º Pavimento

PAREDES DE CONCRETO		
TENSÃO NORMAL MÁXIMA DE COMPRESSÃO (tf/m <sup>2</sup> )		
ID	S/ interação $\sigma_{Cd}$ (tf/m <sup>2</sup> )	C/ interação $\sigma_{Cd}$ (tf/m <sup>2</sup> )
<b>3º PAVIMENTO</b>		
PH01	55,48	64,11
PH02	63,12	71,47
PH03	62,78	58,73
PH04	63,80	71,00
PH05	52,45	64,23
PH06	68,76	70,84
PH07	33,16	56,36
PH08	77,45	78,31
PH09	68,76	70,84
PH10	66,78	71,48
PH11	63,80	71,00
PH12	55,48	64,11
PH13	63,12	71,47
PH14	62,78	65,99
PV01	68,38	60,00
PV02	87,04	68,74
PV03	77,73	68,84
PV04	80,60	71,07
PV05	77,73	68,84
PV06	87,04	68,74
PV07	68,38	60,00
PV08	79,85	68,95
PV09	79,85	68,95
PV10	79,84	64,56
PV11	90,08	78,35
PV12	79,84	64,56
PV13	84,13	75,58
PV14	83,73	66,82
PV15	75,32	59,57
PV16	84,13	75,58
PV17	72,80	58,58
PV18	76,40	70,55
PV19	76,40	63,29

Fonte: Autor

## APÊNDICE C

Tabela 34 – Estudo 01 - Tensões de Cálculo (PIS e GIP) – 4º Pavimento

PAREDES DE CONCRETO		
TENSÃO NORMAL MÁXIMA DE COMPRESSÃO (tf/m <sup>2</sup> )		
ID	S/ interação $\sigma Cd$ (tf/m <sup>2</sup> )	C/ interação $\sigma Cd$ (tf/m <sup>2</sup> )
<b>4º PAVIMENTO</b>		
PH01	36,56	42,44
PH02	41,89	47,55
PH03	41,66	39,06
PH04	42,30	47,17
PH05	34,40	42,46
PH06	45,60	47,04
PH07	21,83	37,39
PH08	51,01	51,76
PH09	45,60	47,04
PH10	43,95	47,29
PH11	42,30	47,17
PH12	36,56	42,44
PH13	41,89	47,55
PH14	41,66	43,89
PV01	45,43	39,90
PV02	57,92	45,77
PV03	51,68	45,80
PV04	53,54	47,28
PV05	51,68	45,80
PV06	57,92	45,77
PV07	45,43	39,90
PV08	53,14	45,90
PV09	53,14	45,90
PV10	52,72	42,72
PV11	59,17	51,78
PV12	52,72	42,72
PV13	55,64	50,09
PV14	55,49	44,41
PV15	49,88	39,58
PV16	55,64	50,09
PV17	48,04	38,77
PV18	50,31	46,71
PV19	50,31	41,88

Fonte: Autor

## APÊNDICE D

Tabela 35 – Estudo 01 - Tensões de Cálculo (PIS e GIP) – 5º Pavimento

PAREDES DE CONCRETO		
TENSÃO NORMAL MÁXIMA DE COMPRESSÃO (tf/m <sup>2</sup> )		
ID	S/ interação $\sigma_{Cd}$ (tf/m <sup>2</sup> )	C/ interação $\sigma_{Cd}$ (tf/m <sup>2</sup> )
<b>5º PAVIMENTO</b>		
PH01	21,03	23,16
PH02	20,57	23,58
PH03	20,45	19,34
PH04	20,68	23,26
PH05	16,07	20,50
PH06	22,31	23,15
PH07	10,35	18,33
PH08	24,25	24,97
PH09	22,31	23,15
PH10	20,84	22,92
PH11	20,68	23,26
PH12	21,03	23,16
PH13	20,57	23,58
PH14	20,45	21,75
PV01	22,41	19,74
PV02	28,75	22,78
PV03	25,55	22,73
PV04	26,37	23,43
PV05	25,55	22,73
PV06	28,75	22,78
PV07	22,41	19,74
PV08	26,39	22,82
PV09	26,39	22,82
PV10	25,35	20,71
PV11	27,80	24,98
PV12	25,35	20,71
PV13	26,91	24,46
PV14	27,07	21,93
PV15	24,26	19,51
PV16	26,91	24,46
PV17	23,04	18,81
PV18	23,92	22,72
PV19	23,92	20,31

Fonte: Autor