

ANÁLISE E DIMENSIONAMENTO SÍSMICO DE ESTRUTURAS DE EDIFÍCIOS DE BETÃO ARMADO COM PAREDES DE PREENCHIMENTO EM ALVENARIA

VICTOR BARROS DA NÓBREGA CHAGAS

Dissertação submetida para satisfação parcial dos requisitos do grau de
MESTRE EM ESTRUTURAS DE ENGENHARIA CIVIL

Orientador: Professor Dr. António José Coelho Dias Arêde

Coorientador: Dr. Manuel Fernando Paulo Pereira

JULHO DE 2023

MESTRADO EM ESTRUTURAS DE ENGENHARIA CIVIL 2022/2023

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

Tel. +351-22-508 1901

✉ mestec@fe.up.pt

Editado por

FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO

Rua Dr. Roberto Frias

4200-465 PORTO

Portugal

Tel. +351-22-508 1400

✉ feup@fe.up.pt

🌐 <http://www.fe.up.pt>

Reproduções parciais deste documento serão autorizadas na condição que seja mencionado o Autor e feita referência a *Mestrado em Estruturas de Engenharia Civil - 2022/2023 - Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2022.*

As opiniões e informações incluídas neste documento representam unicamente o ponto de vista do respetivo Autor, não podendo o Editor aceitar qualquer responsabilidade legal ou outra em relação a erros ou omissões que possam existir.

Este documento foi produzido a partir de versão eletrónica fornecida pelo respetivo Autor.

À Família e Amigos

É justo que muito custe o que muito vale.

Teresa de Ávila

AGRADECIMENTOS

Este trabalho supera, antes de tudo, qualquer mérito ou satisfação pessoal. Chegar ao seu término foi apenas fruto do sacrifício de outras pessoas. Portanto, que ele seja minimamente digno de representar o meu carinho por todas elas.

Primeiramente gostaria de agradecer a Deus. Seria impossível ter chegado aqui sem tudo que Ele me proporcionou. Foi Ele que me apoiou nos momentos mais difíceis, sendo sempre meu guia na realização desse sonho.

Sou grato também ao meu orientador, Professor António Arêde, que me transmitiu muitos conhecimentos, conselhos e mostrou-se sempre disponível para esclarecer minhas dúvidas. Posso dizer que foi uma honra trabalhar ao seu lado.

Agradeço também ao meu coorientador, Engenheiro Paulo Pereira, por todos os conhecimentos transmitidos, pelo estímulo e por ter permitido que eu desenvolvesse esse trabalho na PPSEC (Paulo Pereira - Serviços de Engenharia Civil). Posso dizer que foi um prazer desenvolver a tese nesta empresa.

Aos excelentes Engenheiros Francisco Rocha, Gabriel Ferreira, João Marrana, João Martins, Marcos Soares, Marina Moreira e Vitor Silva que me apoiaram e que me ajudaram no desenvolvimento deste trabalho no período em que passei na PPSEC. Agradeço também aos demais profissionais pelos conselhos e constante estímulo.

Ao Professores Nelson Vila Pouca e Xavier Romão, que apesar não estarem diretamente envolvidos na dissertação, me disponibilizaram alguns documentos essenciais para o desenvolvimento deste trabalho.

Aos meus amigos, que estiveram ao meu lado por todo tempo. Sempre entendendo minhas ausências e comemorando minhas vitórias.

Ao meu avô Valdir, que sempre foi meu exemplo como engenheiro civil. Agradeço em especial pelas experiências compartilhadas e conselhos.

Aos meus tios Vânia e Flávio, que permitiram que eu vivesse esse sonho. Sem vocês morar em Portugal seria impossível.

Aos meus irmãos Mariana e Matheus, que sempre me apoiaram e vibraram com minhas conquistas. Devo muito a vocês.

Aos meus pais Isnar e Rosário, os quais devo tudo que sou. Agradeço em especial pela educação, conselhos e amor. Espero um dia poder recompensá-los.

A todos um muito obrigado.

RESUMO

Os sistemas estruturais mais presentes em todo o mundo são compostos por estruturas porticadas preenchidas com paredes de alvenaria. Os painéis de alvenaria de enchimento interagem diretamente com os elementos estruturais do pórtico e podem alterar de forma significativa a resposta sísmica das estruturas. Apesar de não se tratar de uma prática comum durante a execução de projetos, deve-se considerar a presença desses elementos nos modelos numéricos, a fim de obter resultados mais exactos e fidedignos, tendo em vista que existem inúmeros casos de danos e colapso de edifícios relacionados à participação dos painéis de alvenaria na resposta sísmica da estrutura.

Este trabalho surge neste contexto com o objetivo de estudar numericamente a influência dos painéis de enchimento no comportamento sísmico das estruturas, evidenciando a viabilidade da incorporação desses elementos nos modelos numéricos, inclusive em softwares comerciais usuais, como o “Robot Structural Analysis”.

Foram realizadas modelações numéricas de dois edifícios hipotéticos semelhantes, localizados em dois cenários sísmicos consideravelmente distintos, sendo um no Porto e outro em Lagos. Para ambos os cenários, foram feitas análises lineares com e sem painéis de alvenaria de enchimento. Conjuntamente, foram utilizadas diferentes disposições dos painéis, como bielas diagonais equivalentes.

Os valores obtidos através dos diversos modelos confeccionados foram comparados, sendo analisado a nível global: as frequências (Hz), o coeficiente sísmico (δ), o “drift” global e o “drift” relativo. Já a nível local, foi avaliada, para cada modelo, a influência dos painéis de enchimento de alvenaria nos pilares exteriores por pórtico em relação a área e a taxa de armadura (longitudinal e transversal) necessária por pilar. Com essa estratégia, foi possível determinar a influência dos painéis de alvenaria de enchimento de forma mais precisa.

Ao final, constatou-se que, independentemente do cenário sísmico, os painéis de enchimento de alvenaria alteram significativamente o comportamento sísmico das estruturas porticadas de betão armado a nível global e local.

PALAVRAS-CHAVE: painéis de alvenaria de enchimento, estruturas porticadas de betão armado, resposta sísmica, modelo numérico, bielas diagonais equivalentes.

ABSTRACT

The most common structural systems worldwide consist of frame structures filled with masonry walls. Masonry infill panels directly interact with the structural elements of the frame and can significantly modify the seismic response of the structures. Although it is not a common practice during project execution, the presence of these elements should be considered in numerical models in order to obtain more accurate and reliable results, given that there are numerous cases of building damage and collapse related to the participation of masonry panels in the seismic response of the structure.

This study aims to numerically investigate the influence of infill panels on the seismic behavior of structures, highlighting the feasibility of incorporating these elements into numerical models, including in usual commercial structural calculation programs, such as “Robot Structural Analysis.”

Numerical modeling of two similar hypothetical buildings were conducted in two considerably different seismic scenarios, one in Porto and the other in Lagos. For both scenarios, linear analyses was performed with and without infill masonry panels. Different arrangements of the panels, such as equivalent diagonal struts, were also used.

The obtained values from the various models were compared, considering global parameters such as frequencies (Hz), seismic coefficient (δ), global “drift” and relative “drift”. Additionally, at the local level, the influence of the masonry infill panels on the exterior columns was evaluated for each model in terms of the required area and amount of longitudinal and transverse reinforcement per column. This approach allowed for a more precise determination of the influence of the infill masonry panels.

In conclusion, it was observed that, regardless of the seismic scenario, masonry infill panels significantly modify the seismic behavior of reinforced concrete frame structures both at a global and local level.

KEYWORDS: infill masonry panels, reinforced concrete framed structures, seismic response, numerical model, equivalent diagonal struts.

ÍNDICE GERAL

AGRADECIMENTOS.....	i
RESUMO.....	iii
ABSTRACT.....	v

1. INTRODUÇÃO	1
1.1. ENQUADRAMENTO GERAL.....	1
1.2. OBJETIVOS DA DISSERTAÇÃO.....	2
1.3. ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO	2

2. INFLUÊNCIA DAS PAREDES DE ALVENARIA DE ENCHIMENTO EM EDIFÍCIOS DE BETÃO ARMADO.....	3
2.1. INTRODUÇÃO	3
2.2. PAINÉIS DE ALVENARIA DE ENCHIMENTO E SUA INFLUÊNCIA NA RESPOSTA SÍSMICA EM EDIFÍCIOS DE BETÃO ARMADO	4
2.2.1. CONSIDERAÇÃO DAS PAREDES DE ALVENARIA NOS PROJETOS DE EDIFÍCIOS PORTICADOS DE BETÃO ARMADO	4
2.2.2. EFEITOS POSITIVOS DOS PAINÉIS DE ALVENARIA DE ENCHIMENTO EM EDIFÍCIOS PORTICADOS DE BETÃO ARMADO	5
2.2.3. EFEITOS NEGATIVOS DOS PAINÉIS DE ALVENARIA DE ENCHIMENTO EM EDIFÍCIOS PORTICADOS DE BETÃO ARMADO	5
2.2.3.1. Distribuição irregular das paredes em planta	6
2.2.3.2. Distribuição irregular das paredes em altura	7
2.2.3.3. Pórticos parcialmente preenchidos com alvenaria.....	9
2.3. CONSIDERAÇÃO DOS PAINÉIS DE ALVENARIA NOS PROJETOS E O ENQUADRAMENTO COM O EUROCÓDIGO 8.....	10
2.4. MODELAÇÃO DO COMPORTAMENTO DE ALVENARIA DE ENCHIMENTO.....	11
2.5. MODELAÇÃO DE ALVENARIA COMO BIELA DIAGONAL EQUIVALENTE	14
2.5.1. MÉTODO DE STAFFORD SMITH E CARTER	14
2.5.2. MÉTODO DE MAINSTONE	17
2.5.3. MÉTODO DE AL-CHAAR	17
2.5.4. MÉTODO DE CRISAFULLI	21
2.5.5 MÉTODO DE RODRIGUES	24
2.6. CONSIDERAÇÕES FINAIS	25

3. CASOS DE ESTUDO	26
3.1. INTRODUÇÃO	26

3.2. EDIFÍCIO HIPOTÉTICO NO PORTO	27
3.3. EDIFÍCIO HIPOTÉTICO EM LAGOS	37
3.4. CONSIDERAÇÕES FINAIS	43

4. MODELAÇÃO DOS PAINÉIS DE ALVENARIA.....45

4.1. INTRODUÇÃO	45
4.2. DESCRIÇÃO DAS PROPRIEDADES DA ALVENARIA	46
4.3. LARGURA, EXCENRICIDADE E POSICIONAMENTO DAS BIELAS EM CADA MODELO NUMÉRICO	47
4.4. CÁLCULO DA RESISTÊNCIA A COMPRESSÃO DAS BIELAS DIAGONAIS EQUIVALENTES	53
4.5 ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS – PROCEDIMENTO DE INCLUSÃO E VERIFICAÇÃO DE PAINEIS DE ALVENARIA DE ENCHIMENTO NOS MODELOS NUMÉRICOS	54
4.6. CONSIDERAÇÕES FINAIS	54

5. APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DE RESULTADOS.....57

5.1. INTRODUÇÃO	57
5.2. PARÂMETROS AVALIADOS	58
5.2.1. FREQUÊNCIA (Hz)	58
5.2.2. COEFICIENTE SÍSMICO (δ)	58
5.2.3. “DRIFT” GLOBAL	59
5.2.4. “DRIFT” RELATIVO	59
5.2.5. ARMADURAS – PILARES	59
5.3. EDIFÍCIO NO PORTO	61
5.3.1. FREQUÊNCIA	61
5.3.2. COEFICIENTE SÍSMICO (δ)	65
5.3.3. “DRIFT” GLOBAL	66
5.3.4. “DRIFT” RELATIVO	68
5.3.5. ARMADURAS	70
5.3.5.1. Comentários às variações de Armadura Longitudinal	78
5.3.5.2. Comentários às variações de Armadura Transversal	79
5.4. EDIFÍCIO EM LAGOS	80
5.4.1. FREQUÊNCIA	80
5.4.2. COEFICIENTE SÍSMICO (δ)	84
5.4.3. “DRIFT” GLOBAL	85
5.4.4. “DRIFT” RELATIVO	87
5.4.5. ARMADURAS	89

5.4.5.1. Comentários às variações de Armadura Longitudinal.....	99
5.4.5.2. Comentários às variações de Armadura Transversal	100
5.5. CONSIDERAÇÕES FINAIS	101
6. CONCLUSÃO	107
6.1. INTRODUÇÃO	107
6.2. CONCLUSÃO FINAL	107
6.3. DESENVOLVIMENTOS FUTUROS	110
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	111

ÍNDICE DE FIGURAS

Fig. 1 - Agravamento do momento torsor (M_t), devido distância entre o centro de rigidez (CR) e o centro de massa (CM), numa estrutura regular em planta face à existência de uma distribuição irregular em planta das paredes de alvenaria de enchimento (Estevão, 2012)	6
Fig. 2 - Problemas associados a plantas com distribuições irregulares	6
Fig. 3 - Mecanismo “soft-storey” em pórtico de pilar fraco-viga forte (Fardis, 2009).....	7
Fig. 4 - Configurações possíveis e representativas da variação de rigidez em altura (Furtado, 2020)..	8
Fig. 5 - Exemplos reais do efeito “soft-storey”.....	8
Fig. 6 - Pórtico de betão armado parcialmente preenchido (Paulay e Priestley, 1992).....	9
Fig. 7 - Mecanismo do tipo “pilar curto” devido à interrupção das alvenarias	9
Fig. 8 - Comportamento monolítico conjunto (Rodrigues, 2005).....	12
Fig. 9 - Separação entre pórtico e alvenaria (Rodrigues, 2005)	12
Fig. 10 - Modos de rotura da alvenaria (Rodrigues, 2005)	12
Fig. 11 - Estratégias para modelar paredes de alvenaria (Lourenço, 1996).....	13
Fig. 12 - Comportamento da alvenaria e a analogia como biela equivalente (Rodrigues, 2005)	14
Fig. 13 - Comprimento de contacto entre o painel de alvenaria (α) e o pórtico (Oliveira, 1995).....	15
Fig. 14 - Representação da biela diagonal equivalente (Oliveira, 1995)	16
Fig. 15 - Localização da biela equivalente (Adaptado de Al-Chaar, 2002).....	19
Fig. 16 - Diferença no diagrama de esforço transversal ao considerar excentricidade	20
Fig. 17 - Diferença no diagrama de momento fletor ao considerar excentricidade	20
Fig. 18 - Troços rígidos na ligação viga-pilar (Adaptado de Rodrigues, 2018)	21
Fig. 19 - Modelos isolados proposto por Crisafulli (Crisafulli, 1997).....	23
Fig. 20 - Estado de tensão considerado para avaliar a tensão de compressão $f_{m\theta}$ (Crisafulli, 1997) ..	24
Fig. 21 - Macromodelo proposto para alvenaria (Rodrigues, 2005)	24
Fig. 22 - Parâmetros de identificação da curva base de comportamento para um sentido genérico (Rodrigues, 2005)	25
Fig. 23 - Planta, em metros, do pavimento tipo do edifício hipotético localizado em Porto.....	28
Fig. 24 - Modelo sem bielas (M_{SB}): Alçado, em metros, dos pórticos exteriores (PT1 e PT2) contidos na direção longitudinal XZ.	29
Fig. 25 - Modelo sem bielas (M_{SB}): Alçado, em metros, dos pórticos exteriores (PT3 e PT4) contidos na direção transversal YZ.....	30
Fig. 26 - Modelo sem bielas (M_{SB}) edifício no Porto: Isometria.	30
Fig. 27 - Zoneamento sísmico em Porto, Portugal.	31
Fig. 28 - Espectro de resposta horizontal elástico para o edifício no Porto.....	32
Fig. 29 - Espectro de resposta horizontal de cálculo para o edifício no Porto.	33
Fig. 30 - Deformada do modo de vibração longitudinal (XZ) do modelo sem bielas (M_{SB}) para o edifício no Porto	34

Fig. 31 - Deformada do modo de vibração transversal (YZ) do modelo sem bielas (M_SB) para o edifício no Porto.....	34
Fig. 32 - Distribuição linear crescente ao longo da altura (Arêde, 2013).....	36
Fig. 33 - Planta, em metros, do pavimento tipo do edifício hipotético localizado em Lagos.	38
Fig. 34 - Modelo sem bielas (M_SB) edifício em Lagos: Isometria.	39
Fig. 35 - Zoneamento sísmico em Lagos, Portugal.	40
Fig. 36 - Espectro de resposta horizontal elástico para o edifício em Lagos.....	40
Fig. 37 - Espectro de resposta horizontal de cálculo para o edifício em Lagos.....	41
Fig. 38 - Deformada do modo de vibração longitudinal (XZ) do modelo sem bielas (M_SB) para o edifício em Lagos.....	42
Fig. 39 - Deformada do modo de vibração transversal (YZ) do modelo sem bielas (M_SB) para o edifício em Lagos.....	42
Fig. 40 - Características de composição do provete PS (Pereira, 2013).....	46
Fig. 41 - Posicionamento das bielas em planta.....	48
Fig. 42 - Modelos com bielas ao nó (M_CB_FI; M_CB_FR): Posicionamento das bielas em alçado (m) na direção longitudinal (XZ) para os edifícios estudados.	50
Fig. 43 - Modelos com bielas ao nó (M_CB_FI; M_CB_FR): Posicionamento das bielas em alçado (m) na direção transversal (YZ), contidas nos pórticos PT3 e PT4 dos edifícios estudados.	51
Fig. 44 - Modelos com bielas excêntricas (M_CB_EX_FI; M_CB_EX_FR): Posicionamento das bielas em alçado (m) na direção longitudinal (XZ) para os edifícios estudados.	52
Fig. 45 - Modelos com bielas excêntricas (M_CB_EX_FI; M_CB_EX_FR): Posicionamento das bielas em alçado (m) na direção transversal (YZ), contidas nos pórticos PT3 e PT4 dos edifícios estudados.	53
Fig. 46 - Posicionamento de troços rígidos.....	53
Fig. 47 - Esquema ilustrativo da decomposição de forças de uma biela em compressão submetida a uma força horizontal (FH).....	60
Fig. 48 - Deformada do modo de vibração longitudinal (XZ) dos modelos com bielas ao nó (M_CB_FI; M_CB_FR) para o edifício no Porto.....	62
Fig. 49 - Deformada do modo de vibração transversal (YZ) dos modelos com bielas ao nó (M_CB_FI; M_CB_FR) para o edifício no Porto.....	62
Fig. 50 - Deformada do modo de vibração longitudinal (XZ) dos modelos com bielas (M_CB_EX_FI; M_CB_EX_FR) para o edifício no Porto.....	63
Fig. 51 - Deformada do modo de vibração transversal (YZ) dos modelos com bielas excêntricas (M_CB_EX_FI; M_CB_EX_FR) para o edifício no Porto.....	63
Fig. 52 - Rácios do coeficiente sísmico (δ) por piso entre os modelos (M_SB; M_CB_FI; M_CB_EX_FI; M_CB_FR; M_CB_EX_FR) na direção longitudinal (XZ) do edifício no Porto.....	65
Fig. 53 - Rácios do coeficiente sísmico (δ) por piso entre os modelos (M_SB; M_CB_FI; M_CB_EX_FI; M_CB_FR; M_CB_EX_FR) na direção transversal (YZ) do edifício no Porto.	66
Fig. 54 - Rácios do “drift” global por piso entre os modelos (M_SB; M_CB_FI; M_CB_EX_FI; M_CB_FR; M_CB_EX_FR) na direção longitudinal (XZ) do edifício no Porto.....	67
Fig. 55 - Rácios do “drift” global por piso entre os modelos (M_SB; M_CB_FI; M_CB_EX_FI; M_CB_FR; M_CB_EX_FR) na direção transversal (YZ) do edifício no Porto.	67

Fig. 56 - Rácios do “drift” relativo por piso entre os modelos (M_SB; M_CB_FI; M_CB_EX_FI; M_CB_FR; M_CB_EX_FR) na direção longitudinal (XZ) do edifício no Porto.....	69
Fig. 57 - Rácios do “drift” relativo por piso entre os modelos (M_SB; M_CB_FI; M_CB_EX_FI; M_CB_FR; M_CB_EX_FR) na direção transversal (YZ) do edifício no Porto.	69
Fig. 58 - Apresentação dos pilares estudados de acordo com os pórticos (PT1; PT2; PT3; PT4) para o edifício no Porto.....	71
Fig. 59 - Rácios de área de armadura longitudinal (Asl) entre os modelos (M_SB; M_CB_FI; M_CB_EX_FI; M_CB_FR; M_CB_EX_FR) para os pilares exteriores ao longo dos pisos e que estão contidos nos pórticos (PT1; PT2; PT3; PT4) do edifício localizado no Porto.....	71
Fig. 60 - Taxa de armadura longitudinal (ρ) obtida dos modelos (M_SB; M_CB_FI; M_CB_EX_FI; M_CB_FR; M_CB_EX_FR) para os pilares exteriores ao longo dos pisos e que estão contidos nos pórticos (PT1; PT2; PT3; PT4) do edifício localizado no Porto.	73
Fig. 61 - Rácios de área de armadura transversal (Asw) entre os modelos (M_SB; M_CB_FI; M_CB_EX_FI; M_CB_FR; M_CB_EX_FR) para os pilares exteriores ao longo dos pisos e que estão contidos nos pórticos (PT1; PT2; PT3; PT4) do edifício localizado no Porto.....	75
Fig. 62 - Taxa de armadura transversal (ρ) obtida dos modelos (M_SB; M_CB_FI; M_CB_EX_FI; M_CB_FR; M_CB_EX_FR) para os pilares exteriores ao longo dos pisos e contidos nos pórticos (PT1; PT2; PT3; PT4) do edifício localizado no Porto.....	77
Fig. 63 - Deformada do modo de vibração longitudinal (XZ) dos modelos com bielas ao nó (M_CB_FI; M_CB_FR) para o edifício em Lagos.....	81
Fig. 64 - Deformada do modo de vibração transversal (YZ) dos modelos com bielas ao nó (M_CB_FI; M_CB_FR) para o edifício em Lagos.....	81
Fig. 65 - Deformada do modo de vibração longitudinal (XZ) dos modelos com bielas excêntricas (M_CB_EX_FI; M_CB_EX_FR) para o edifício em Lagos.....	82
Fig. 66 - Deformada do modo de vibração transversal (YZ) dos modelos com bielas excêntricas (M_CB_EX_FI; M_CB_EX_FR) para o edifício em Lagos.....	82
Fig. 67 - Rácios do coeficiente sísmico (δ) por piso entre os modelos (M_SB; M_CB_FI; M_CB_EX_FI; M_CB_FR; M_CB_EX_FR) na direção longitudinal (XZ) do edifício em Lagos.....	84
Fig. 68 - Rácios do coeficiente sísmico (δ) por piso entre os modelos (M_SB; M_CB_FI; M_CB_EX_FI; M_CB_FR; M_CB_EX_FR) na direção (YZ) do edifício em Lagos.	85
Fig. 69 - Rácios do “drift” global por piso entre os modelos (M_SB; M_CB_FI; M_CB_EX_FI; M_CB_FR; M_CB_EX_FR) na direção longitudinal (XZ) do edifício em Lagos.....	86
Fig. 70 - Rácios do “drift” global por piso entre os modelos (M_SB; M_CB_FI; M_CB_EX_FI; M_CB_FR; M_CB_EX_FR) na direção transversal (YZ) do edifício em Lagos.	86
Fig. 71 - Rácios do “drift” relativo por piso entre os modelos (M_SB; M_CB_FI; M_CB_EX_FI; M_CB_FR; M_CB_EX_FR) na direção longitudinal (XZ) do edifício em Lagos.....	88
Fig. 72 - Rácios do “drift” relativo por piso entre os modelos (M_SB; M_CB_FI; M_CB_EX_FI; M_CB_FR; M_CB_EX_FR) na direção transversal (YZ) do edifício em Lagos.	88
Fig. 73 - Apresentação dos pilares estudados de acordo com os pórticos (PT1; PT2; PT3; PT4) para o edifício em Lagos.....	90
Fig. 74 - Rácios de área de armadura longitudinal (Asl) entre os modelos (M_SB; M_CB_FI; M_CB_EX_FI; M_CB_FR; M_CB_EX_FR) para os pilares exteriores ao longo dos pisos e que estão contidos nos pórticos (PT1; PT2; PT3; PT4) do edifício localizado em Lagos.....	92
Fig. 75 - Taxa de armadura longitudinal (ρ) obtida dos modelos (M_SB; M_CB_FI; M_CB_EX_FI; M_CB_FR; M_CB_EX_FR) para os pilares exteriores ao longo dos pisos e que estão contidos nos pórticos (PT1; PT2; PT3; PT4) do edifício localizado em Lagos.	94

Fig. 76 - Rácios de área de armadura transversal (A_{sw}) entre os modelos (M_SB; M_CB_FI; M_CB_EX_FI; M_CB_FR; M_CB_EX_FR) para os pilares exteriores ao longo dos pisos e que estão contidos nos pórticos (PT1; PT2; PT3; PT4) do edifício localizado em Lagos.	96
Fig. 77 - Taxa de armadura transversal (ρ) obtida dos modelos (M_SB; M_CB_FI; M_CB_EX_FI; M_CB_FR; M_CB_EX_FR) para os pilares exteriores ao longo dos pisos e contidos nos pórticos (PT1; PT2; PT3; PT4) do edifício localizado em Lagos.	98
Fig. 78 - Valores totais de área de armadura longitudinal (A_{sl}) dos pilares exteriores por modelo para os dois edifícios estudados.	102
Fig. 79 - Valores totais de área de armadura longitudinal (A_{sl}) dos pilares exteriores por modelo para os dois edifícios estudados.	103

ÍNDICE DE TABELAS

Tabela 1 - Valores empíricos para a largura da escora equivalente (Adaptado de Mainstone, 1971)...	17
Tabela 2 - Valores do coeficiente R_2 , proposto por Al-Chaar (Adaptado de Al-Chaar, 2002).	19
Tabela 3 - Resumo das secções dos elementos estruturais para o edifício no Porto.....	30
Tabela 4 - Resumo das propriedades mecânicas dos elementos estruturais adotados	31
Tabela 5 - Aceleração máxima de referência em Porto, Portugal (Adaptado do EC8)	32
Tabela 6 - Frequências (HZ) do modelo sem bielas (M_SB) do edifício no Porto	35
Tabela 7 - Resumo das secções dos elementos estruturais para o edifício em Lagos.....	39
Tabela 8 - Frequências (HZ) do modelo sem bielas (M_SB) do edifício em Lagos	43
Tabela 9 - Resumo das principais características do provete PS (adaptado de Pereira, 2013).....	46
Tabela 10 - Resumo das características das bielas diagonais equivalentes (Biela 1 Y, Biela 1 X, Biela 2 X) inseridas nos modelos numéricos	47
Tabela 11 - Resistência a compressão das bielas (Biela 1 Y, Biela 1 X e Biela 2 X) calculadas para verificação	53
Tabela 12 - Resumo das Frequências (HZ) dos modelos desenvolvidos para o edifício no Porto.....	64
Tabela 13 - Resumo da distribuição de forças (por metro) em altura na direção transversal (YZ) dos modelos desenvolvidos para o edifício no Porto.	64
Tabela 14 - Resumo da distribuição de forças (por metro) em altura na direção longitudinal (XZ) dos modelos desenvolvidos para o edifício no Porto.	64
Tabela 15 - Resumo das Frequências (HZ) dos modelos desenvolvidos para o edifício em Lagos	83
Tabela 16 - Resumo da distribuição de forças (por metro) em altura na direção transversal (YZ) dos modelos desenvolvidos para o edifício em Lagos.	83
Tabela 17 - Resumo da distribuição de forças (por metro) em altura na direção longitudinal (XZ) dos modelos desenvolvidos para o edifício em Lagos.	83
Tabela 18 - Frequência e valores máximos dos parâmetros globais avaliados por modelo para o edifício no Porto.	101
Tabela 19 - Frequência e valores máximos dos parâmetros globais avaliados por modelo para o edifício em Lagos.	102

1

INTRODUÇÃO

1.1. ENQUADRAMENTO GERAL

Os sistemas estruturais mais presentes em todo o mundo são compostos por estruturas porticadas preenchidas com paredes de alvenaria. No entanto, quando se trata de dimensionar essas estruturas para resistir às ações, é comum não incluir as paredes de alvenaria nos modelos numéricos utilizados para análise e dimensionamento estruturais. Isso ocorre porque as paredes de alvenaria não são elementos estruturais.

Face as ações verticais essa estratégia pode ser considerada conservativa. O mesmo já não pode ser afirmado quanto às ações horizontais, especialmente quanto às ações sísmicas. Uma vez que esses elementos interagem diretamente com os elementos estruturais do pórtico (pilares, vigas e laje) e contribuem diretamente para a rigidez lateral dos edifícios. Além disso, são inúmeros casos existentes de danos e colapso de edifícios relacionados com a participação dos painéis de alvenaria na resposta global da estrutura.

Nesse sentido, tem sido cada vez mais necessário o uso de métodos e modelos numéricos que permitem a consideração desses painéis de alvenaria de enchimento nos projetos de edifícios porticados de betão armado. Apesar de haver muitos métodos, estes são pouco utilizados em projetos reais devido a ideia errada de que adotar um deles significaria haver um acréscimo significativo do esforço na modelação.

Este trabalho surge neste contexto com o objetivo de estudar numericamente a influência dos painéis de enchimento no comportamento sísmico das estruturas. Evidenciando que é viável incorporar facilmente esses elementos nos modelos numéricos, inclusive em softwares comerciais comuns como o “Robot Structural Analysis”.

Com intuito de analisar a influência da alvenaria na resposta sísmica, de forma mais ampla, o estudo incidiu sobre dois edifícios hipotéticos semelhantes, porém localizados em dois cenários sísmicos consideravelmente distintos. Ambos estão em Portugal, sendo um localizado na cidade do Porto (zona de baixa perigosidade sísmica) e o outro localizado na cidade de Lagos (zona de elevada perigosidade sísmica).

Para os dois cenários sísmicos foram feitas análises lineares com e sem painéis de alvenaria de enchimento. Conjuntamente, foi utilizado diferentes métodos de dispor os painéis como bielas diagonais equivalentes. Com o objetivo de obter conclusões abrangentes e identificar comportamentos comuns.

1.2. OBJETIVOS DA DISSERTAÇÃO

O objetivo deste trabalho consistiu em estudar numericamente a influência dos painéis de enchimento de alvenaria na resposta sísmica de estruturas porticadas de betão armado.

Os objetivos deste trabalho foram os seguintes:

- Sistematizar uma metodologia de modelação estrutural dos preenchimentos de alvenaria o mais simples possível e viável para implementação prática no âmbito da utilização de um programa comercial corrente de análise estrutural;
- Identificar as alterações que a consideração das paredes de preenchimento pode ter no projeto da estrutura de betão armado;
- Identificação do nível de esforços/tensões e/ou deformações que se instalam nas paredes de preenchimento, de modo a permitir a sua verificação de segurança (de forma simplificada ajustável a contexto de projeto), partindo do princípio que as suas características são, antes mais, ditadas por exigências não-estruturais (térmica e acústica);

1.3. ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO

Esta dissertação está organizada em seis capítulos, sendo o presente relativo à de introdução, onde se faz uma breve apresentação sobre o tema escolhido, dos principais objetivos do trabalho e da estrutura da dissertação

No Capítulo 2, foi feita uma análise da influência que os painéis de alvenaria de enchimento exercem na resposta sísmica de estruturas de betão armado. Foi discutido sobre a racionalidade em considerar ou não considerar os painéis de alvenaria de enchimento nos projetos, sendo enquadrado nessa discussão as considerações do Eurocódigo 8. Ainda nesse Capítulo foram apresentadas diversas metodologias existentes para a modelação desses painéis, ressaltando também uma forma de controlar os esforços de compressão nos modelos numéricos.

No Capítulo 3, foram apresentados os dois edifícios hipotéticos estudados. Detalhando para cada caso de estudo: a descrição estrutural, os materiais utilizados, as frequências fundamentais, a classe de ductilidade adotada, as ações e combinações aplicadas.

No Capítulo 4, foi descrito o processo de inclusão dos painéis de alvenaria de enchimento no software “Robot structural analysis” abordando principalmente a caracterização e a verificação desses elementos. Também foram descritos os modelos desenvolvidos para o edifício no Porto e para o edifício em Lagos.

No Capítulo 5, compararam-se os valores obtidos entre os diversos tipos de modelos confeccionados sendo analisado a nível global: As frequências (Hz), o coeficiente sísmico (δ), o “drift” global e o “drift” relativo. Já a nível local foi analisado para cada modelo a influência dos painéis de enchimento de alvenaria nos pilares exteriores por pórtico relativamente a área e a taxa de armadura (longitudinal e transversal) necessária por pilar. No final procurou-se evidenciar comportamentos comuns a cada edifício, a cada modelo numérico e a cada direção.

No Capítulo 6 apresentam-se as principais conclusões e fazem-se sugestões de temas para investigação futura.

2

INFLUÊNCIA DAS PAREDES DE ALVENARIA DE ENCHIMENTO EM EDIFÍCIOS DE BETÃO ARMADO

2.1. INTRODUÇÃO

Atualmente os painéis de alvenaria de enchimento são cada vez mais utilizados quer como divisão dos espaços interiores, quer como delimitação do espaço exterior dos edifícios. Além ser um elemento decorativo importante, com grande flexibilidade arquitetônica, materiais como tijolos e blocos de concreto têm longa vida útil e resistem bem às intempéries, proporcionando edifícios duráveis ao longo do tempo. A alvenaria também possui propriedades isolantes que ajudam a controlar a temperatura interna dos ambientes, reduzindo a transferência de calor e proporcionam isolamento acústico, minimizando a propagação de ruídos externos. Além disso, é um material resistente ao fogo, que retarda a propagação das chamas, fornecendo mais tempo para evacuação e permitindo que os sistemas de combate a incêndios ajam adequadamente, ou seja, contribui para a segurança das edificações. Esses efeitos são bem explorados nos projetos atuais, porém de acordo com Shing e Mehrabi (2002) sua influência no comportamento estrutural é frequentemente desprezada no processo de cálculo.

O que não é racional, tendo em vista os inúmeros casos existentes de danos e colapso de edifícios relacionados com a participação dos painéis de alvenaria na resposta global da estrutura.

De acordo com Oliveira (1995), apesar dos painéis de alvenaria não terem influência negativa para as cargas verticais, podendo assim considerar-se a sua não participação como um procedimento conservativo, o mesmo já não pode ser afirmado quanto às acções horizontais, especialmente quanto às acções sísmicas.

Nesse sentido, atualmente, através dos recentes avanços computacionais e estudos desenvolvidos, torna-se cada vez mais possível o uso de métodos e modelos numéricos que permitem a consideração desses painéis de alvenaria de enchimento nos projetos de edifícios porticados de betão armado.

Assim sendo, neste capítulo é feita inicialmente uma introdução sobre formas de considerar ou não considerar os painéis de alvenaria de enchimento nos projetos, em seguida é feita uma análise da influência que os painéis de alvenaria de enchimento exercem na resposta sísmica de estruturas de betão armado, abordando as suas contribuições positivas e negativas. É feita também uma análise e interpretação do que o Eurocódigo 8 considera relevante em relação a consideração dos painéis de alvenaria de enchimento, discorrendo sobre a forma como estes elementos não estruturais interagem com os pórticos envolventes, quando sujeitos a acções horizontais, e apresentando as diversas metodologias existentes para a modelação desses painéis. O objetivo final de apresentar diversas

metodologias é evidenciar que é possível o projetista adotar uma delas, mesmo em softwares usuais. Algo que foi feito e bem desenvolvido neste trabalho.

2.2. PAINEIS DE ALVENARIA DE ENCHIMENTO E SUA INFLUÊNCIA NA RESPOSTA SÍSMICA EM EDIFÍCIOS DE BETÃO ARMADO

2.2.1. CONSIDERAÇÃO DAS PAREDES DE ALVENARIA NOS PROJETOS DE EDIFÍCIOS PORTICADOS DE BETÃO ARMADO

Normalmente os modelos numéricos e os projetos ignoram os efeitos provocados pelas paredes de alvenaria, considerando apenas o seu peso próprio. Mas isso não é totalmente correto. Tendo em vista que o comportamento de um edifício é completamente alterado pela presença desses painéis.

Segundo diversos autores, a existência das paredes de alvenaria de preenchimento pode ser considerada segundo duas opções distintas. Uma delas consiste em isolar a parede dos elementos do pórtico através de juntas funcionando o pórtico como se o elemento de alvenaria não existisse (Oliveira, 1995).

Mas esta abordagem não é viável, uma vez que a interação entre a viga do pórtico e a parede provoca restrição na deformação daquela, originando um aumento de rigidez dela. Este fenómeno de aumento da rigidez da viga relativamente ao pilar pode conduzir a que as potenciais rótulas plásticas se formem ao nível dos pilares, segundo o conceito de viga forte-pilar fraco (Priestley, 1980).

Esse fenómeno deve ser evitado principalmente quando são envolvidas ações sísmicas. Além desse efeito negativo, o isolamento dos painéis de enchimento relativamente ao pórtico de contorno aumenta gravemente o perigo de colapso para fora de seu plano - apesar das paredes de alvenaria terem uma resistência significativa no seu plano, quando sujeitas a forças perpendiculares ao seu plano apresentam-se extremamente frágeis, podendo colapsar repentinamente para um nível baixo de ação sísmica - e, na prática, fazer esse isolamento da alvenaria é de difícil execução.

Outra opção reside em considerar os painéis de alvenaria como parte integrante do sistema estrutural, colocando-os em contacto com os pórticos. Desta forma é possível tirar partido das influências que os painéis trazem à resposta sísmica da estrutura, sendo necessário dimensionar com base nas forças sísmicas totais do conjunto pórtico/alvenaria, pormenorizar a armadura de forma a evitar os mecanismos de rotura e dispor os painéis em planta e altura de forma adequada (Tomazevic, 1999).

Uma disposição regular e simétrica dos painéis de alvenaria, tanto em planta como em altura, pode conduzir a um aumento substancial da rigidez e resistência dos edifícios, enquanto que uma distribuição irregular dos painéis pode conduzir a efeitos totalmente contrários e adversos, durante a ocorrência de um sismo (Oliveira, 1995)

Além de causar alterações significativas na resposta sísmica global, os painéis de alvenaria de enchimento provocam alterações locais, relativamente a distribuição de esforços. Em geral, atraindo esforços para os elementos onde estes painéis estão incluídos., por terem uma maior interface de contato com as alvenarias.

Portanto, se as paredes de enchimento são necessárias e são utilizadas na conceção do edifício, devem ser desenvolvidos esforços no sentido de as tornar em elementos resistentes às ações horizontais, particularmente às ações sísmicas. E sendo do lado da segurança ou contra, a presença dos painéis de alvenaria deve ser considerada, para obter resultados mais exactos e fidedignos.

2.2.2. EFEITOS POSITIVOS DOS PAINÉIS DE ALVENARIA DE ENCHIMENTO EM EDIFÍCIOS PORTICADOS DE BETÃO ARMADO

O preenchimento de pórticos reticulados com paredes de alvenaria proporciona um significativo aumento da rigidez lateral e da resistência máxima, relativamente aos pórticos não preenchidos. Os valores experimentais que quantificam este aumento são muito dispersos (Vintzèleou, 1987). E até de capacidade de dissipação de energia, enquanto as paredes participarem na resposta estrutural (Rocha, 2021)

Essas contribuições alteram de forma significativa a resposta das estruturas sob a ação de cargas horizontais e a presença de painéis de alvenaria de enchimento pode reduzir o risco de colapso progressivo (Klingner e Bertero, 1978). Tendo em vista que a transferência da carga deixa de ser totalmente assegurada pelos elementos estruturais do pórtico de betão armado e passa também a ser assegurada pela alvenaria, criando deste modo um caminho alternativo para as cargas (Videira, 2018).

Fardis (1994) refere que durante a ocorrência de alguns sismos na Grécia, muitos dos edifícios foram assegurados de danos mais severos devido a contribuição das paredes de alvenaria que atuaram aumentando a capacidade resistente e de dissipação de energia, relativamente a outras estruturas que não existiam painéis de alvenaria de enchimento.

Apesar do aumento da rigidez lateral e da massa total provocado pela existência das paredes que acarretam acréscimos da força sísmica – a consideração da alvenaria aumenta a frequência fundamental da estrutura que, por sua vez, agravam a intensidade dos efeitos sísmicos – consegue-se uma redução significativa dos deslocamentos ao nível dos pisos.

Essa redução dos deslocamentos laterais ao nível dos pisos provocada pela presença das paredes evita, ou reduz substancialmente, o perigo de instabilidade estrutural (Oliveira, 1995).

No entanto, a contribuição dos painéis de alvenaria de enchimento para os edifícios porticados de betão armado não é apenas positiva.

2.2.3. EFEITOS NEGATIVOS DOS PAINÉIS DE ALVENARIA DE ENCHIMENTO EM EDIFÍCIOS PORTICADOS DE BETÃO ARMADO

Existem fatores que prejudicam o bom comportamento sísmico das edificações com paredes de alvenaria, tornando-as mais vulneráveis, como aqueles que se enumeram em seguida (Candeias, 2008):

- Fraca qualidade dos materiais (fraca resistência da alvenaria, argamassa fraca etc.);
- Fraca qualidade na mão-de-obra;
- Ligações fracas entre os vários elementos estruturais e não estruturais;
- Irregularidade estrutural (número de pisos elevados, distribuição em altura e da massa irregular);
- Existência de pisos flexíveis (“soft-storey”);
- Existência de aberturas;
- Existência de pilares curtos (“short column”).

A conceção pode ajudar a evitar alguns desses problemas, os benefícios e de acordo com aspetos positivos de conceção estrutural elaborada com esse viés podem ser (Arnold, 1984):

- Redução dos efeitos de torção;
- Redução dos problemas de “soft-storey”;
- Limitação dos esforços e deformações nos elementos estruturais;

- Redução de concentração de tensões;
- Aumento da capacidade de dissipação de energia;
- Aumento da capacidade de redistribuição plástica.

A seguir serão descritos alguns dos fatores que prejudicam o bom comportamento sísmico das edificações com paredes de alvenaria.

2.2.3.1. Distribuição irregular das paredes em planta

Se a distribuição dos painéis não é regular em planta, o comportamento estrutural sob acção sísmica pode piorar decisivamente. Nesta situação pode-se dar origem a efeito inesperados de torção no edifício devido ao aumento da distância entre os seus centros de massa e de rigidez. Há, portanto, um incremento da excentricidade que poderá levar a um aumento dos esforços nos pilares mais distantes do centro de rigidez, algo que pode não estar previsto inicialmente no modelo da estrutura. Conforme a Figura 1 abaixo.

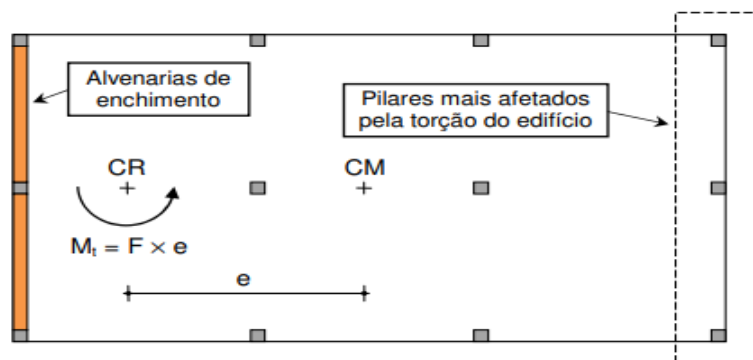
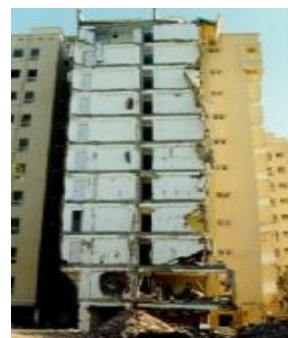


Fig. 1 - Agravamento do momento torsor (M_t), devido a distância entre o centro de rigidez (CR) e o centro de massa (CM), numa estrutura regular em planta face à existência de uma distribuição irregular em planta das paredes de alvenaria de enchimento (Estevão, 2012)

Este facto pode provocar danos nas alvenarias, Figura 2a, e colapsos parciais de edifícios, Figura 2b evidenciados abaixo.



a) Danos em edifícios com distribuição irregular de paredes em planta e em altura (Corella, 2004)



b) Colapsos parciais de um edifício muito irregular em planta (Sinha et al., 2001)

Fig. 2 - Problemas associados a plantas com distribuições irregulares

2.2.3.2. Distribuição irregular das paredes em altura

A irregularidade em altura do edifício, causada por elevadas concentrações de rigidez entre pisos (“soft-storey”), resulta em distribuições de forças horizontais e deformações muito diferentes daquelas que surgem em estruturas regulares. No caso da ausência de alvenaria em um dos pisos, os pilares do piso sem paredes recebem um incremento significativo de esforço transversal e flexão, face aos pisos adjacentes, podendo antecipar o aparecimento de rótulas plásticas (Espadinha, 2019). Isso pode ser visto na Figura 3 abaixo, onde o edifício deixa de ser estável quando a oitava rótula plástica se forma.

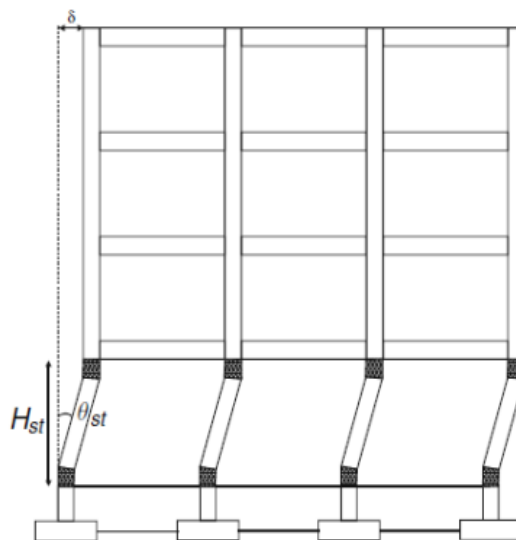


Fig. 3 - Mecanismo “soft-storey” em pórtico de pilar fraco-viga forte (Fardis, 2009)

O mecanismo “soft-storey” é tipicamente encontrado quando se apresentam algumas configurações de projeto como por exemplo:

- A presença de grandes aberturas, como estacionamento abertos no rés-do-chão, que podem levar à redução da rigidez lateral desse andar;
- Edifícios com grandes áreas de vidro ou vitrines em um ou mais andares. O vidro é mais flexível em comparação com outros materiais de construção, o que pode contribuir para a falta de rigidez nessas áreas;
- Determinadas configurações arquitetônicas, como a disposição de cantilevers (consolas) ou projetos de varandas suspensas, podem criar descontinuidades na rigidez do edifício; e
- Uso de materiais de construção leves: Em alguns casos, o uso de materiais de construção mais leves, como madeira ou aço leve, em um andar específico pode resultar em uma menor rigidez em comparação com os outros andares.

Na Figura 4 abaixo podemos ver algumas configurações possíveis e que tipicamente apresentam o mecanismo “soft-storey”.

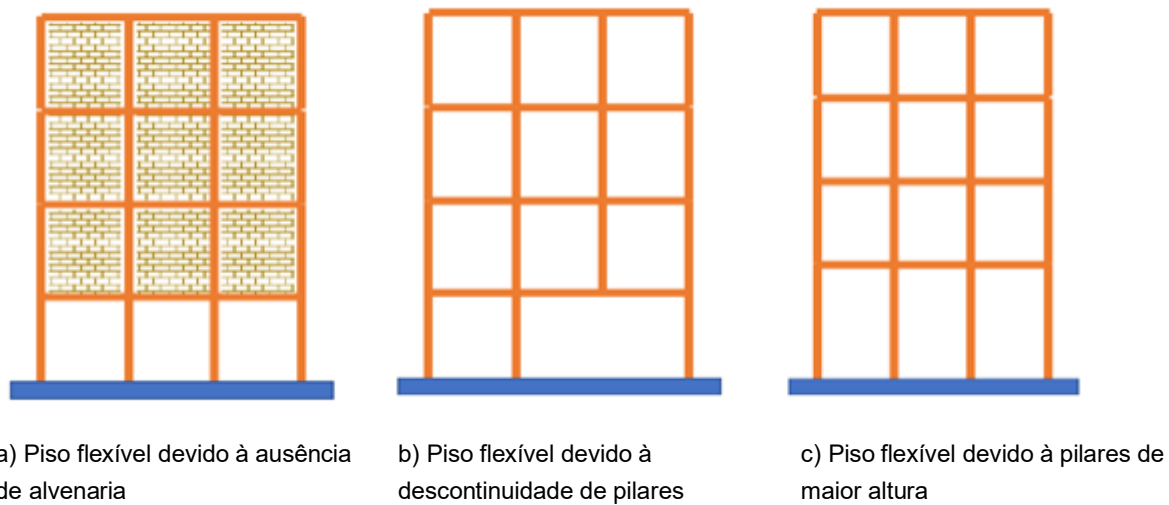


Fig. 4 - Configurações possíveis e representativas da variação de rigidez em altura (Furtado, 2020)

Muitas vezes pode ocorrer apenas o colapso destes pisos, sem que os pisos superiores apresentem danos ou que apresentem danos reduzidos conforme a Figura 5 abaixo.



a) Efeito “soft-storey” no R/C (Halde & Deshmukh, 2015)



b) Efeito “soft-storey” nos pisos superiores (Bachmann, 2003)

Fig. 5 - Exemplos reais do efeito “soft-storey”

Algo que vale ressaltar é que mesmo que seja assegurada a distribuição regular em planta e em altura dos painéis de alvenaria, o colapso de um ou alguns dos painéis em qualquer piso é suficiente para criar mecanismos de rotura.

2.2.3.3. Pórticos parcialmente preenchidos com alvenaria

O não enchimento dos pórticos na totalidade da altura pode dar origem ao mecanismo de pilar curto (“short column”). Esta situação, em caso de sismo, aumenta a força de corte nos pilares, gerando rotura por corte destes, se para tal não forem devidamente dimensionados (Figura 7). Basicamente o que acontece é a concentração de esforços no trecho em que não há contato com a alvenaria, conforme a Figura 6 abaixo.

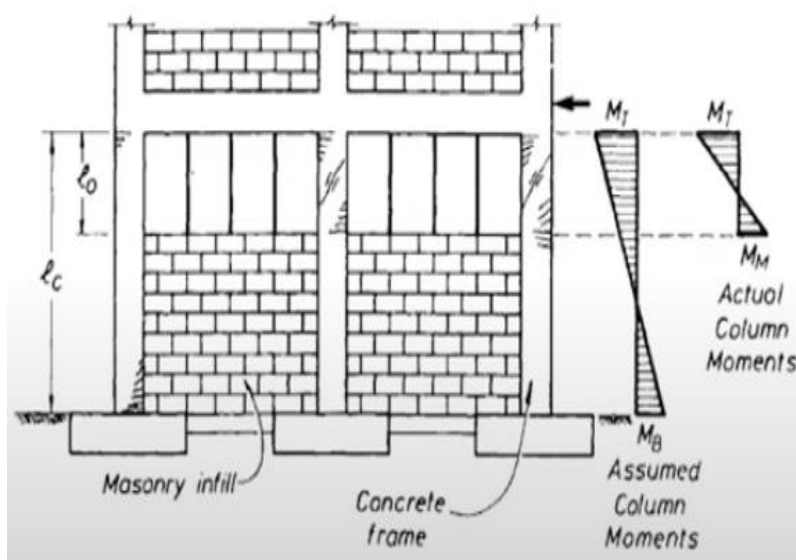


Fig. 6 - Pórtico de betão armado parcialmente preenchido (Paulay e Priestley, 1992)



a) Exemplo do efeito de “pilar curto” (Varum, 2003)



b) Exemplo do efeito de “pilar curto” (Carvalheira, 2016)

Fig. 7 - Mecanismo do tipo “pilar curto” devido à interrupção das alvenarias

2.3. CONSIDERAÇÃO DOS PAINEIS DE ALVENARIA NOS PROJETOS E O ENQUADRAMENTO COM O EUROCÓDIGO 8

A modelagem para análise linear é principalmente de interesse para o projeto sísmico de novos edifícios. No Eurocódigo 8, especificamente no capítulo “Projecto de Edifícios”, está contida a subsecção 4.3.6 que sugere medidas adicionais para estruturas de betão armado ou metálica de alta ductilidade, que no caso de os painéis de enchimento com alvenaria serem considerados como estruturais, e caso façam parte do sistema resistente aos sismos, a análise e o dimensionamento deverão ser efectuados de acordo com as regras para edifícios de alvenaria da mesma norma.

A norma diz que devem ser tidas em conta irregularidades em planta e em altura, incertezas do ponto de vista do comportamento e das propriedades mecânicas das mesmas e, caso não se utilize um método mais rigoroso, devem ser aumentados os esforços sísmicos nos elementos verticais dos pisos que contém estas particularidades.

Por exemplo, no caso de os enchimentos de alvenaria não estarem distribuídos de forma regular, mas não de uma forma que constitua uma irregularidade significativa em planta, essas irregularidades poderão ser consideradas multiplicando por 2,0 os efeitos da excentricidade accidental, determinados de acordo com as subsecções 4.3.3.2.4 e 4.3.3.3.3 do Eurocódigo 8. Já se houver irregularidades significativas em altura (por exemplo, redução sensível dos enchimentos num ou mais pisos em relação aos outros pisos), devem ser aumentados os esforços sísmicos nos elementos verticais dos respectivos pisos. Para irregularidades em altura a ação sísmica, de acordo com o Eurocódigo 8, deve ser amplificada por um coeficiente de majoração η definido por:

$$\eta = (1 + \Delta VR_w / \Sigma V_{Ed}) \leq q \quad (1)$$

Em que:

ΔVR_w : Redução total da resistência das paredes de alvenaria no piso considerado, em relação ao piso com mais enchimentos localizado acima dele;

ΣV_{Ed} : Soma dos esforços transversos de origem sísmica actuando em todos os elementos sísmicos primários verticais do piso considerado;

q : Coeficiente de comportamento.

Além disso, o Eurocódigo 8 informa que devem ser tomados em conta eventuais efeitos locais desfavoráveis devidos à interacção entre a estrutura e os seus enchimentos (por exemplo, rotura por esforço transversal dos pilares sob a acção do efeito de biela diagonal dos enchimentos).

Ou seja, o conceito do Eurocódigo 8 é o de prevenir qualquer efeito adverso dos enchimentos, mas isso não representa a realidade e não aproveita completamente os efeitos positivos e negativos de sua inclusão.

Essa abordagem não é racional, pois não considera explicitamente um efeito (o dos preenchimentos) que geralmente é importante para estrutura (Fardis, 2009).

O mesmo autor ainda propõe que para explicar racionalmente essa influência, os painéis de preenchimento individuais devem ser:

- Incluídos explicitamente no modelo para a análise sísmica do edifício;
- Considerados como elementos estruturais e devendo ser verificados para as exigências de ação sísmica.

Nessas verificações, ditas acima, a resistência dos enchimentos deve ser expressa em termos de valores de projeto de suas propriedades de resistência. Isso implica que, na fase de projeto, os valores nominais (característicos mais baixos) dessas propriedades são especificados e a amostragem de materiais de enchimento (unidades de alvenaria, argamassa etc.) para teste ocorrem durante a execução, exatamente como em edifícios de alvenaria projetados de acordo com os Eurocódigos 6 e 8. Implica ainda que não são permitidas modificações de painéis de enchimento ou das suas aberturas numa fase posterior, sem revisitar o projeto sísmico do edifício e avaliar o impacto na segurança sísmica de todo o sistema e todos os seus elementos. Esta seria uma grande mudança na prática atual de projeto, execução e manutenção de edifícios preenchidos com alvenaria. Além disso, os custos incorridos para o esforço de projeto adicional e a garantia de qualidade para preenchimentos de alvenaria podem superar qualquer economia nos membros do sistema estrutural (Fardis, 2009).

Como não seriam recomendadas alterações nos painéis de enchimento após a fase de conclusão do projeto, o ideal é que estes sejam considerados, pelo menos, nas fachadas dos edifícios para que o cliente tenha liberdade para alterar os ambientes internos.

2.4. MODELAÇÃO DO COMPORTAMENTO DE ALVENARIA DE ENCHIMENTO

Existem várias formas de modelar o comportamento de pórticos com paredes de enchimento, essa diversidade é explicada porque esses elementos têm um comportamento altamente não-linear face às ações horizontais. Este comportamento não-linear é causado não só pela interação entre o pórtico e o painel de alvenaria, como também pelo próprio comportamento deste elemento que varia de acordo com a intensidade das ações (Asteris et al., 2011).

De acordo com Leuchars (1976), o comportamento de um painel de alvenaria confinado por um pórtico de betão armado, sujeito a ações horizontais tem três fases:

i)Primeira fase: Durante a fase inicial, o pórtico e a alvenaria funcionam como uma estrutura unificada, sem qualquer separação entre eles. Ambos os elementos são capazes de resistir a cargas elevadas sem apresentar fendilhação significativa. A duração dessa fase é principalmente determinada pela ligação entre o pórtico e a alvenaria. (Figura 8).

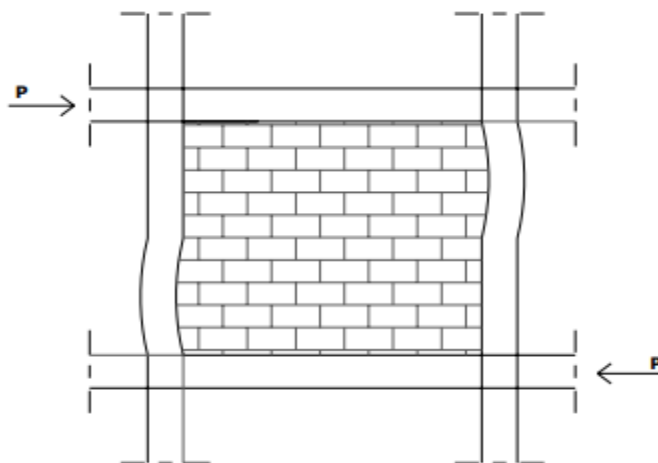


Fig. 8 - Comportamento monolítico conjunto (Rodrigues, 2005)

ii) Segunda fase: Quando as deformações do pórtico e da alvenaria se tornam incompatíveis, resultando em escorregamentos e abertura de fendas na interface, principalmente nos cantos sujeitos à tração, a primeira fase termina. O início da segunda fase ocorre quando esse fenômeno de fendilhação acontece, e então há uma progressão das fendas ao longo do painel em direção às áreas dos cantos sujeitos à compressão (Figura 9). Nessa etapa, a .

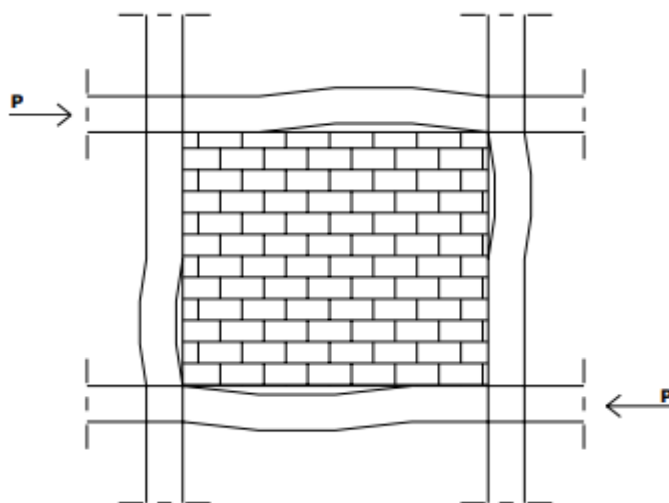
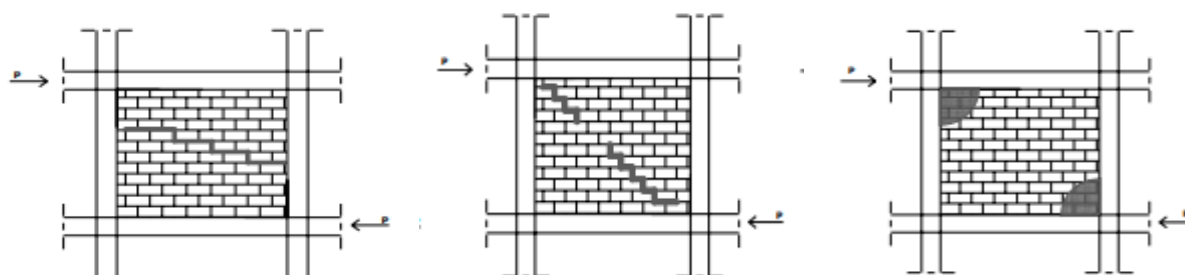


Fig. 9 - Separação entre pórtico e alvenaria (Rodrigues, 2005)

iii) Terceira fase: Esta fase inicia-se com a rotura, que pode iniciar-se na alvenaria ou no pórtico dependendo da resistência relativa. Pode dar-se uma rotura prematura dos pilares caso a alvenaria possua uma resistência elevada. Caso contrário, a rotura da alvenaria ocorre segundo um dos seguintes mecanismos, ou como combinação deles:

- Rotura por deslizamento ao longo das juntas de ligação da argamassa (Figura 10a);
- Rotura por tracção com fendilhação ao longo da diagonal comprimida (Figura 10b);
- Rotura por esmagamento nos cantos comprimidos (Figura 10c).



a) Rotura ao longo das juntas

b) Rotura diagonal

c) Rotura por esmagamento

Fig. 10 - Modos de rotura da alvenaria (Rodrigues, 2005)

Lourenço (1996) apresenta três abordagens possíveis para se modelar paredes de alvenaria de enchimento (Figura 11a), sendo que a principal diferença entre elas é o seu grau de precisão. As abordagens são as seguintes e estão apresentadas seguindo um grau de pormenorização decrescente:

- Micro-modelação detalhada: os tijolos e as juntas de argamassa são discretizados utilizando elementos contínuos, enquanto a interface entre o tijolo e a argamassa é representada por elementos descontínuos (Figura 11b);
- Micro-modelação simplificada: os tijolos são modelados utilizando elementos contínuos, enquanto as juntas de argamassa e a sua interface são modeladas em conjunto através de elementos descontínuos (Figura 11c);
- Macro-modelação: os tijolos, a argamassa e a interface entre a argamassa e o tijolo são tratadas como um único elemento contínuo, o que significa que a parede passa a ser representada por um novo material homogêneo (Figura 11d).

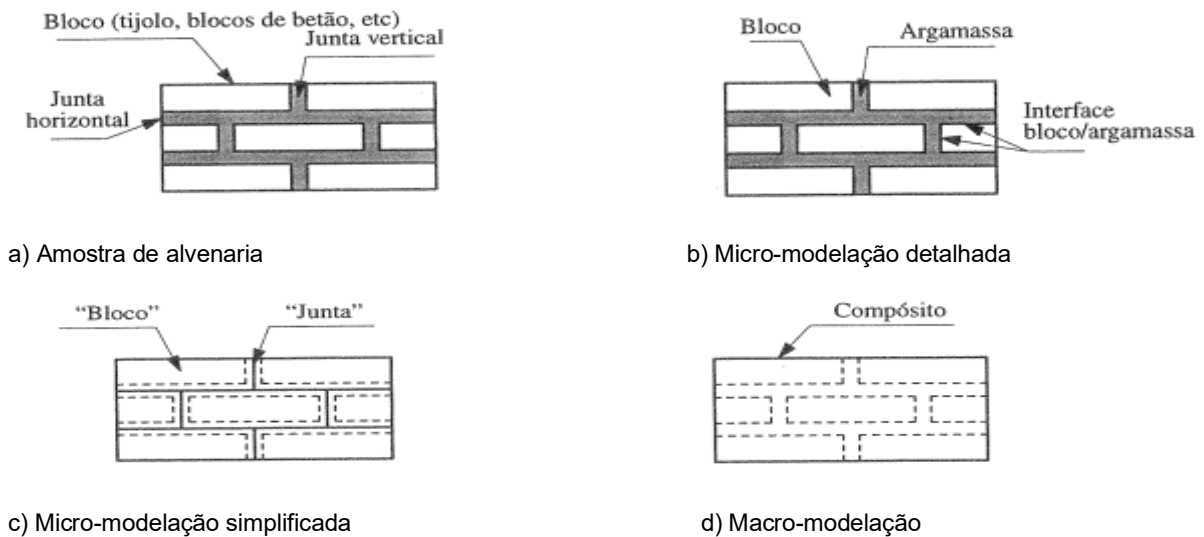


Fig. 11 - Estratégias para modelar paredes de alvenaria (Lourenço, 1996)

O uso de micro-modelos detalhados, que faz uso de malhas de elementos finitos para caracterizar a parede de enchimento, possuem um elevado nível de exactidão. Isso acontece pois a micro-modelação permite reproduzir o mais próximo possível da realidade o comportamento de um material heterogêneo, como é o caso das paredes de alvenaria cerâmica, uma vez que permite capturar os micro-mecanismos de rotura, de carácter local, que influenciam o mecanismo de rotura global. Contudo, este tipo de modelo exige um esforço computacional considerável, e o elevado número de parâmetros associados à sua formulação fazem com que a aplicação destes modelos, na análise de edifícios, seja pouco prática e raramente utilizada. (Varum et al., 2011)

Os macro-modelos são mais simplificados e permitem uma representação global do comportamento do painel de alvenaria e da sua influência na resposta estrutural dos edifícios. Não exigem muito esforço computacional e são viáveis para aplicação prática. De todos os macro-modelos desenvolvidos, o mais utilizado é o modelo da biela diagonal equivalente (Figura 12).

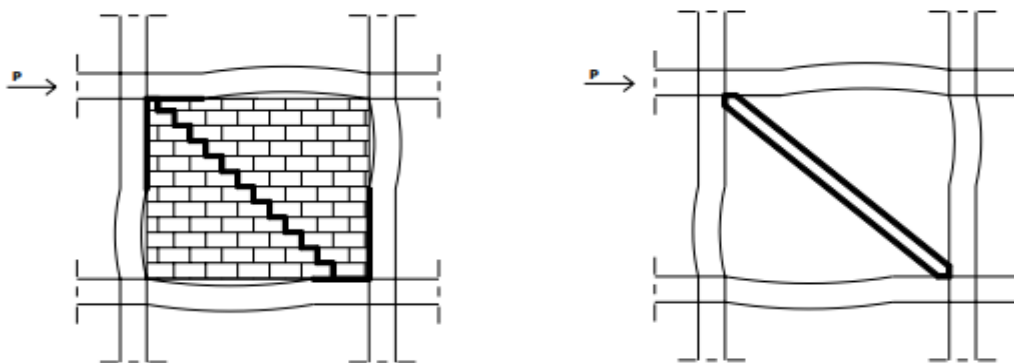


Fig. 12 - Comportamento da alvenaria e a analogia como biela equivalente (Rodrigues, 2005)

O método das bielas diagonais equivalentes reproduz o efeito das paredes de alvenaria na resposta global da estrutura substituindo a parede por bielas diagonais comprimidas, uma em cada direção (Mohammadi e Nikfar, 2013).

A modelação dos painéis de alvenaria para efeitos de cálculo e projecto não contabiliza a fase inicial elástica de comportamento monolítico do conjunto pórtico-painel (Figura 8). Embora a análise linear elástica seja a usual, o estudo da estrutura e a modelação como biela diagonal equivalente é feito para segunda fase (Figura 9 e Figura 12) com a separação entre o pórtico e o painel de alvenaria, esta abordagem será descrita com mais profundidade a seguir.

2.5. MODELAÇÃO DE ALVENARIA COMO BIELA DIAGONAL EQUIVALENTE

Polyakov (1957) foi autor do primeiro modelo simplificado das paredes de alvenaria de enchimento, baseado numa biela diagonal equivalente, através de estudos sobre os mecanismos de interação entre painéis de alvenaria e elementos de betão sujeitos a forças horizontais. Seguiram-se vários estudos com o objetivo de aprofundar este conceito, a fim de torná-lo mais representativo da realidade. De entre vários trabalhos e autores que desenvolveram estudos sobre este tema destacam-se Stafford Smith e Carter (1969), Mainstone (1971), Paulay e Priestley (1992), Crisafulli (1997), Al-Chaar (2002), Smyrou (2006), entre outros.

2.5.1. MÉTODO DE STAFFORD SMITH E CARTER

Através de ensaios experimentais, Stafford Smith (1962) observou que a largura da escora equivalente é função não só da dimensão e características físicas da parede. Comparando vários resultados experimentais de paredes de enchimento em pórticos metálicos, concluiu que a largura equivalente da biela depende da superfície de contacto da parede com os elementos do pórtico, sendo que, uma maior superfície de contacto conduz a uma maior rigidez.

Inicialmente em seus estudos com pórticos metálicos quadrados Stafford Smith (1962) observou que o comprimento de contacto entre a parede e os pilares (Figura 13), α , revelou ser dependente da rigidez relativa entre os dois elementos. Essa relação pode ser expressa na equação 2 a seguir.

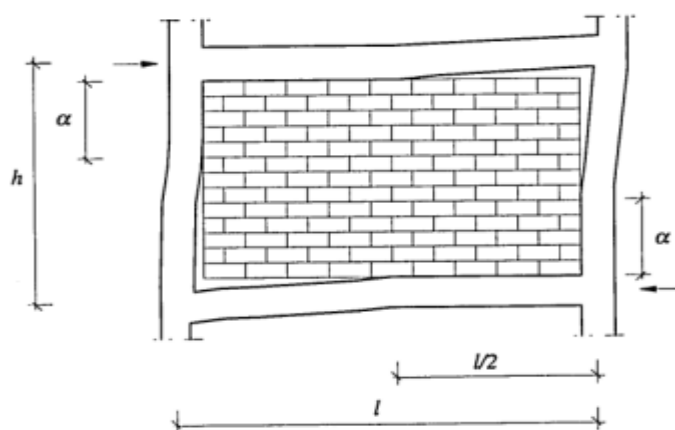


Fig. 13 - Comprimento de contacto entre o painel de alvenaria (α) e o pórtico (Oliveira, 1995)

$$\frac{\alpha}{h} = \frac{\pi}{2 \times \lambda h} \quad (2)$$

Em que:

α : Comprimento de contacto entre o pilar e o painel de alvenaria;

h : Distância entre o eixo da viga superior e inferior que limitam o pórtico;

λh : Parâmetro adimensional que relaciona a rigidez do pórtico com a rigidez do painel.

Para determinar o valor de λh , Stafford Smith (1962) propõe a equação 3:

$$\lambda h = h \times \sqrt[4]{\frac{E_a \times t}{4 \times E_p \times I \times h'}} \quad (3)$$

Em que:

E_a : Módulo de elasticidade do painel de alvenaria;

t : Espessura da parede;

E_p : Módulo de elasticidade do pilar;

I : Momento de inércia do pilar;

h' : Altura da parede.

Após estudos sobre painéis quadrados, Stafford Smith e Carter (1969) fizeram aplicações sobre os painéis rectangulares. E desenvolveram a equação 4:

$$\lambda h = h \times \sqrt[4]{\frac{E_a \times t \times \sin(2\theta)}{4 \times E_p \times I \times h'}} \quad (4)$$

Em que:

θ : Ângulo formado entre a diagonal da parede e a horizontal. O restante dos parâmetros já foi definido na equação 3.

Neste sentido, Stafford Smith e Carter (1969), após a quantificação do comprimento de contacto entre a alvenaria e o pórtico, estudaram a determinação da largura equivalente (Figura 14), w , da diagonal comprimida, verificando que esta depende do valor da força horizontal aplicada no pórtico, construindo ábacos que relacionam a largura equivalente da biela, w , com a λh . (Rodrigues, 2005).

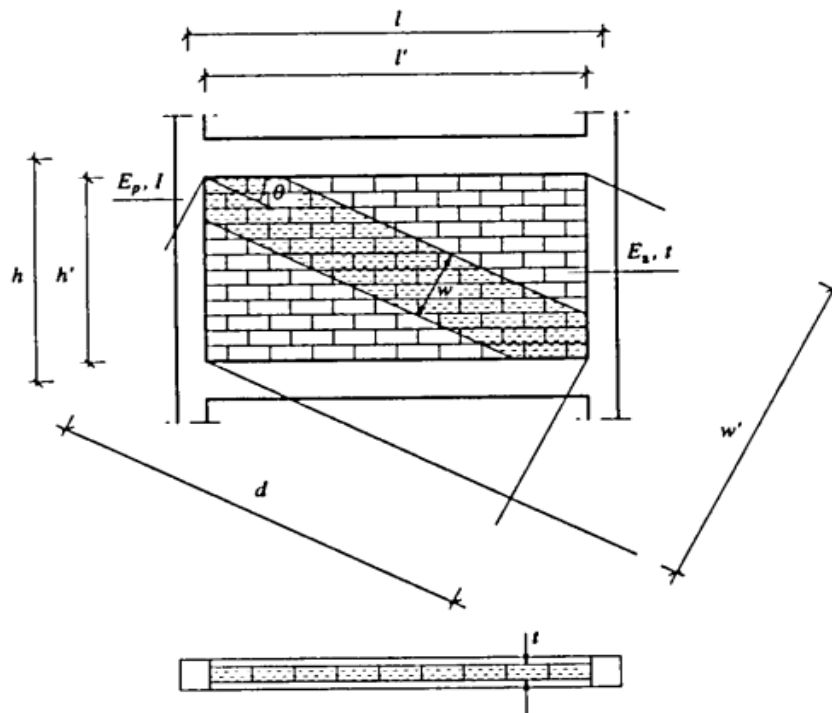


Fig. 14 - Representação da biela diagonal equivalente (Oliveira, 1995)

Outros autores propuseram fórmulas empíricas e conservativas para determinar a largura equivalente desta biela, Riddington e Stafford Smith (1977), propôs o valor de $w = 0.1d$, e Pauley e Priestley (1992) propõem $w = 0.25d$. Onde d é o comprimento da diagonal equivalente. Também há algumas normas e prescrições que discorrem sobre o uso de alvenaria de preenchimento, como a norma canadense CSA S304.1 (2004), que se baseia nos modelos desenvolvidos por Stafford Smith e Carter, porém diferentemente do que o autor apresentou, considera metade da largura da biela. Já a norma neozelandesa NZS 4230 (1990), recomenda que a largura da diagonal seja de um terço do comprimento da diagonal.

De acordo com Al-Chaar (2002), a largura da escora equivalente (w) fornecida pelo método de Stafford Smith e Carter representa um limite superior do valor real, enquanto que o método de Mainstone (1971) que será apresentado a seguir fornece valores mais conservativos. No entanto, ao contrário das equações de Mainstone, o método de Stafford Smith permite ter em conta várias relações geométricas do painel de alvenaria. (Milheiro, 2008)

2.5.2. MÉTODO DE MAINSTONE

Mainstone (1971), baseado nos resultados de ensaios efectuados sobre modelos constituídos por pórticos metálicos preenchidos com paredes de alvenaria, estabeleceu que, para a determinação da resistência dos pórticos preenchidos, a parede seja substituída por uma biela diagonal equivalente de largura W , avaliada com base na Tabela 1 a seguir.

Tabela 1 - Valores empíricos para a largura da escora equivalente (Mainstone, 1971).

	Para $\lambda h < 5$	
Rigidez	$\frac{W_{ek}}{W'} = 0.175 * (\lambda * h)^{-0.4}$	$\frac{W_{ek}}{W'} = 0.115 * (\lambda * h)^{-0.4}$
Fissuração	$\frac{W_{et}}{W'} = 0.170 * (\lambda * h)^{-0.4}$	$\frac{W_{et}}{W'} = 0.225 * (\lambda * h)^{-0.4}$
Rotura	$\frac{W_{ec}}{W'} = 0.560 * (\lambda * h)^{-0.875}$	$\frac{W_{ec}}{W'} = 0.840 * (\lambda * h)^{-0.875}$
	Para $\lambda h > 5$	
Rigidez	$\frac{W_{ek}}{W'} = 0.160 * (\lambda * h)^{-0.3}$	$\frac{W_{ek}}{W'} = 0.110 * (\lambda * h)^{-0.3}$
Fissuração	$\frac{W_{et}}{W'} = 0.150 * (\lambda * h)^{-0.3}$	$\frac{W_{et}}{W'} = 0.220 * (\lambda * h)^{-0.3}$
Rotura	$\frac{W_{ec}}{W'} = 0.520 * (\lambda * h)^{-0.8}$	$\frac{W_{ec}}{W'} = 0.780 * (\lambda * h)^{-0.8}$

Na Tabela 1 acima são apresentadas várias larguras de escora diagonal para determinar a rigidez, W_{ek} , a carga correspondente à primeira fissuração, W_{et} , e a resistência limite do painel, W_{ec} . A fórmula a seleccionar depende do valor do parâmetro λh e do material em que é executada a parede.

2.5.3. MÉTODO DE AL-CHAAR

Para o cálculo das propriedades relevantes a atribuir às bielas (que irão representar as paredes), como as dimensões das suas secções, o método de Al-Chaar demonstra ser um método mais complexo, do que os citados anteriormente, exigindo a consideração de bastantes variáveis e parâmetros.

Al-Chaar (2002) englobou o trabalho desenvolvido anteriormente por Stafford Smith e Carter (1969), ao determinar o cálculo do λh (parâmetro adimensional que relaciona a rigidez do pórtico com a rigidez do painel) de acordo com a equação 4, que foi desenvolvida por esses. E também o trabalho desenvolvido por Mainstone (1971) ao determinar que o cálculo da largura (w) da biela diagonal equivalente deve ser feito de acordo com equação demonstrada na Tabela 1 para $\lambda h < 5$, que se repete a seguir:

$$W = W' \times 0.175 \times (\lambda h)^{-0.4} \quad (5)$$

O método de Al-Chaar (2002) considera dois parâmetros que alteram significativamente a largura da biela. Que são: a presença de aberturas e a existência de danos na alvenaria. Al-Chaar informa que esses parâmetros atuam como coeficientes redutores da largura da biela, de acordo com a equação 6:

$$W_{red} = W \times R1 \times R2 \quad (6)$$

Em que:

W_{red} : Largura da escora equivalente reduzida;

W : Largura da biela diagonal equivalente;

$R1$: Coeficiente que contabiliza as aberturas;

$R2$: Coeficiente que contabiliza a existência de danos na alvenaria.

O coeficiente de redução, $R1$, de acordo com Al-Chaar (2002), é calculado de acordo com a equação 7:

$$R1 = 0.6 \times \left(\frac{A_{abertura}}{A_{painel}} \right)^2 - 1.6 \times \left(\frac{A_{abertura}}{A_{painel}} \right) + 1 \quad (7)$$

Em que:

$A_{abertura}$: É a área da abertura contida no painel de alvenaria analisado;

A_{painel} : É a área do painel de alvenaria sem descontar a área da abertura que está contida nele.

Vale ressaltar que dependendo do tamanho da abertura é válido, muitas vezes, desconsiderar a contribuição de um determinado painel de alvenaria no modelo estrutural. Quando a parede possuir aberturas com área inferior a 60% da área total da parede, o valor de $R1$ deve ser calculado pela equação 7.

Porém, nas situações em que a área da abertura é superior a 60% da área do painel, a contribuição dessa parede para a resposta da estrutura perante uma ação horizontal pode ser ignorada (Mohammadi e Nikfar, 2013).

O cálculo do coeficiente R_1 representado na equação 7, é apenas uma aproximação para consideração das aberturas. Para ter-se em conta de forma efetiva e precisa a influência de aberturas num painel, é recomendado que se recorra a outros modelos, como os constituídos de malhas de elementos finitos (Al-Chaar, 2002).

O coeficiente de redução, R_2 , de acordo com Al-Chaar (2002), é calculado de acordo com a Tabela 2 abaixo. h' é a altura efetiva da parede e t é a sua espessura (Figura 14).

Tabela 2 - Valores do coeficiente R_2 , proposto por Al-Chaar (Al-Chaar, 2002).

R2 para o tipo de dano na alvenaria		
h'/t	Moderado	Severo
≤ 21	0.7	0.4
≥ 21	Necessita de reparação	

Outro fator que faz diferir este método dos anteriormente apresentados é a questão da excentricidade. Enquanto os autores anteriores sugerem que a escora seja ligada entre os dois nós comprimidos da parede (Figura 12), Al-Chaar apresenta outra solução.

O autor sugere no seu modelo que, uma vez que os esforços da parede são transmitidos para o pórtico, maioritariamente, através dos pilares - facto verificado por Smith e Carter em 1969 - a escora deve ser conectada directamente aos pilares, ou seja, a uma certa distância, l_{column} , dos nós viga-pilar (Rodrigues, 2018). Como representado na Figura 15 abaixo.

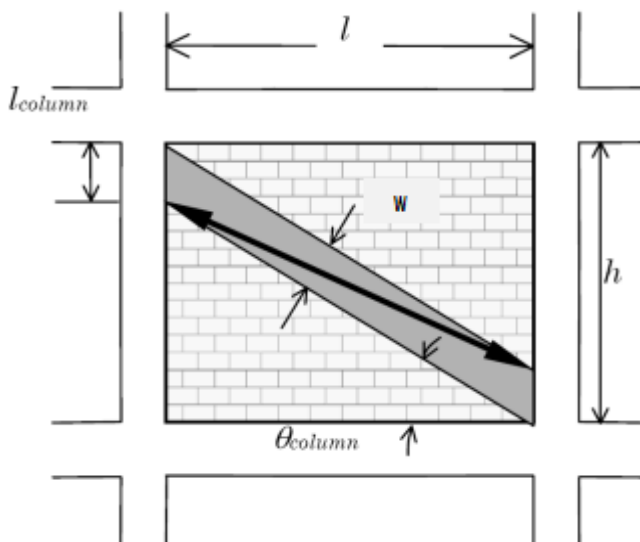


Fig. 15 - Localização da biela equivalente (Adaptado de Al-Chaar, 2002)

A consideração da excentricidade permite uma melhor aproximação dos modelos de elementos finitos, uma vez que nas zonas em que a biela não atua no pilar, ou seja, no trecho l_{column} , há um maior módulo de momentos fletores e esforço transversal. O que torna a adoção deste parâmetro um fator preponderante para a segurança na confecção do projeto e para modelação, visto que os resultados dos esforços são conservativos e os efeitos locais resultante da interação entre pórtico e a alvenaria são mais bem

contabilizados. A seguir será apresentada para uma força horizontal qualquer, a diferença ao se considerar a excentricidade para os diagramas de esforço transversal (Figura 16) e será apresentada a diferença para o diagrama de momento fletor (Figura 17).

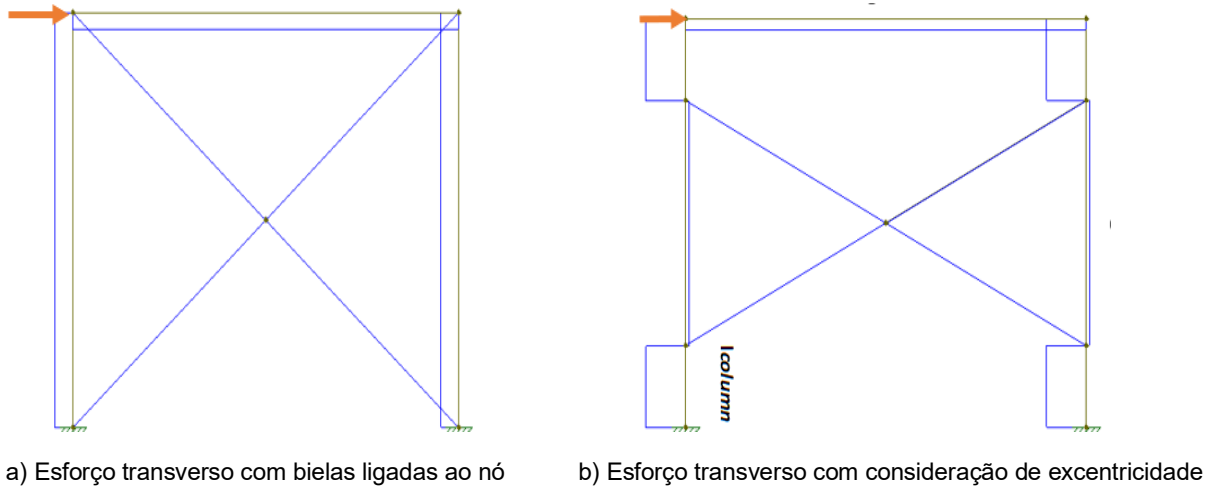


Fig. 16 - Diferença no diagrama de esforço transversal ao considerar excentricidade

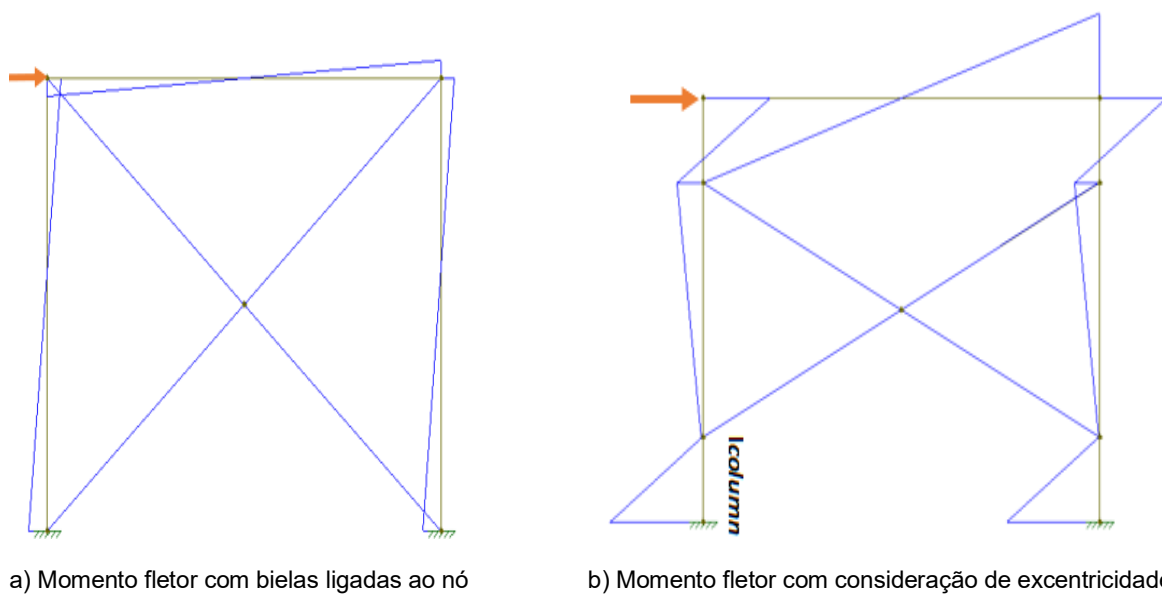


Fig. 17 - Diferença no diagrama de momento fletor ao considerar excentricidade

O cálculo da excentricidade, ou seja, da distância l_{column} pode ser efetuada de acordo com as equações 8 e 9:

$$l_{column} = \frac{W}{\cos(\theta_{column})}$$

(8)

$$\operatorname{tg}(\theta_{\text{column}}) = \frac{\left(h - \frac{W}{\cos(\theta_{\text{column}})}\right)}{l} \quad (9)$$

O autor indica ainda que a falta de confinamento que a escora excêntrica do modelo provoca nos cantos do pórtico, quando comparada com o efeito real da alvenaria, torna o modelo mais flexível do que o pórtico real. Por este motivo, Al-Chaar sugere que a ligação viga-pilar seja modelada com troços rígidos que se prolongam até uma distância l_{beam} nas vigas e l_{column} nos pilares, terminando, portanto, nos nós de ligação da biela com o pórtico (Milheiro, 2008). Como representado na Figura 18 abaixo.

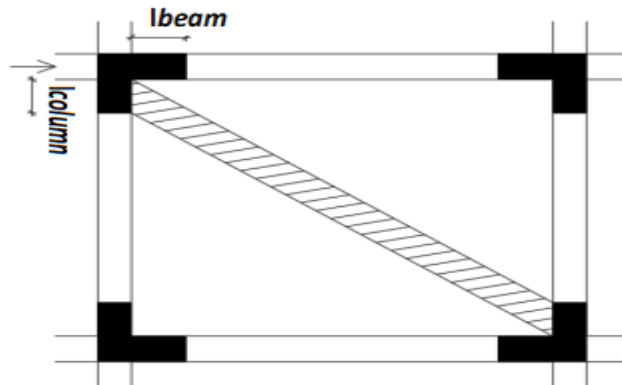


Fig. 18 - Troços rígidos na ligação viga-pilar (Adaptado de Rodrigues, 2018)

Para o caso de o carregamento ser na vertical e para contabilizar o efeito da escora nas vigas, deve ser feita a determinação do comprimento l_{beam} que pode ser determinada forma análoga ao cálculo do parâmetro l_{column} (Equações 10 e 11), conforme a seguir:

$$l_{\text{beam}} = \frac{W}{\operatorname{sen}(\theta_{\text{beam}})} \quad (10)$$

$$\operatorname{tg}(\theta_{\text{beam}}) = \frac{h}{l - \frac{W}{\operatorname{sen}(\theta_{\text{beam}})}} \quad (11)$$

2.5.4. MÉTODO DE CRISAFULLI

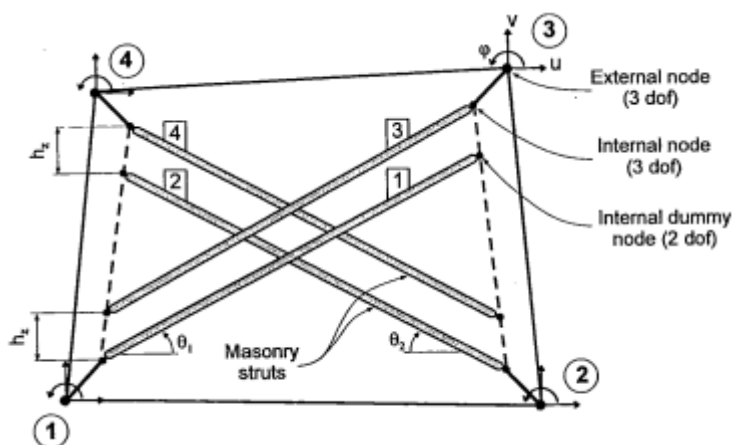
Crisafulli et al. (2000) estudaram as limitações do modelo de uma escora diagonal de compressão e compararam os modelos de uma, duas e três escoras de compressão com os modelos de elementos finitos

correspondentes. Os resultados obtidos permitiram concluir que o modelo de uma escora diagonal de compressão é suficiente para estimar adequadamente a rigidez do sistema estrutural. No entanto, este modelo não considera os efeitos locais resultantes da interação entre o pórtico e a alvenaria. Como resultado, os momentos fletores e forças de corte presentes nos elementos de betão não podem ser estimados, bem como a localização de possíveis rótulas plásticas (Videira, 2018).

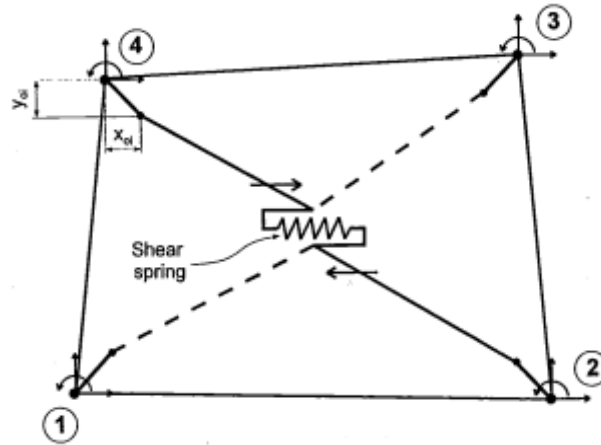
Se pretender obter valores mais realistas dos momentos fletores e esforço transversal, deve recorrer-se a um modelo mais refinado, como o das escoras duplas ou triplas. Considerar a excentricidade, conforme o método de Al-Chaar (2002), pode também ser uma forma de obter resultados mais realistas.

Segundo Crisafulli (1997), cada parede de alvenaria é representada por quatro bielas e uma mola de comportamento não-linear sendo que em cada direção diagonal possui duas bielas paralelas que transmitem os esforços e deformação nos dois cantos diagonalmente opostos e uma mola para contabilizar a resistência e o deslizamento. A presença da mola mostra a importância da força e deformação por corte na resposta de uma parede de alvenaria não estrutural. (Pires, 2016)

Na Figura 19a abaixo está representado o modelo da dupla biela diagonal equivalente, que traduz o comportamento da parede à compressão. Já na Figura 19b abaixo é representado o comportamento da parede ao corte, por meio de uma mola na região central. Na Figura 19a, estão representados quatro nós externos, que representam a realidade da interação que ocorre entre pórtico e alvenaria, e os quatro nós internos (fictícios) que são introduzidos com o objetivo de representar o comprimento e a largura de contacto entre os pilares de betão armado e a parede de alvenaria.



a) Modelo da biela diagonal equivalente com quatro nós internos e quatro nós externos



b) Comportamento ao corte

Fig. 19 - Modelos isolados proposto por Crisafulli (Crisafulli, 1997)

O macro-modelo proposto por Crisafulli (1997), foi testado experimentalmente por Smyrou (2006), que verificou que os resultados obtidos pela modelação numérica eram muito próximos dos resultados experimentais.

A calibração deste modelo envolve uma seleção cautelosa e são necessários cálculos de muitos parâmetros. São necessários determinar parâmetros mecânicos, geométricos e empíricos para definir o comportamento elementos. Neste trabalho, como este modelo não foi explorado completamente, um parâmetro mecânico que foi utilizado para controlar e introduzir corretamente as bielas no modelo estrutural foi a resistência a compressão.

A resistência à compressão ($f_{m\theta}$) é o parâmetro que controla principalmente a resistência do suporte e tem de ser distinguida da força de compressão padrão da alvenaria, tendo em conta a inclinação das tensões principais de compressão assim como o modo de rotura expectável da alvenaria. A resistência à compressão das paredes de alvenaria pode ser calculada quando se possui valores experimentais de ensaios à compressão da alvenaria (Crisafulli, 1997). Conforme a equação 12 abaixo:

$$f_{m\theta} = f_1 \sin(\theta)^2 \quad (12)$$

Em que:

$F_{m\theta}$: Resistência à compressão na direção θ ;

f_1 : Valor da tensão principal registada nos ensaios à compressão das paredes de alvenarias;

θ : Ângulo da biela com a direção horizontal.

Na Figura 20 abaixo, esses parâmetros podem ser visualizados de forma mais clara.

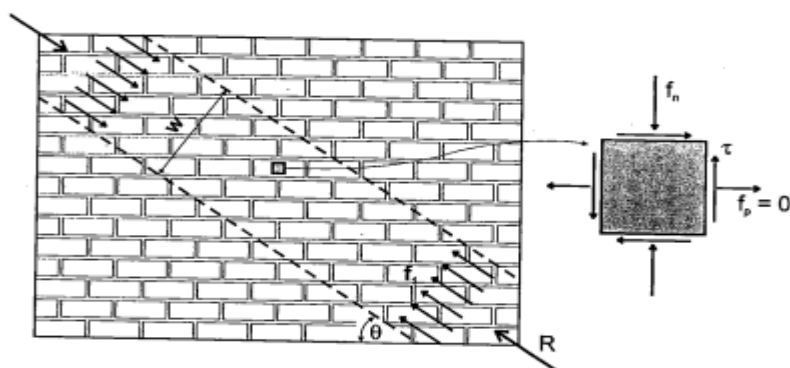


Fig. 20 - Estado de tensão considerado para avaliar a tensão de compressão $f_m \theta$ (Crisafulli, 1997)

2.5.5 MÉTODO DE RODRIGUES

Um outro método que é válido citar é o método desenvolvido por Rodrigues (2005), o autor propôs um modelo baseado no modelo da dupla biela equivalente, mas com significativas melhorias relativamente ao modelo clássico. Para representar o painel de alvenaria são utilizadas quatro bielas rígidas que dão suporte a um quinto elemento central onde é concentrado todo o comportamento não-linear histerético do painel (Figura 21).

Conforme Rodrigues (2005), o comportamento não-linear é caracterizado por uma curva penta-linear envolvente (Figura 22) definida por nove parâmetros em cada direcção, representando: fendilhação, resistência de pico, decaimento da rigidez pós-pico e resistência residual.

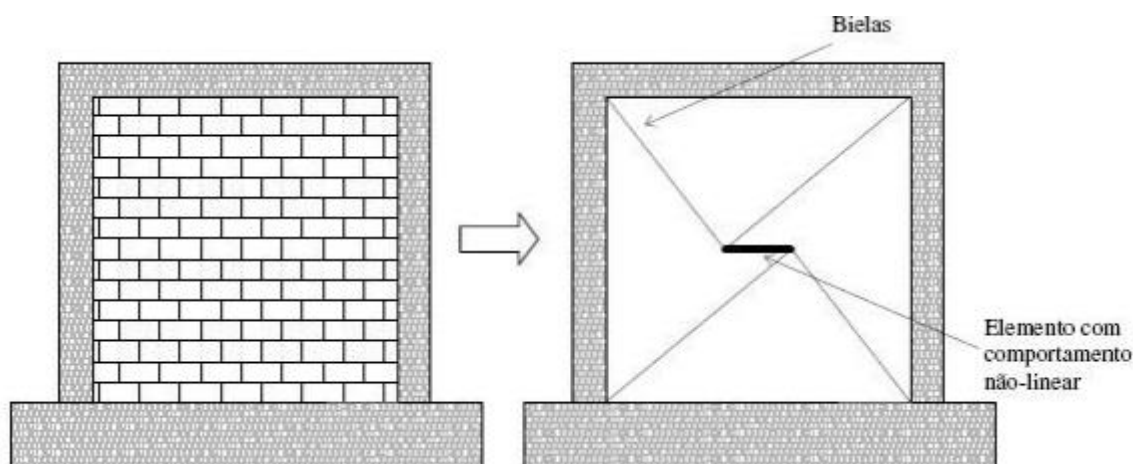


Fig. 21 - Macromodelo proposto para alvenaria (Rodrigues, 2005)

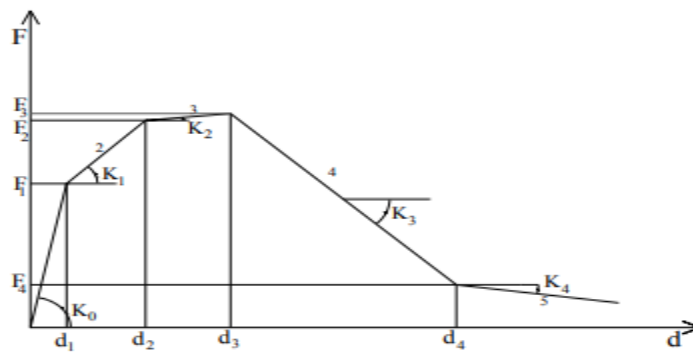


Fig. 22 - Parâmetros de identificação da curva base de comportamento para um sentido genérico (Rodrigues, 2005)

Sob ações cíclicas, as regras histeréticas são controladas por outros 3 parâmetros adicionais: Degradação de rigidez (α); efeito de pinching (β); e degradação de resistência (γ). Estes nove parâmetros são definidos para ambos os sentidos do carregamento, ou seja, para o sentido positivo e negativo do deslocamento.

2.6. CONSIDERAÇÕES FINAIS

Neste capítulo foi abordado o comportamento sísmico de estruturas de betão armado e a influência de paredes de alvenaria de enchimento nestas estruturas. Foram abordadas formas de considerar ou não considerar os painéis de alvenaria na conceção do edifício e nos projetos.

Foi visto que o projeto de edifícios deve seguir sempre as normas em vigor, evitando possíveis irregularidades em planta e em altura. Visto que as irregularidades causam alterações significativas de rigidez, resistência e de distribuição de esforços fatores que podem afetar gravemente a resposta sísmica.

Foram também bem descritos neste capítulo alguns dos fatores que prejudicam o bom comportamento sísmico das edificações porticadas de betão armado com paredes de alvenaria. Tendo sido feita uma breve referência às considerações que o Eurocódigo 8 recomenda.

Também foram abordadas diferentes formas que o projetista pode escolher para poder modelar os painéis de alvenaria de enchimento numericamente. Sendo descritos alguns cuidados que se devem ter no projeto após a consideração desses elementos.

Em relação aos métodos de modelação apresentados os macro-modelos tiveram um foco maior, mais especificamente os que discorrem sobre o conceito da biela equivalente, que é o mais amplamente divulgado e estudado, estando na origem do modelo de simulação dos painéis de alvenaria utilizado neste trabalho. Foram descritos diversos métodos que envolvem o conceito da biela diagonal equivalente, evidenciando as particularidades de cada modelo.

Foi vista ainda a importância em se considerar a excentricidade nos modelos, de biela diagonal equivalente, como forma de aproximar-se mais dos modelos de malha de elementos finitos. Também foi vista a importância da consideração de troços rígidos. Estes conceitos foram também explorados e implementados neste trabalho.

É de realçar mais uma vez a importância de incluir a modelação das paredes de alvenaria no projeto de edifícios. A presença deste elemento pode ser benéfica ou não, dependendo dos casos. Assim a sua

modelação torna-se fundamental, de modo a obter-se uma melhor resposta sísmica nos edifícios a serem projetados.

3

CASOS DE ESTUDO

3.1. INTRODUÇÃO

Como forma de avaliar a influência dos painéis de alvenaria nas estruturas de betão armado face a intensidade da acção sísmica, foram feitos estudos para dois edifícios hipotéticos, sendo um no Porto, na região norte de Portugal, onde a intensidade da acção sísmica é menor, e outro em Lagos, na região sul de Portugal, onde a intensidade sísmica é maior. Portanto, foram desenvolvidos dois modelos numéricos, que são os “modelos base” e que foram designados por “Modelo Sem Bielas” (M_SB), a partir dos quais foram introduzidos os novos elementos (alvenarias) utilizando algumas das diferentes metodologias apresentadas anteriormente.

Cada modelo particular será sujeito a forças laterais equivalentes, que são distintas devido à diferença de localização e da própria estrutura, como forma de distribuir parte da força sísmica em cada piso.

Neste capítulo são apresentados os casos estudados relativamente à descrição estrutural, materiais utilizados, definição das acções, coeficiente de comportamento e frequências.

Na arquitetura foi pensado em algo que fosse o mais regular possível, tanto em altura como também em planta, como forma de evidenciar que mesmo em estruturas regulares porticadas de betão armado a consideração dos painéis de alvenaria possuem sua relevância. Além disso, isto permitiu facilitar a modelação e as análises a serem feitas.

Na arquitetura não foram considerados pisos enterrados por estes terem reduzida influência no comportamento geral em situações sísmicas.

A alvenaria foi definida na arquitetura, hipoteticamente, com ausência de aberturas. Apesar de isto ser uma abordagem que não é representativa da realidade, isso permitiu o foco maior em outros aspectos relevantes aos painéis de alvenaria.

Além disso, foram considerados, para modelação, apenas os painéis contidos nas fachadas tendo em vista que em um projeto real esses painéis seriam os que sofreriam menos modificações pelos utilizadores. Sendo assim foram analisados os quatro pórticos exteriores dos edifícios, com intuito de avaliar, principalmente, a influência das alvenarias nos pilares contidos na periferia. A seguir são apresentados os “modelos base”, ou seja, os nomeados por “Modelo Sem Bielas” (M_SB).

3.2. EDIFÍCIO HIPOTÉTICO NO PORTO

Consiste num edifício porticado de betão armado, de geometria regular em planta e em altura apresentando ainda uma boa simetria nas duas direcções. As lajes foram caracterizadas como elementos maciços. A caixa de escadas e elevadores é constituída por pilares e vigas, diferentemente do edifício em Lagos, que será detalhado em seguida. O edifício é composto por 7 pisos iguais com altura de 3 metros por piso, possuindo assim uma altura total de 21 metros. Na direcção X, tem-se 7 vãos sendo 6 deles de 5 metros e um deles de 3,35 metros (neste está contida as escadas e a caixa de elevador), totalizando 33,35 metros de comprimento nesta direcção. Na direcção Y, tem-se 3 vãos idênticos de 5 metros, totalizando 15 metros de comprimento nesta direcção. Ou seja, tem uma área de 33,35x15 m². As figuras a seguir mostram a geometria do modelo, com a designação dos pórticos (PT1, PT2, PT3, PT4) que tiveram foco neste trabalho e com a identificação dos elementos e suas respectivas secções e posições.

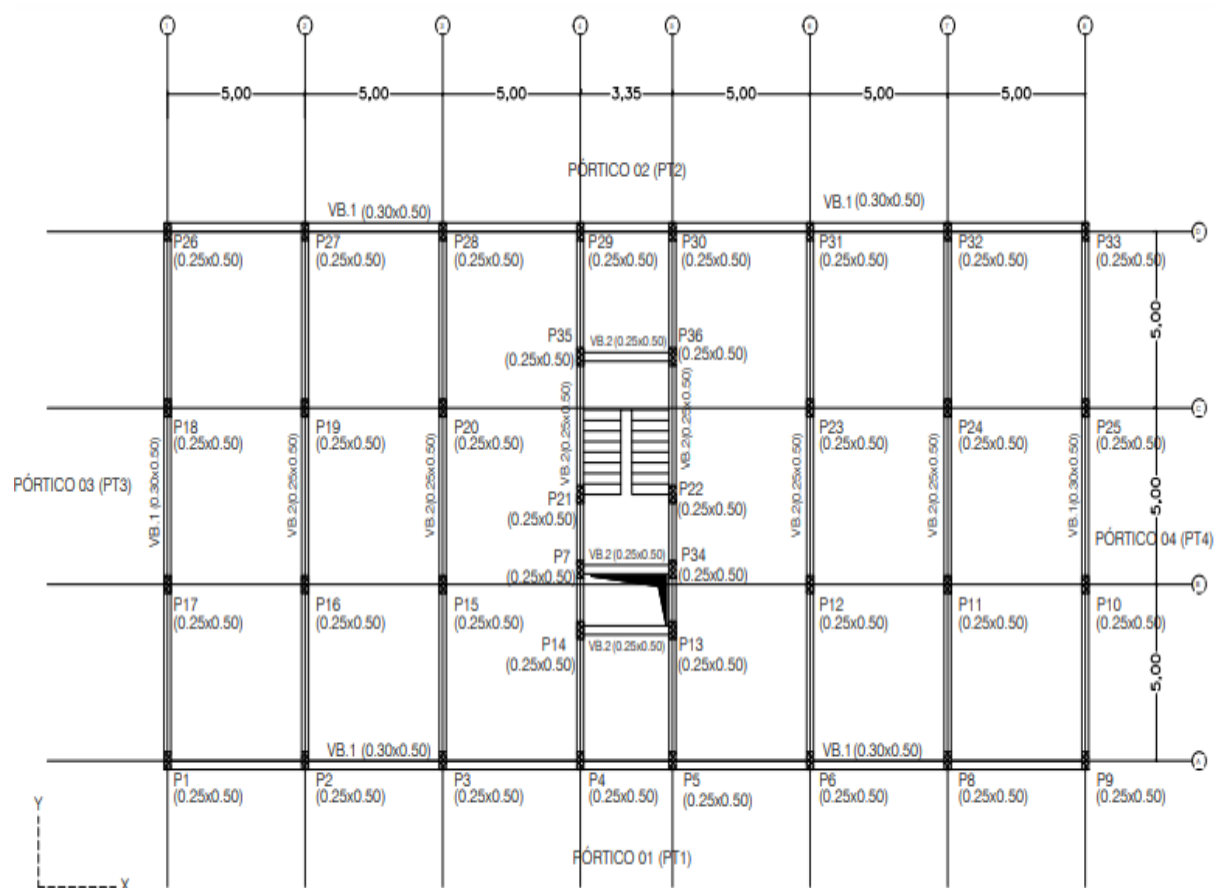


Fig. 23 - Planta, em metros, do pavimento tipo do edifício hipotético localizado em Porto.

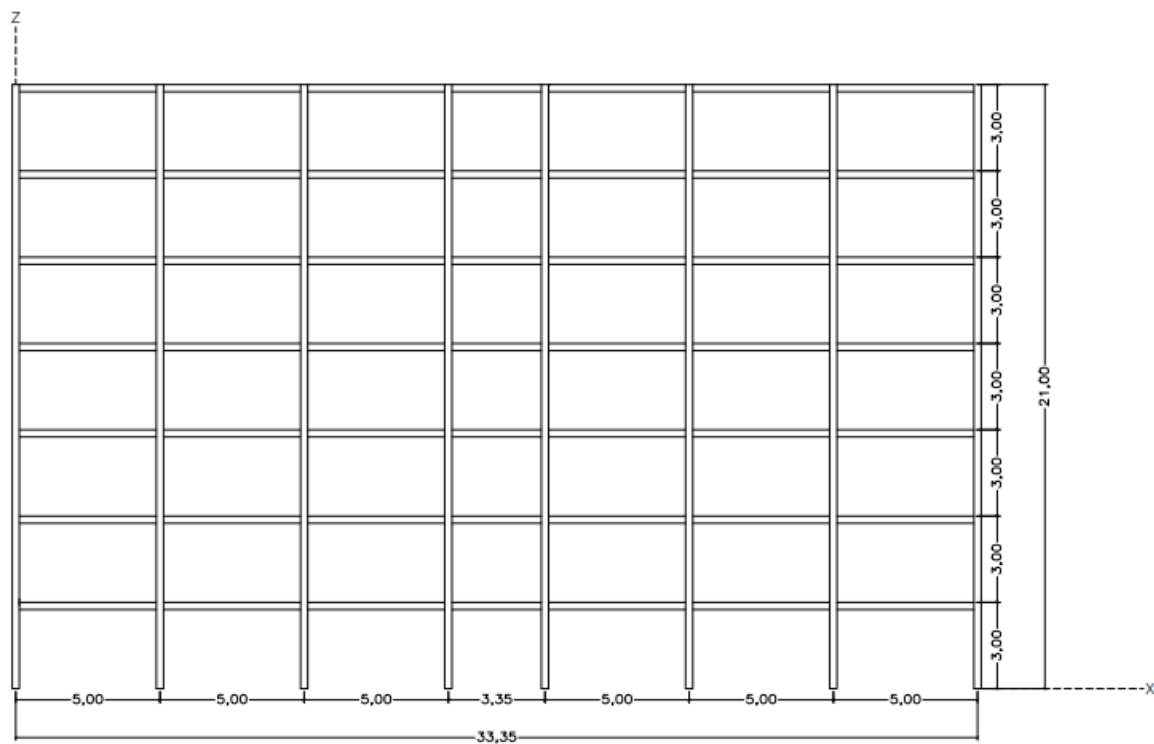


Fig. 24 - Modelo sem bielas (M_SB): Alçado, em metros, dos pórticos exteriores (PT1 e PT2) contidos na direção longitudinal XZ.

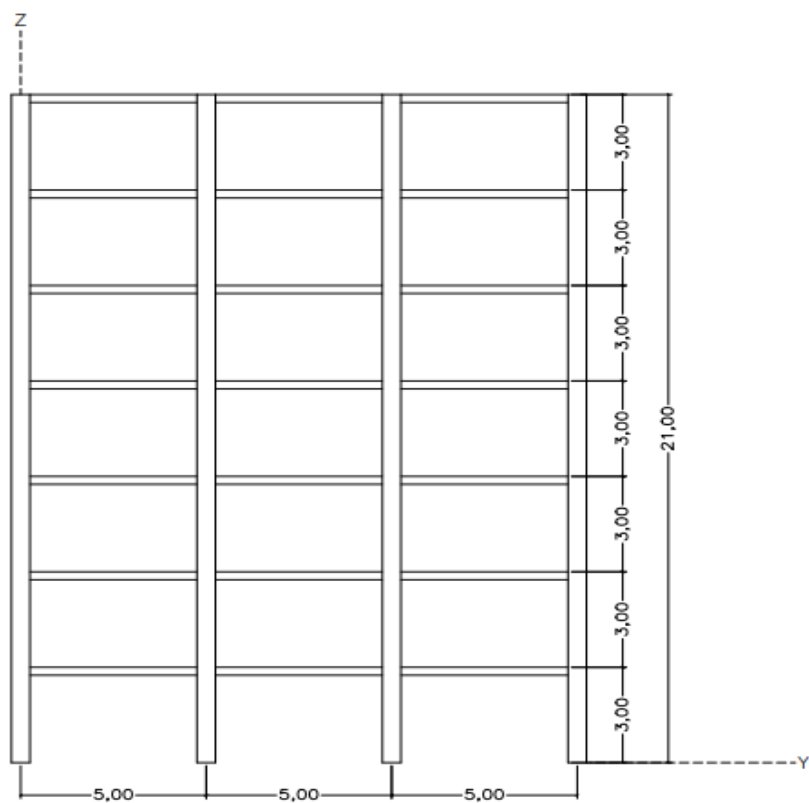


Fig. 25 - Modelo sem bielas (M_SB): Alçado, em metros, dos pórticos exteriores (PT3 e PT4) contidos na direção transversal YZ.

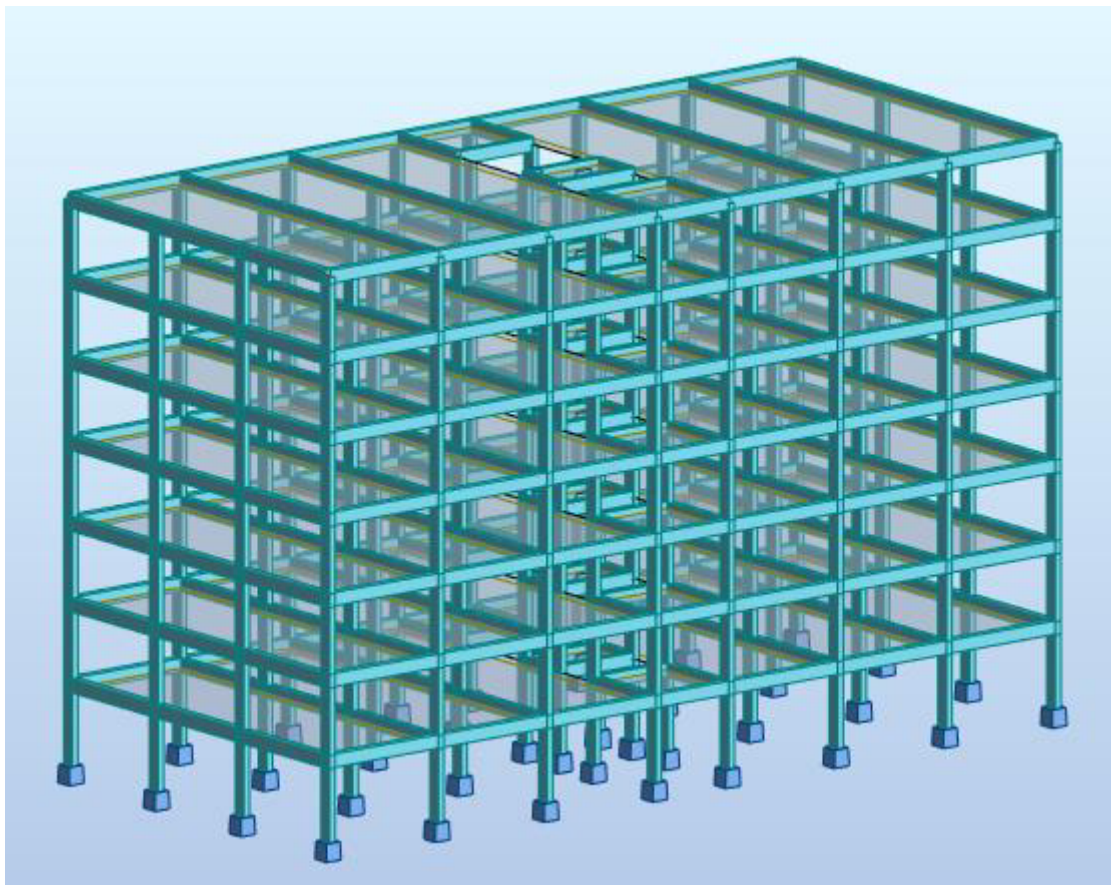


Fig. 26 - Modelo sem bielas (M_SB) edifício no Porto: Isometria.

Resumidamente as secções dos elementos representados na Figura 23, podem ser melhor vistas e identificadas de acordo com a Tabela 3.

Tabela 3 - Resumo das secções dos elementos estruturais para o edifício no Porto.

Elementos estruturais	Secção (bxh) ou espessura [m]
<i>Viga Exterior de betão armado (VB1)</i>	<i>0.30x0.50</i>
<i>Viga Interior de betão armado (VB2)</i>	<i>0.25x0.50</i>
<i>Pilares de betão armado (P)</i>	<i>0.25x0.50</i>
<i>Laje Maciça de betão armado</i>	<i>0.20</i>

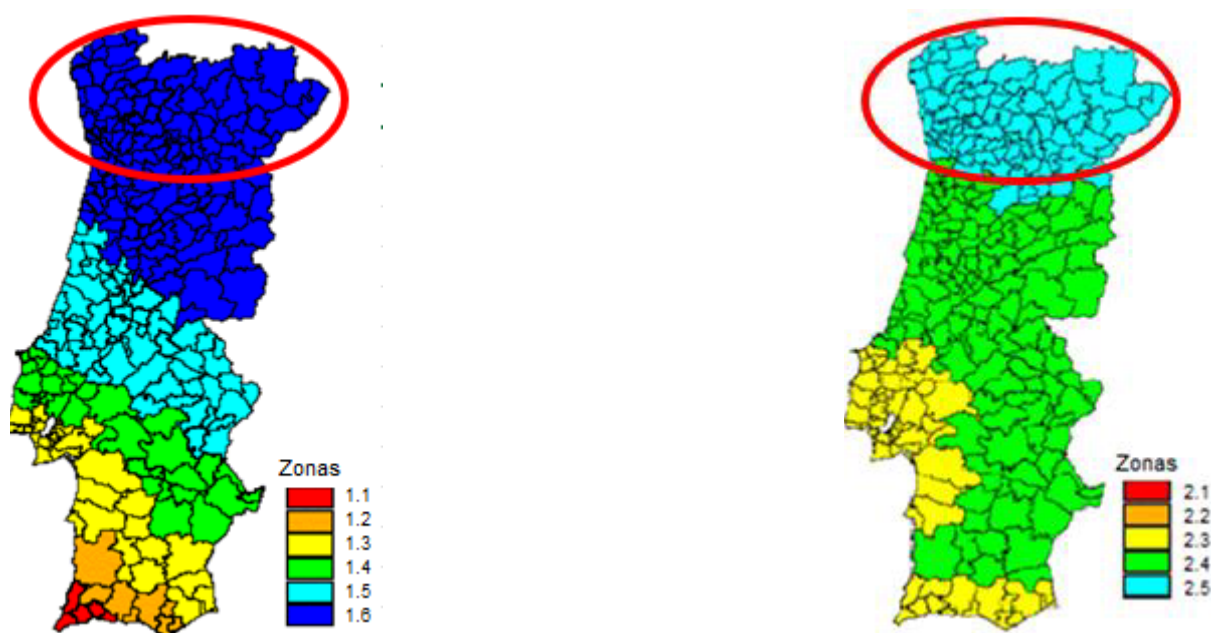
Os materiais utilizados foram betão de classe C30/37 e aço de classe A500 para as armaduras. As características mecânicas desses materiais são definidas na Tabela 4.

Tabela 4 - Resumo das propriedades mecânicas dos elementos estruturais adotados

Materiais	Propriedades
<i>Betão</i> <i>C30/37</i>	f_{ck} [MPa]: 30
	f_{cd} [MPa]: 20
	f_{cm} [MPa]: 38
	f_{ctm} [MPa]: 2.9
	E_{ck} [GPa]: 33
<i>Aço</i> <i>A500</i>	f_{yk} [MPa]: 500
	f_{yd} [MPa]: 435
	E_s [GPa]: 200

Para definir as forças laterais equivalentes a serem aplicadas neste edifício foi necessário antes de tudo caracterizar as acções sísmicas. Segundo o Anexo Nacional do Eurocódigo 8, para Portugal estas acções são divididas por tipo (1 e 2). O tipo 1 representa os sismos mais afastados e o tipo 2 representa os sismos próximos cuja diferença é evidente quando se analisam os espectros de resposta. No Anexo Nacional de acordo com o tipo e o local, são evidenciadas a zona sísmica e a aceleração máxima de referência, a_{gr} (m/s²).

Para o Porto, o zoneamento sísmico pode ser visto na Figura 27.



a) Ação Sísmica Tipo 1 (adaptado do EC8)

b) Ação Sísmica Tipo 2 (adaptado do EC8)

Fig. 27 - Zoneamento sísmico em Porto, Portugal.

Com a identificação do zoneamento sísmico é possível determinar as acelerações máximas de referência (a_{gr}) do local para cada tipo, conforme a Tabela 5.

Tabela 5 - Aceleração máxima de referência em Porto, Portugal (adaptado do EC8)

Acção sísmica Tipo 1		Acção sísmica Tipo 2	
Zona Sísmica	a_{gr} [m/s ²]	Zona Sísmica	a_{gr} [m/s ²]
1.1	2.5	2.1	2.5
1.2	2	2.2	2
1.3	1.5	2.3	1.7
1.4	1	2.4	1.1
1.5	0.6	2.5	0.8
1.6	0.35	-	-

Em resumo, o edifício localiza-se no Porto, é de classe de importância II e está nas zonas 1.6 e 2.5 correspondendo ao valor de a_{gr} de 0,35 m/s² para sismos do tipo 1 e de 0.8 m/s² para sismos do tipo 2. Além disso, foi considerado que o terreno de implantação do edifício em questão é do tipo B, o que permite determinar a aceleração à superfície (a_g) e traçar o espectro de resposta elástico, evidenciado no gráfico da Figura 28.

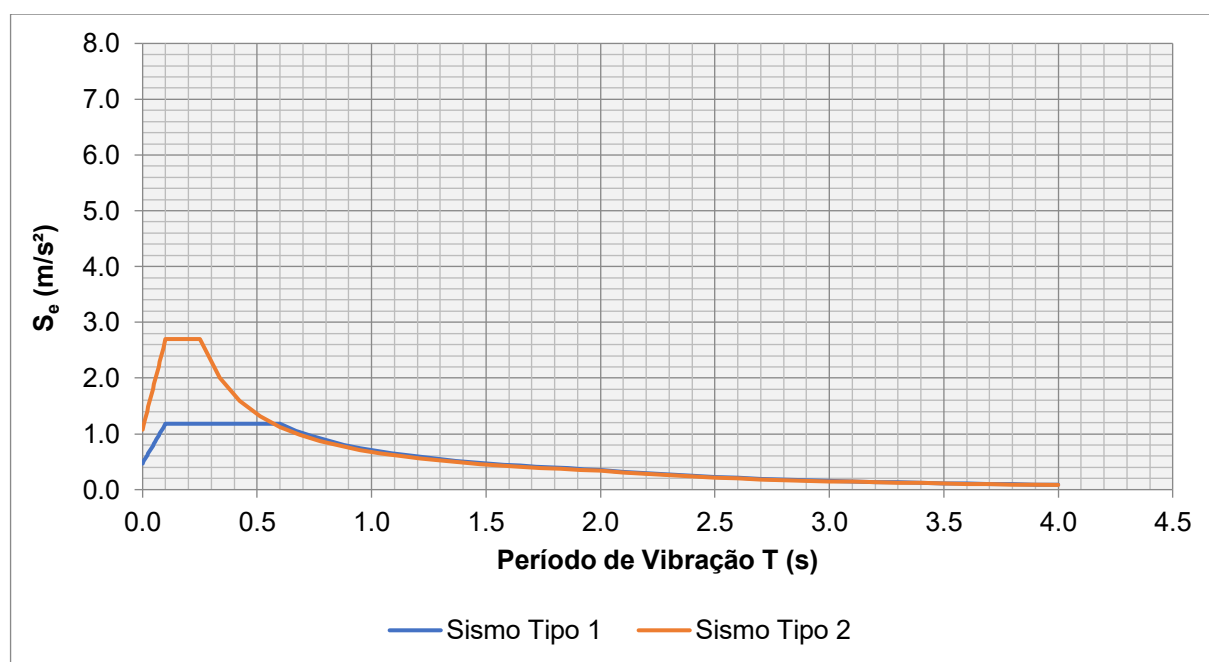


Fig. 28 - Espectro de resposta horizontal elástico para o edifício no Porto.

Após a determinação do espectro de resposta elástico é necessário definir o coeficiente de comportamento (q) com o objetivo de reduzir o valor da acção sísmica por forma a considerar a ductilidade da estrutura, o qual pode ser calculado de acordo com as expressões do Eurocódigo 8. No Eurocódigo 8 relativamente às classes de ductilidade, preveem-se três classes:

- DCL (Ductilidade baixa): Nesse caso admite-se uma resposta essencialmente elástica;

- DCM (Ductilidade média): Nesse caso as estruturas são dimensionadas e pormenorizadas de acordo com disposições sísmoresistentes específicas, admitindo-se um comportamento não linear com capacidade de dissipação histerética de energia sem ocorrência de roturas frágeis; e
- DCH (Ductilidade alta): O projeto, dimensionamento e as disposições construtivas destas estruturas garantem níveis elevados de plasticidade, através de disposições mais complexas que as da classe anterior.

Portanto, como forma de simplificar as análises e o nível de detalhamento das armaduras admitiu-se que a estrutura teria uma resposta essencialmente elástica, ou seja, ficou definido que a classe de ductilidade deste edifício é DCL. Assim os elementos estudados foram detalhados de acordo com disposições do Eurocódigo 2, e o coeficiente de comportamento (q) é de 1.5, resultando no espectro de cálculo apresentado no gráfico da Figura 29.

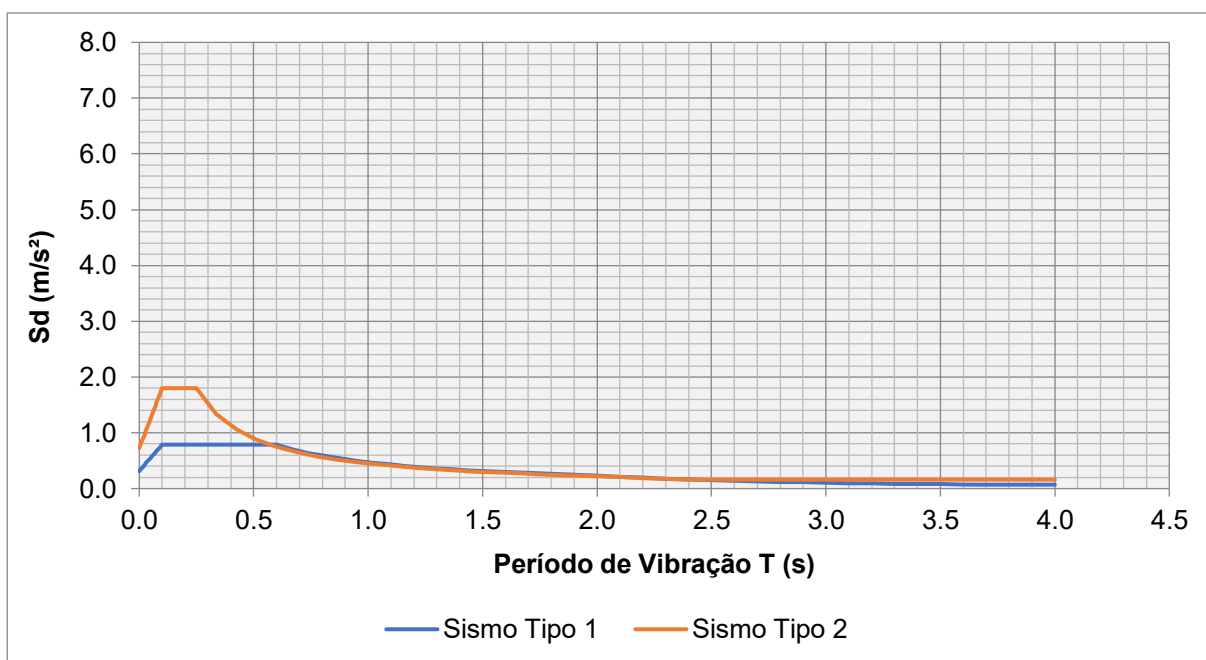


Fig. 29 - Espectro de resposta horizontal de cálculo para o edifício no Porto.

Com os espectros definidos, foi possível aplicar a ação sísmica no programa “Robot structural analysis”. Porém para aplicar a força sísmica correta foi necessário antes de tudo saber a frequência fundamental, f (Hz), em cada direção da estrutura o que foi obtido a partir da análise modal feita no “Robot structural analysis”. As deformadas dos dois primeiros modos de vibração do modelo sem bielas (M_SB) obtidos a partir desta análise podem ser vistas nas figuras 30 e 31.

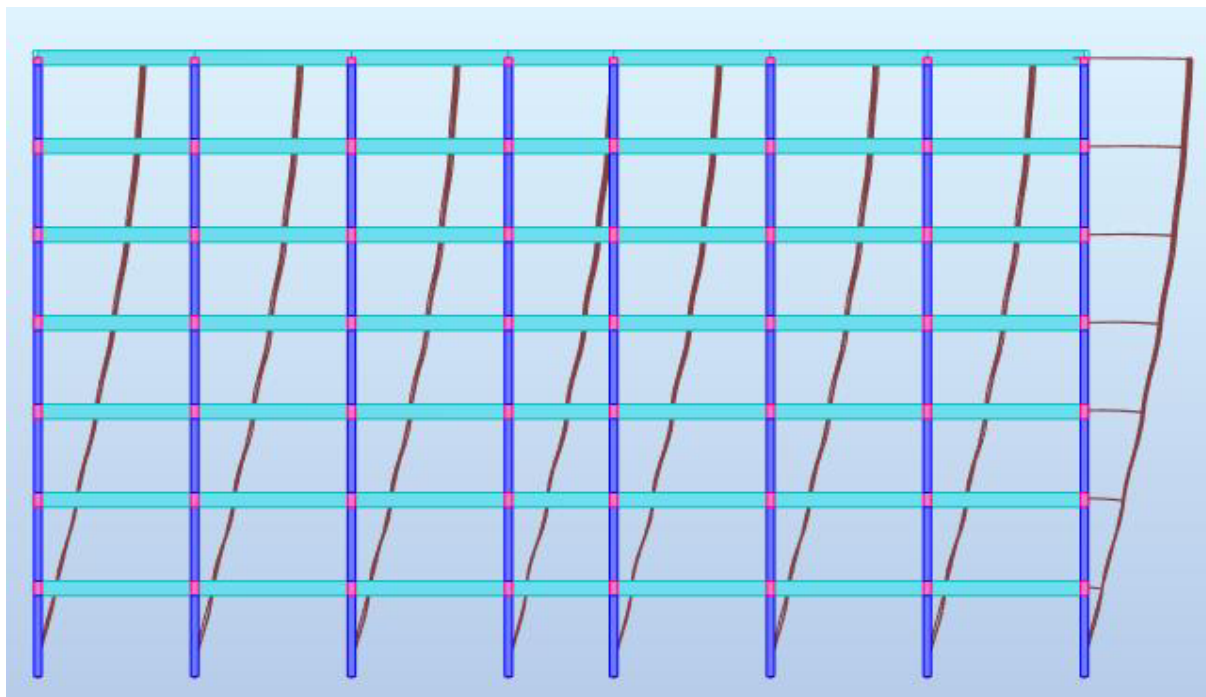


Fig. 30 - Deformada do modo de vibração longitudinal (XZ) do modelo sem bielas (M_SB) para o edifício no Porto

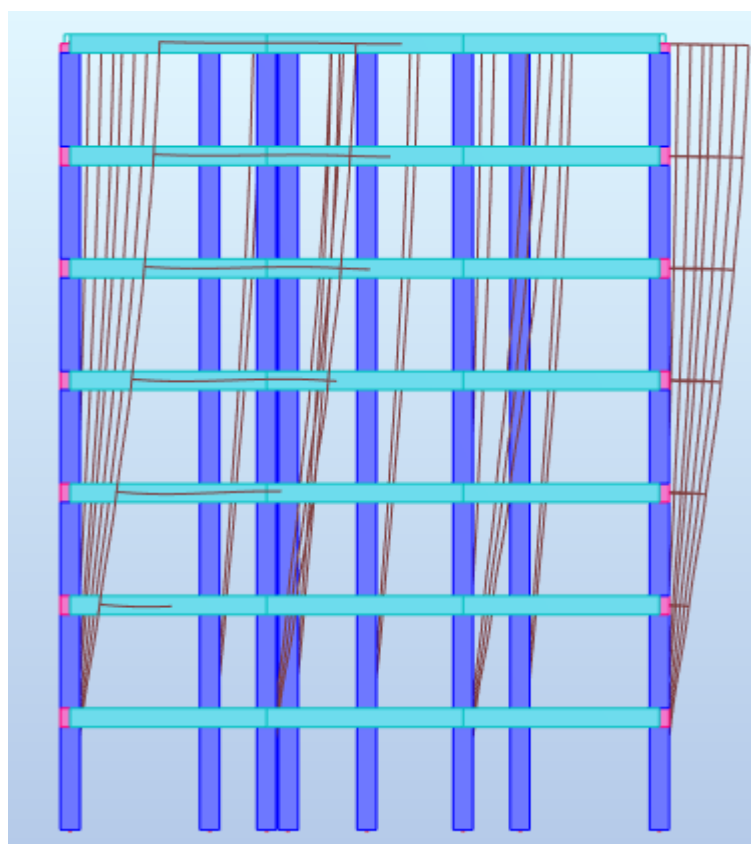


Fig. 31 - Deformada do modo de vibração transversal (YZ) do modelo sem bielas (M_SB) para o edifício no Porto.

A frequência para as duas direcções deste “modelo base”, i.e., do “Modelo Sem Bielias” (M_SB) para o edifício do Porto foi determinada de acordo com a análise modal e os valores podem ser vistos na Tabela 6.

Tabela 6 - Frequências (Hz) do modelo sem bielias (M_SB) do edifício no Porto

Frequência (Hz)	Configuração
0.51	Longitudinal (X)
0.67	Transversal (Y)

Com as frequências é possível saber o período em cada direcção e determinar qual o tipo da acção sísmica mais gravosas a ser aplicada, que para o edifício em questão foi do tipo 1. Com essa acção sísmica aplicada, feita através da análise sísmica no “Robot structural analysis”, foi possível encontrar a força de corte basal (F_b) e, a partir disso, de acordo com as considerações do Eurocódigo 8, distribuir essa acção em forças laterais equivalentes em altura.

Os períodos fundamentais de vibração, T_1 , em cada uma das duas direcções principais, devem respeitar as seguintes condições, em que T_c corresponde ao limite superior do ramo espectral de aceleração constante, conforme descrito na equação 13.

$$T_1 = \begin{cases} 4 \times T_c \\ 2.0 \text{ s} \end{cases} \quad (13)$$

De acordo com o método, considerou-se que estas crescem linearmente ao longo da altura do edifício, e são determinadas através da equação 14.

$$F_i = F_b \times \frac{z_i \times m_i}{\sum (z_j \times m_j)} \quad (14)$$

Em que:

F_i : Força horizontal atuante no piso i ;

F_b : Força de corte sísmica na base;

“ z_i ” e “ z_j ” são as alturas das massas “ m_i ” e “ m_j ” acima do nível de aplicação da acção sísmica.

O método aplicado segue o mesmo padrão apresentado na Figura 32.

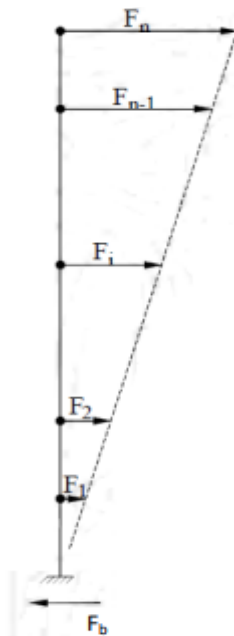


Fig. 32 - Distribuição linear crescente ao longo da altura (Arêde, 2013)

Com a força horizontal aplicada em altura, que representa a acção sísmica de modo equivalente para análise elástica, foi necessário em seguida determinar as combinações de acções para a obtenção dos esforços. Foi então utilizada a combinação de ação de base sismo para aplicar as ações, resultando em um total de 8 combinações de acordo com a formulação no Eurocódigo 0. A combinação segue a formulação expressa na equação 15.

$$E_d = \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + A_{ed} + \sum_{j > 1} \Psi_{E,i} Q_{k,i} \quad (15)$$

Em que:

$\Psi_{E,i}$: É o coeficiente da ação variável “i” definido por:

$$\Psi_{E,i} = \varphi \times \Psi_{2,i} \quad (16)$$

E_d : É o valor de dimensionamento do efeito de uma ação;

φ : É o parâmetro que depende do tipo de ação variável aplicado ao edifício;

“+”: Significa “a combinar com”;

$G_{k,j}$: É o valor característico da ação permanente “j”;

$Q_{k,i}$: É o valor característico da ação variável “i”;

A_{ed} : É o valor de cálculo da ação sísmica definido por:

$$A_{ed} = \gamma_1 \times A_{ek} \quad (17)$$

Em que:

γ_1 : É o coeficiente de importância;

A_{ek} : É o valor característico da ação sísmica.

O Eurocódigo 8 afirma que, em geral, deve considerar-se que as componentes horizontais da ação sísmica atuam simultaneamente. Portanto, foram utilizadas as seguintes combinações:

- 1) $G_k + \Psi_{E,i}Q_{k,i} + 1A_{edx} + 0.30A_{edy}$;
- 2) $G_k + \Psi_{E,i}Q_{k,i} + 1A_{edx} - 0.30A_{edy}$;
- 3) $G_k + \Psi_{E,i}Q_{k,i} - 1A_{edx} + 0.30A_{edy}$;
- 4) $G_k + \Psi_{E,i}Q_{k,i} - 1A_{edx} - 0.30A_{edy}$;
- 5) $G_k + \Psi_{E,i}Q_{k,i} + 1A_{edy} + 0.30A_{edx}$;
- 6) $G_k + \Psi_{E,i}Q_{k,i} + 1A_{edy} - 0.30A_{edx}$;
- 7) $G_k + \Psi_{E,i}Q_{k,i} - 1A_{edy} + 0.30A_{edx}$;
- 8) $G_k + \Psi_{E,i}Q_{k,i} - 1A_{edy} - 0.30A_{edx}$.

Em que:

A_{edx} : É o valor de cálculo da ação sísmica segundo o eixo horizontal “x” da estrutura;

A_{edy} : É o valor de cálculo da ação sísmica segundo o eixo horizontal “y” da estrutura;

Os mesmos procedimentos foram aplicados para um edifício hipotético localizado na região de Lagos, detalhado a seguir.

3.3. EDIFÍCIO HIPOTÉTICO EM LAGOS

Consiste num edifício porticados de betão armado, de geometria regular em planta e em altura apresentando ainda uma boa simetria nas duas direções. As lajes foram igualmente definidas como elementos maciços. Comparativamente ao edifício localizado no Porto (região norte de Portugal), neste edifício hipotético em Lagos (região sul de Portugal) estão contidos dois núcleos de betão armado nas zonas da caixa de escadas e elevadores. O edifício é composto por 7 pisos iguais com altura de 3 metros por piso, possuindo assim uma altura total de 21 metros. O número de vãos e suas dimensões em planta são em tudo idênticos ao edifício do Porto. As figuras a seguir mostram a geometria do modelo, com a designação dos pórticos (PT1, PT2, PT3, PT4) focadas neste trabalho e com a identificação dos elementos e suas respectivas secções e posições.

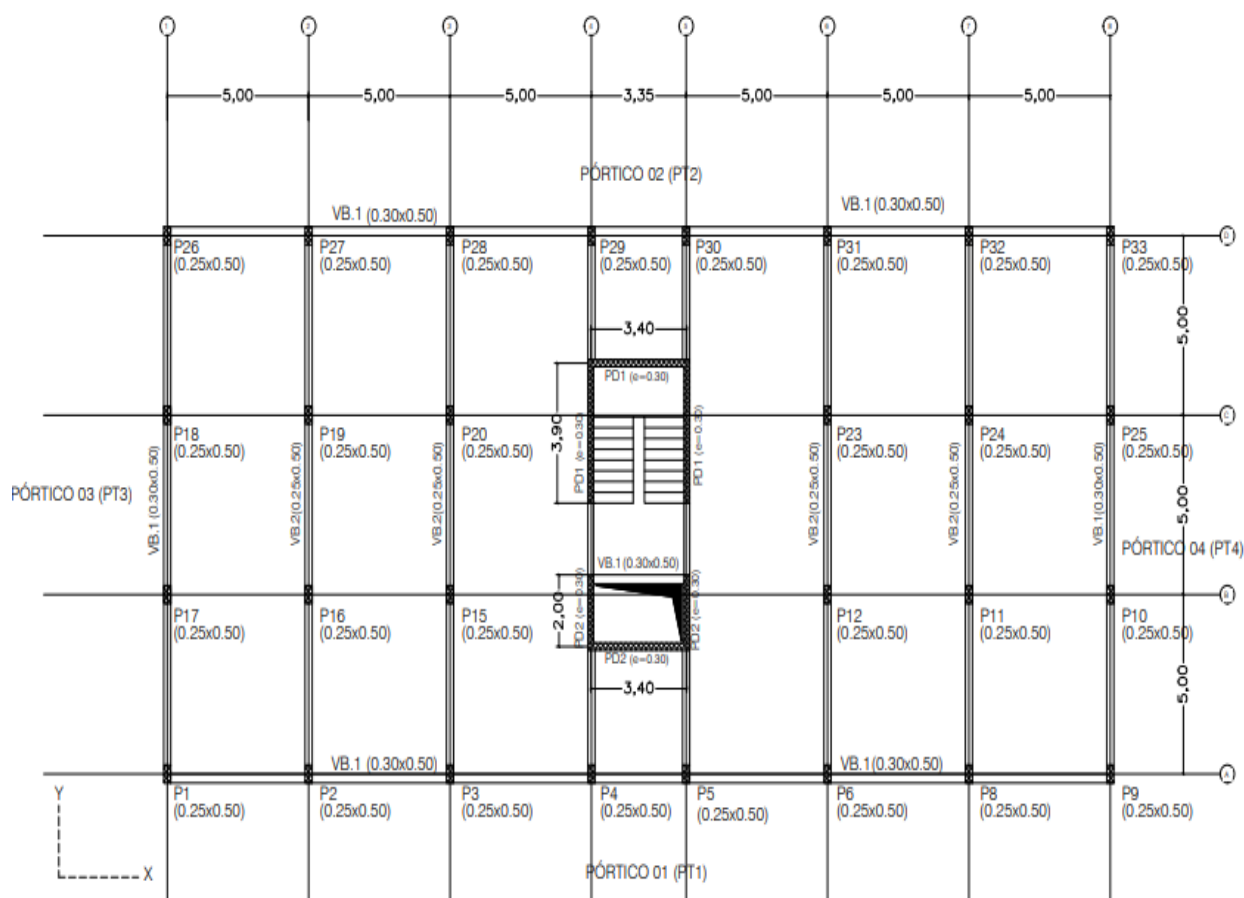


Fig. 33 - Planta, em metros, do pavimento tipo do edifício hipotético localizado em Lagos.

A diferença deste modelo para o modelo anterior consiste em possuir dois núcleos de betão armado, que foram necessários incluir devido a maior intensidade sísmica na região sul de Portugal. Portanto, os alçados são os mesmos e já foram apresentados anteriormente (Figuras 24 e 25). Já a isometria é diferente e pode ser vista na Figura 34.

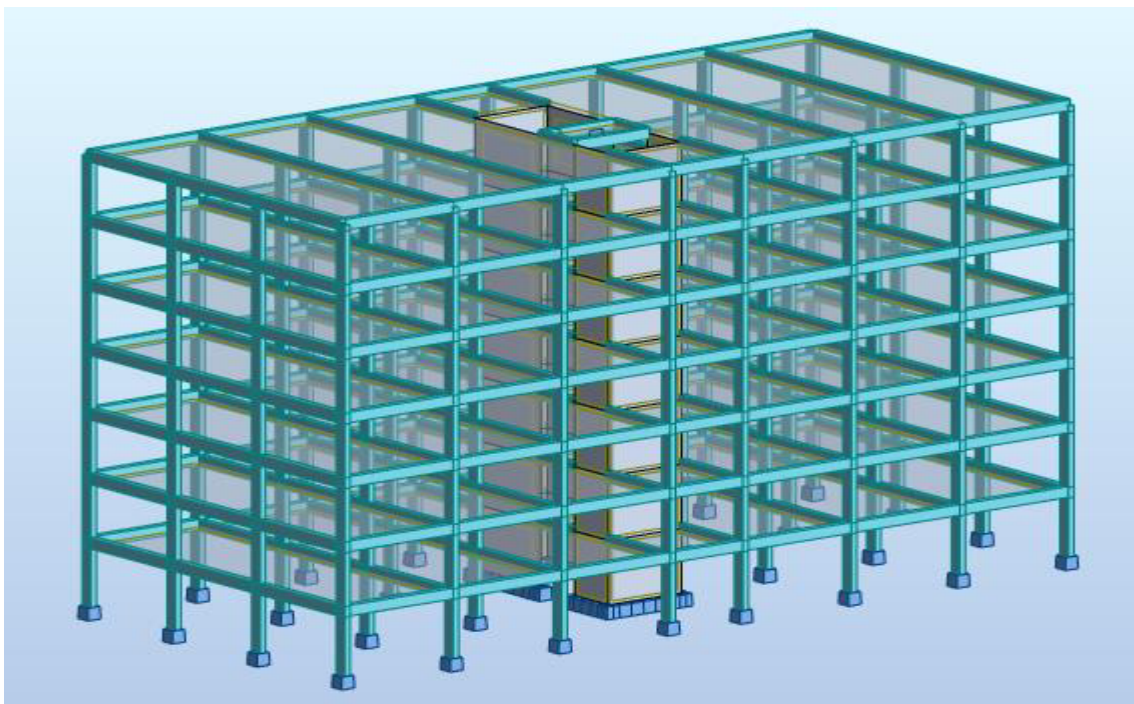


Fig. 34 - Modelo sem bielas (M_SB) edifício em Lagos: Isometria.

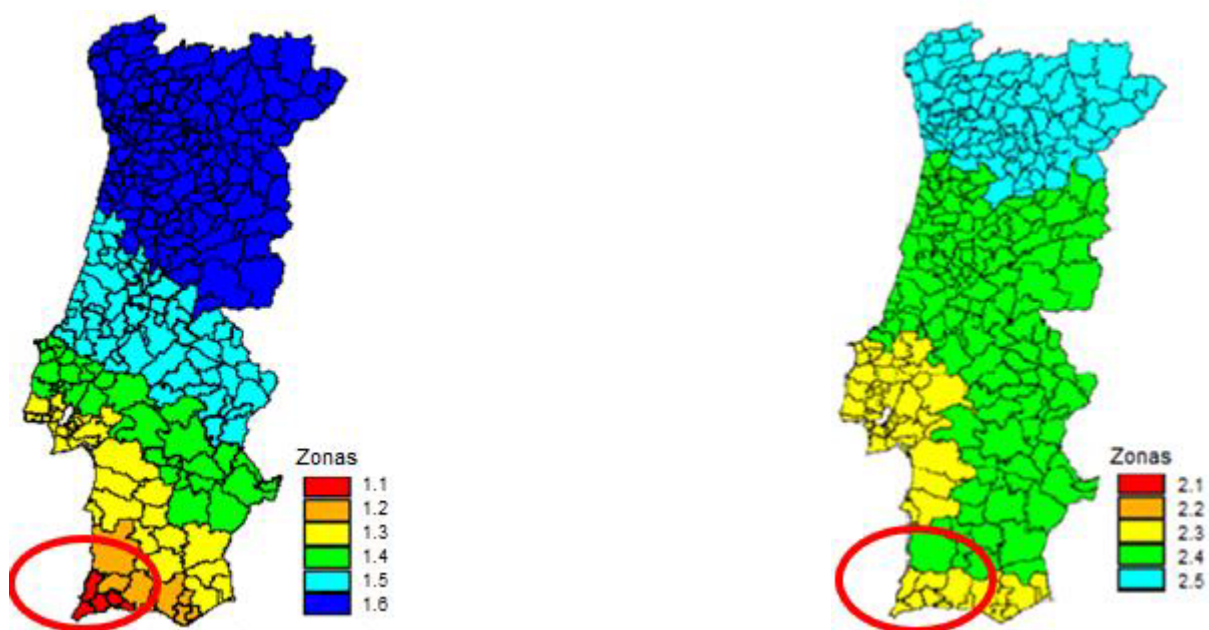
As secções dos elementos representados na Figura 33 e 34, podem ser melhor vistas e identificadas de acordo com a Tabela 7.

Tabela 7 - Resumo das secções dos elementos estruturais para o edifício em Lagos.

Elementos Estruturais	Seção (bxh) ou espessura [m]
<i>Viga Exterior de betão armado (VB1)</i>	<i>0.30x0.50</i>
<i>Viga Interior de betão armado (VB2)</i>	<i>0.25x0.50</i>
<i>Pilares (P)</i>	<i>0.25x0.50</i>
<i>Laje Maciça</i>	<i>0.20</i>
<i>Núcleos Rígidos</i>	<i>0.30</i>

Como bem evidenciado na Tabela 7, os materiais utilizados foram betão de classe C30/37 e aço de classe A500 para as armaduras.

Para a região de Lagos, o zoneamento sísmico pode ser visto na Figura 35 abaixo.



a) Ação Sísmica Tipo 1 (adaptado do EC8)

b) Ação Sísmica Tipo 2 (adaptado do EC8)

Fig. 35 - Zoneamento sísmico em Lagos, Portugal.

Em resumo, o edifício localiza-se em Lagos, é de classe de importância II e está nas zonas 1.1 e 2.3 correspondendo ao valor de a_{gr} de 2.5 m/s^2 para sismos do tipo 1 e de 1.7 m/s^2 para sismos do tipo 2. O terreno de implantação do edifício em questão foi igualmente considerada do tipo B, permitindo determinar a aceleração à superfície (a_g) e traçar o espectro de resposta elástico, evidenciado no gráfico da Figura 36.

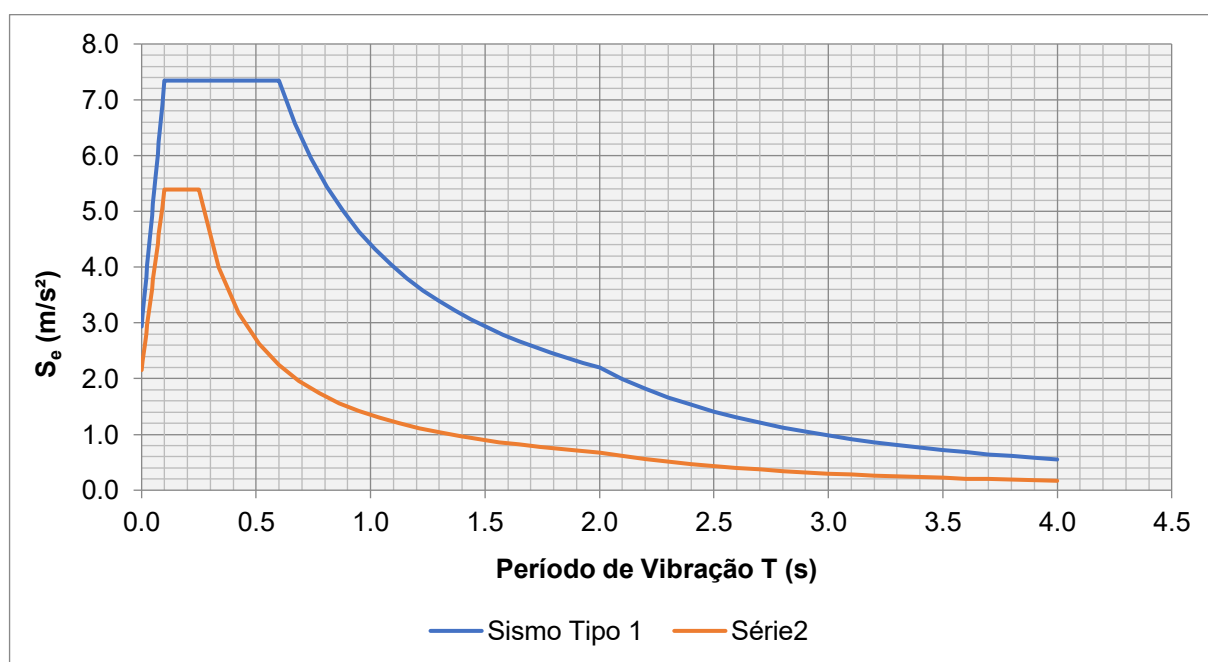


Fig. 36 - Espectro de resposta horizontal elástico para o edifício em Lagos.

Como forma de simplificar as análises e o nível de detalhamento das armaduras admitiu-se que a estrutura teria uma resposta essencialmente elástica, ou seja, ficou definido que a classe de ductilidade deste edifício é DCL. Assim os elementos estudados foram detalhados de acordo com disposições do Eurocódigo 2. Portanto, o coeficiente de comportamento (q), conceito definido anteriormente, é de 1.5, resultando no espectro de cálculo apresentado no gráfico da Figura 37.

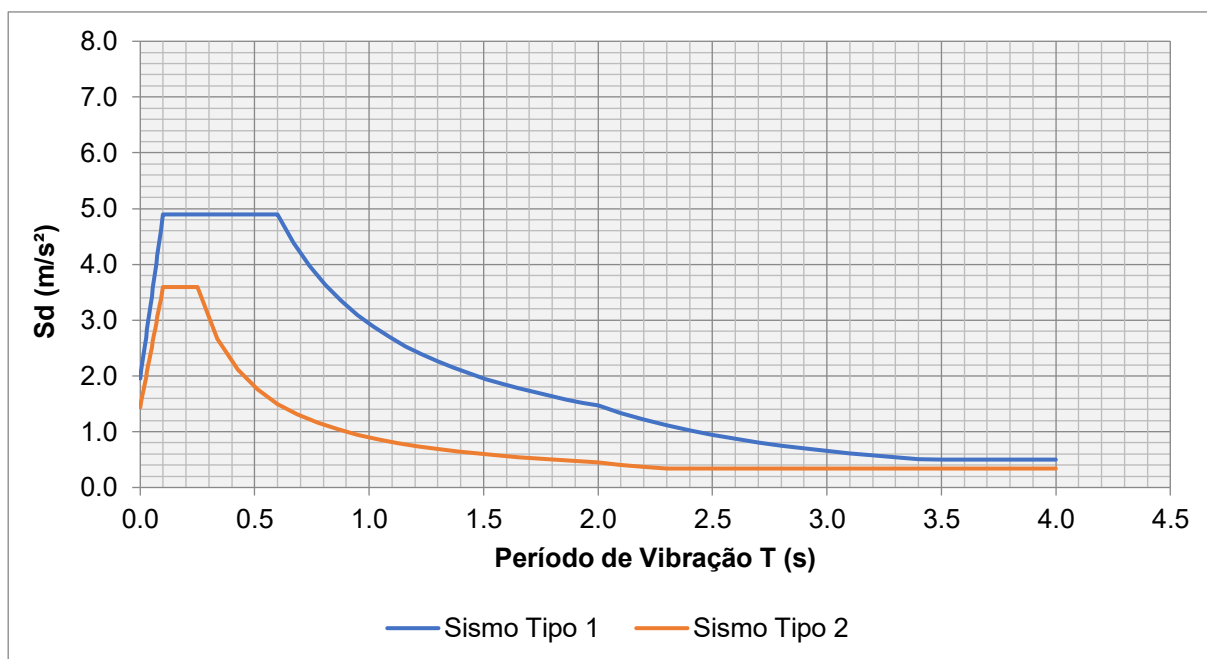


Fig. 37 - Espectro de resposta horizontal de cálculo para o edifício em Lagos

Repetiu-se o procedimento já descrito anteriormente; fez-se a análise modal e foram obtidas as deformadas dos dois primeiros modos de vibração do modelo sem bielas (M_SB), que podem ser vistas nas figuras 38 e 39.

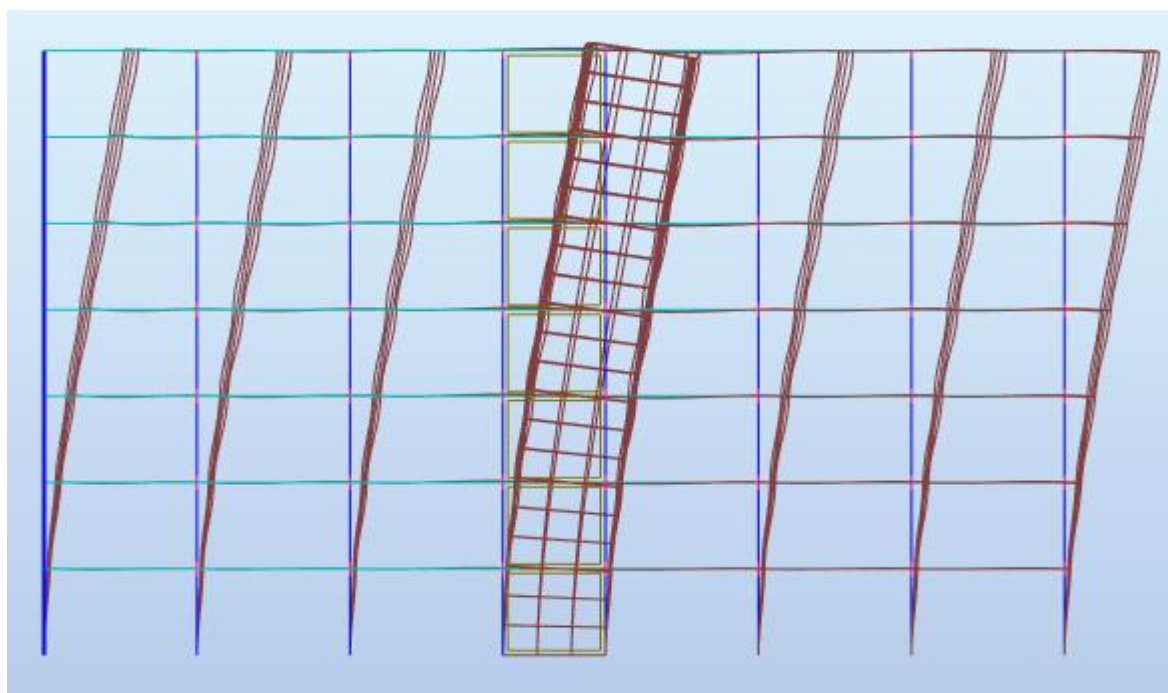


Fig. 38 - Deformada do modo de vibração longitudinal (XZ) do modelo sem bielas (M_SB) para o edifício em Lagos

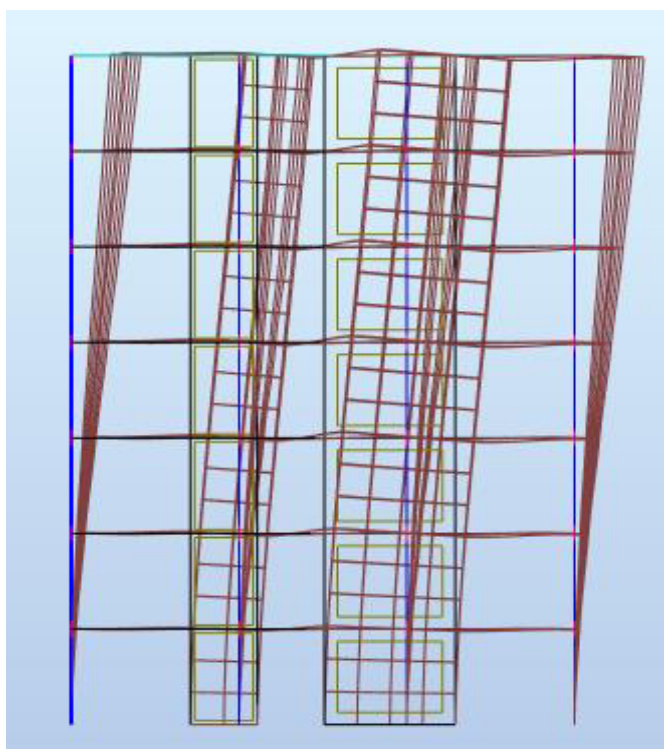


Fig. 39 - Deformada do modo de vibração transversal (YZ) do modelo sem bielas (M_SB) para o edifício em Lagos

A frequência para as duas direções deste “modelo base”, “Modelo Sem Bielas” (M_SB), para o edifício em Lagos foi determinada por análise modal que conduziu aos valores listados na Tabela 8.

Tabela 8 - Frequências (HZ) do modelo sem bielas (M_SB) do edifício em Lagos

Frequência (Hz)	Configuração
1.15	Longitudinal (X)
1.35	Transversal (Y)

Com base nestas frequências, e respetivos períodos, concluiu-se que, para o edifício em Lagos, assim como o edifício no Porto, a acção sísmica mais gravosa foi do tipo 1. Com essa acção sísmica aplicada, feita através do programa “Robot structural analysis”, permitiu-se encontrar a força de corte basal (F_b) e, a partir disso, de acordo com as considerações do Eurocódigo 8, distribuir essa acção em forças laterais equivalentes em altura. A distribuição foi feita da mesma forma descrita anteriormente para o edifício do Porto, com a força horizontal aplicada em altura, que representa a acção sísmica, foi necessário em seguida determinar as combinações de acções para a obtenção dos esforços.

3.4. CONSIDERAÇÕES FINAIS

Neste capítulo foram apresentados os dois casos de estudo, ou seja, os dois modelos base (modelos sem bielas, “M_SB”), nomeadamente: a descrição estrutural, os materiais utilizados, as frequências fundamentais, a classe de ductilidade adotada, as acções e combinações aplicadas.

Ambos os edifícios pertencem a classe DCL, o que permitiu a simplificação dos estudos. Além disso, os dois edifícios são condicionados pela acção sísmica de tipo 1.

O edifício no Porto em comparação com o edifício em Lagos, apresenta frequências menores pois a estrutura é menos rígida devido à ausência de núcleos. Já o edifício em Lagos apresenta uma acção sísmica muito mais intensa, por pertencer a um local que apresenta acelerações máximas de referência maiores.

Ter essas diferenças em conta, permite avaliar, nos capítulos seguintes, a influência da inclusão de painéis de alvenaria nos modelos de forma mais abrangente. Ou seja, sobre estes dois modelos base foram feitas alterações significativas ao considerar a modelação numérica dos painéis de enchimento de alvenaria. Isso foi feito com base nos métodos de biela diagonal equivalente apresentados no Capítulo 2. A modelação destes painéis é detalhada no Capítulo 4, sendo suas variantes para a resposta sísmica apresentadas no Capítulo 5.

4

MODELAÇÃO DOS PAINÉIS DE ALVENARIA

4.1. INTRODUÇÃO

Tal como já referido nos capítulos anteriores, para simulação dos painéis de alvenaria as bielas foram acrescentadas apenas nos pórticos contidos nas fachadas (PT1, PT2, PT3, PT4), devido aos painéis de alvenaria contidos no exterior estarem sujeitos a menos modificações, ao longo da vida útil de uma edificação, comparativamente aos painéis interiores, que são frequentemente submetidos a alterações pelo utilizador.

A inclusão das alvenarias nesses pórticos, nos modelos numéricos, foi feita com intuito de avaliar a influência que esses elementos causam na resposta sísmica.

A partir de cada modelo sem biela (M_SB), detalhado anteriormente, foram construídos outros quatro modelos no software “Robot Structural Analysis”, resultando num total de dez modelos numéricos, cinco deles desenvolvidos para o edifício no Porto e cinco deles desenvolvidos para o edifício em Lagos.

Para o edifício no Porto e para o edifício em Lagos seguiu-se o mesmo procedimento de modelação. Sendo assim foram desenvolvidos os seguintes modelos:

- 1) Modelo sem bielas (M_SB);
- 2) Modelo com bielas ao nó com as forças iniciais (M_CB_FI);
- 3) Modelo com bielas excêntricas e com as forças iniciais (M_CB_EX_FI);
- 4) Modelo com bielas ao nó com as forças realistas (M_CB_FR);
- 5) Modelo com bielas excêntricas e com as forças realistas (M_CB_EX_FR).

Cada modelo é mais bem apresentado e detalhado na seção 4.3 deste capítulo. Apesar de se ter adotado o mesmo procedimento para ambos os edifícios, estes apresentam frequências e ações sísmicas distintas desde o modelo base (M_SB). Por isso, foi necessário dobrar a quantidade de modelos e desenvolver dez modelos no “Robot Structural Analysis”. A descrição e detalhamento dos modelos é feita neste capítulo. Além disso, neste capítulo, são abordados os seguintes assuntos:

- Descrição das propriedades da alvenaria;
- Determinação da largura das bielas para cada vão;
- Determinação da excentricidade (lcolumn) das bielas para cada vão;
- Cálculo da resistência à compressão das bielas diagonais equivalentes;
- Disposição e verificação desses elementos no “Robot structural analysis”.

4.2. DESCRIÇÃO DAS PROPRIEDADES DA ALVENARIA

Antes de definir as propriedades das bielas diagonais equivalentes foi necessário primeiramente definir qual a alvenaria a ser utilizada. Neste trabalho foi definido que seriam utilizados os provetes resultados de ensaios de simples de alvenaria de tijolo, PS, explorados nos estudos de Pereira (2013). As características deste provete podem ser vistas na Figura 40.

PROVETE	COMPONENTE	CARACTERÍSTICAS
PS	Unidades de alvenaria	Cerâmicas, <i>PRECERAM</i> , de furação horizontal com formato 30x20x15 cm ³ .
	Juntas	Argamassa industrial, <i>CIARGA</i> , da classe M5 com 1.0 cm de espessura.
	Reboco	Sem reboco.
	Armadura	Sem armadura.

Fig. 40 - Características de composição do provete PS (Pereira, 2013)

Após a definição do material a ser utilizado, foi também necessário conhecer suas propriedades. Estas podem ser vistas na Tabela 9 abaixo.

Tabela 9 - Resumo das principais características do provete PS (adaptado de Pereira, 2013)

Propriedade	Unidade	Valor	
		Ensaio	Teórico
Resistência média à compressão	N/mm ²	1.26	
Resistência característica à compressão	N/mm ²	1	
Resistência característica à compressão	N/mm ²		1.7
Resistência à compressão	N/mm ²		1.7
Resistência à compressão	N/mm ²		1.9
Resistência à compressão	N/mm ²		1.2
Módulo de elasticidade	N/mm ²	1580	
Módulo de elasticidade	N/mm ²		1000
Módulo de elasticidade	N/mm ²		1845
Módulo de distorção	N/mm ²		400
Coeficiente de Poisson	N/mm ²	0.09	
Fluência	(N/mm ²) ⁻¹		2.78E-03
Fluência	(N/mm ²) ⁻¹		1.17E-03
Fluência	(N/mm ²) ⁻¹		8.80E-04

Através do conhecimento destas características tornou-se possível definir a carga linear, devido ao peso próprio, a ser distribuída uniformemente na periferia (local onde foram inseridas as bielas) dos edifícios. Outros parâmetros adotados neste trabalho foram:

- A espessura do bloco de alvenaria que segundo a Figura 40, tem o valor de 15 centímetros;
- O módulo de elasticidade, E, obtido através de ensaios que, segundo a Tabela 9, tem o valor de 1580 N/mm²;
- A resistência característica à compressão obtida através de ensaios que segundo a Tabela 9, tem o valor de 1 N/mm².

Com essas características e propriedades definidas, tornou-se possível calcular diversos parâmetros essenciais para a modelação das alvenarias tal como a largura, w , das bielas.

4.3. LARGURA, EXCENTRICIDADE E POSICIONAMENTO DAS BIELAS EM CADA MODELO NUMÉRICO

Antes de determinar a largura das bielas diagonais equivalentes foi necessário conhecer a rigidez relativa entre o pórtico e a parede. Neste trabalho esse parâmetro foi determinado pela equação 4, descrita anteriormente no Capítulo 2, resultante do trabalho desenvolvido por Stafford Smith e Carter (1969) e que foi sugerido por Al-Chaar (2002).

Para determinação da largura das bielas, w , foi também seguida a sugestão de Al-Chaar (2002) sendo assim utilizada a equação 5, descrita anteriormente no Capítulo 2, desenvolvida por Mainstone (1971).

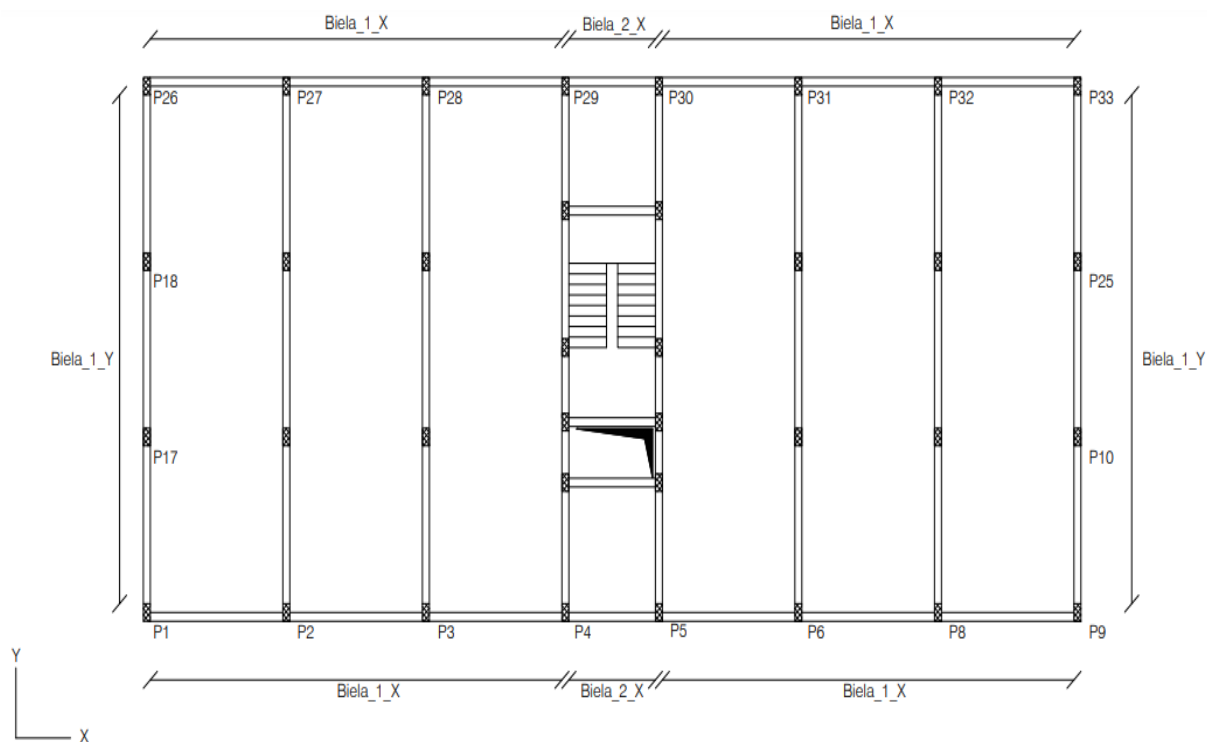
Seguindo o procedimento de Al-Chaar (2002), com o valor da largura, pode-se determinar a excentricidade, l_{column} , de acordo com as equações 8 e 9, descritas anteriormente no Capítulo 2.

Dado que nas plantas dos edifícios se indicam vãos efetivos (considera-se o vão livre, ou seja, não é levado em conta a distancia entre eixos dos pilares) de 3.1 metros, 4.75 metros e 4.5 metros foram determinadas três larguras distintas para as bielas diagonais equivalentes para simular as paredes de alvenaria contidas nos pórticos exteriores do edifício. As características das bielas são descritas na Tabela 10.

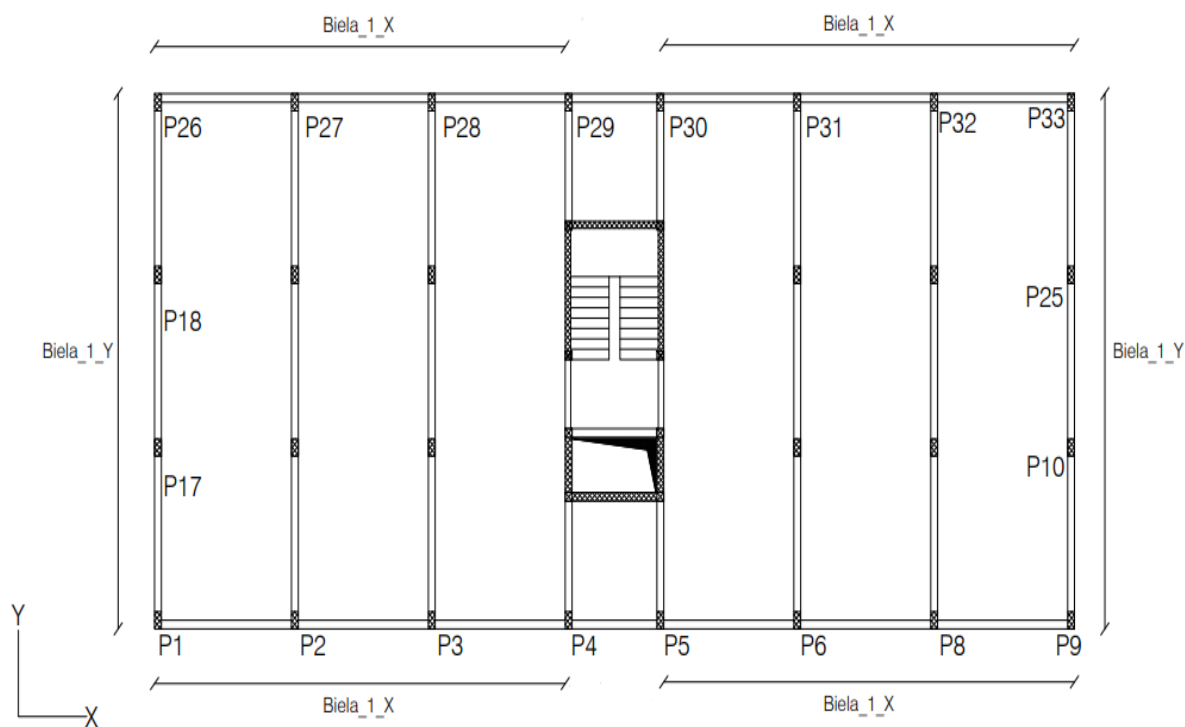
Tabela 10 - Resumo das características das bielas diagonais equivalentes (Biela 1 Y, Biela 1 X, Biela 2 X) inseridas nos modelos numéricos

Tipo	Vão efetivo [m]	E [GPa]	Espessura [m]	w [m]	Excentricidade l_{column} [m]
<i>Biela 1 Y</i>	4.5	1.58	0.15	0.536	0.624
<i>Biela 1 X</i>	4.75	1.58	0.15	0.57	0.644
<i>Biela 2 X</i>	3.1	1.58	0.15	0.416	0.534

Como se pode ver na Tabela 10, foram descritos três tipos de bielas (Biela 1 Y, Biela 1 X, Biela 2 X). As bielas em X representam as que foram posicionadas na direção longitudinal (XZ) dos modelos, sendo o tipo nomeado por “Biela 1 X” posicionado no maior vão desta direção e o tipo nomeado por “Biela 2 X” posicionado no menor vão desta direção. Já as bielas em Y representam as que foram posicionadas na direção transversal (YZ) dos modelos. Na Figura 41, pode-se ver as plantas dos edifícios e o respectivo posicionamento das bielas.



a) Posicionamento das bielas para o edifício no Porto



b) Posicionamento das bielas para o edifício em Lagos

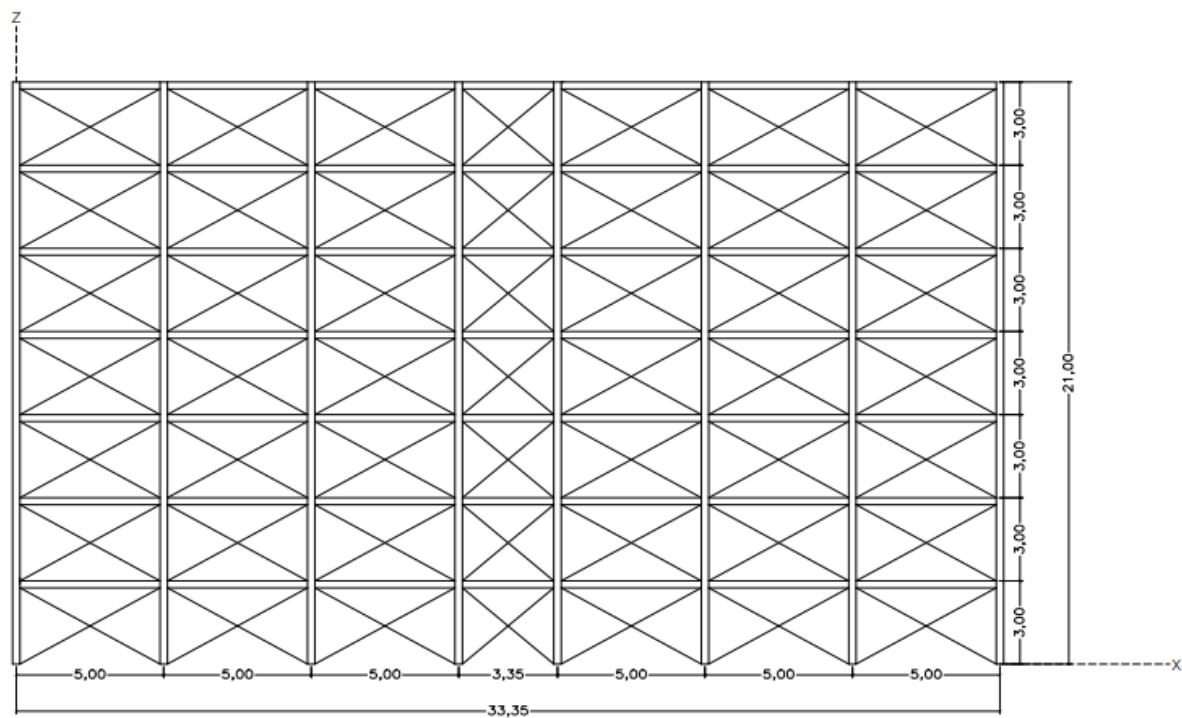
Fig. 41 - Posicionamento das bielas em planta

Tal como se pode ver nas Figuras 41a e 41b, a diferença, em relação às bielas, é que o edifício em Lagos não apresenta a biela contida no menor vão em X (Biela 2 X). O motivo para isso está relacionado com a resistência à compressão de cada biela diagonal equivalente, que será detalhado ainda neste Capítulo.

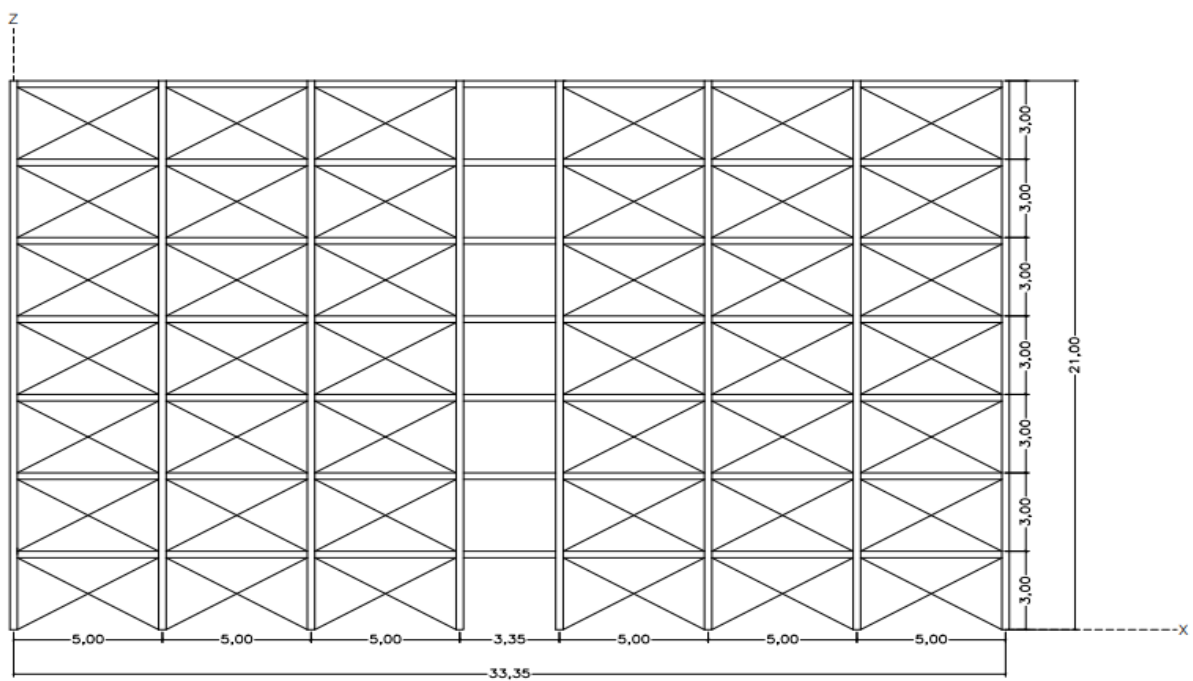
O posicionamento, a descrição e as particularidades dos modelos com bielas (M_CB_FI; M_CB_EX_FI; M_CB_FR; M_CB_EX_FR) apresentados a seguir. Para o edifício no Porto e para o edifício em Lagos seguiu-se o mesmo procedimento sendo desenvolvidos os seguintes modelos:

- Modelo sem bielas (M_SB): Não há inclusão de bielas diagonais equivalentes nos pórticos exteriores (PT1, PT2, PT3, PT4) que simulariam os painéis de alvenaria. A disposição dos pórticos e os desenhos deste modelo podem ser vistos no Capítulo 3;
- Modelo com bielas ao nó com as forças iniciais (M_CB_FI): Nesse modelo há inclusão de bielas diagonais equivalentes, que simulam os painéis de alvenaria. Estas bielas foram posicionadas nos nós viga-pilar, nos quatro pórticos exteriores (PT1, PT2, PT3, PT4) que foram evidenciados no Capítulo 3. A referência ao termo “forças iniciais”, é introduzida como forma de evidenciar que as mesmas cargas aplicadas no modelo sem bielas (M_SB) são também aplicadas neste modelo;
- Modelo com bielas excêntricas e com as forças iniciais (M_CB_EX_FI): Nesse modelo há inclusão de bielas diagonais equivalentes, que simulam os painéis de alvenaria. Estas bielas foram posicionadas com uma excentricidade, ou seja, foram conectadas diretamente aos pilares a uma certa distância “lcolumn”, dos nós viga-pilar. Assim como o modelo anterior, foram posicionados nos quatro pórticos exteriores (PT1, PT2, PT3, PT4) que foram evidenciados no Capítulo 3. Neste modelo com bielas excêntricas há também a inclusão de um elemento central, onde seria simulado todo comportamento não-linear histerético dos painéis, como o que foi feito no método de Rodrigues (2005). Apesar da inclusão da barra, por limite de tempo esse comportamento não foi explorado. Não se fez referência a isto na nomenclatura do modelo pois considerar ou não considerar este elemento não causou diferença de comportamento ao nível de esforços e frequência em relação ao modelo anterior. A referência feita é em relação a excentricidade pois isto sim causou diferenças significativas em relação ao nível de esforços e de frequência;
- Modelo com bielas ao nó com as forças realistas (M_CB_FR): Nesse modelo há inclusão de bielas diagonais equivalentes, que simulam os painéis de alvenaria. Estas bielas foram posicionadas nos nós viga-pilar, nos quatro pórticos exteriores (PT1, PT2, PT3, PT4) que foram evidenciados no Capítulo 3. É feita a referência ao termo “forças realistas”, pois neste modelo a acção sísmica é corrigida de acordo com a nova frequência obtida no modelo com bielas ao nó (M_CB_FI); como a frequência aumenta com a inclusão dos painéis de alvenaria no modelo a acção sísmica também deve ser alterada. Isso foi feito amplificando as forças laterais equivalentes iniciais;
- Modelo com bielas excêntricas e com as forças realistas (M_CB_EX_FR): Este caso é idêntico ao modelo “M_CB_EX_FI” com a diferença que neste modelo é feita a referência ao termo “forças realistas”, pois neste modelo a acção sísmica é corrigida de acordo com a nova frequência obtida no modelo com bielas excêntricas (M_CB_EX_FI), como a frequência aumenta com a inclusão dos painéis de alvenaria no modelo a acção sísmica também deve ser alterada. Isso foi feito amplificando as forças laterais equivalentes iniciais, essa amplificação é diferente do modelo “M_CB_FR”, pois com a excentricidade as bielas ficam com um comprimento menor e, portanto, as frequências não são as mesmas.

A geometria e posicionamento das bielas são descritas nas Figuras 42 a 45. As mesmas configurações evidenciadas nos desenhos foram adotadas no software “Robot Structural Analysis”.



a) Bielas ao nó em alçado (m) na direção longitudinal (XZ), contidas nos pórticos PT1 e PT2 do edifício no Porto.



b) Bielas ao nó em alçado (m) na direção longitudinal (XZ), contidas nos pórticos PT1 e PT2 do edifício em Lagos.

Fig. 42 - Modelos com bielas ao nó (M_CB_FI; M_CB_FR): Posicionamento das bielas em alçado (m) na direção longitudinal (XZ) para os edifícios estudados.

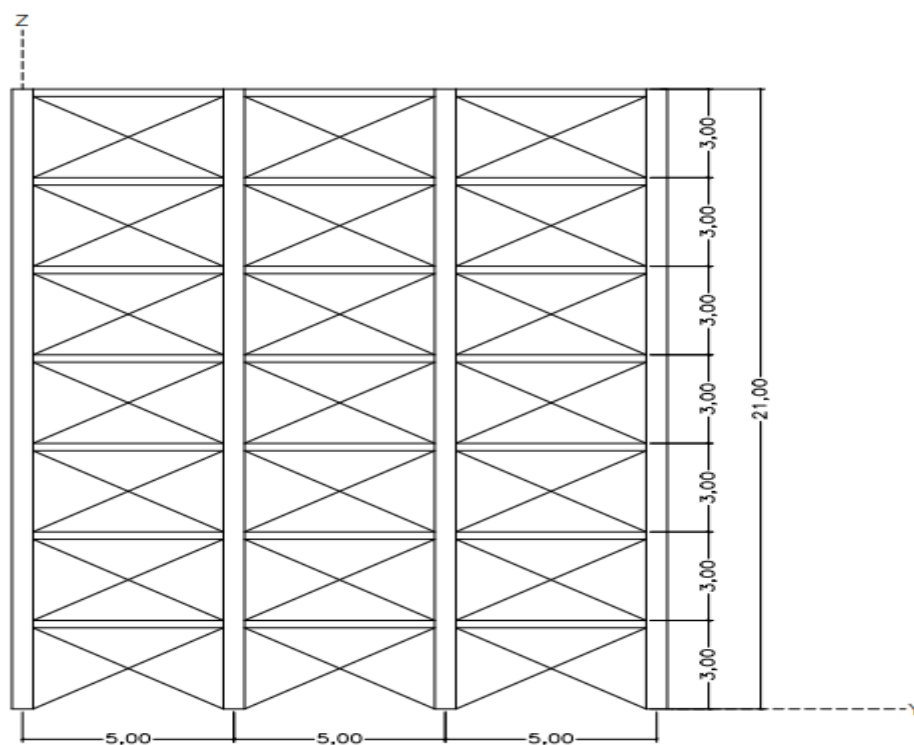
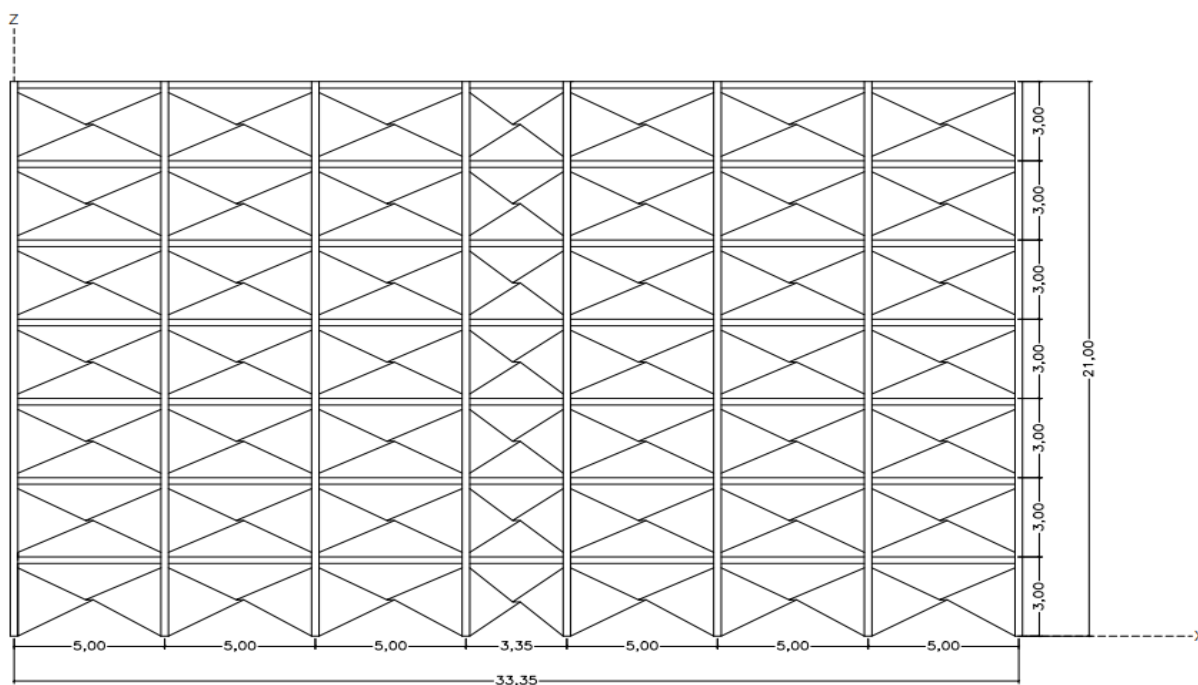
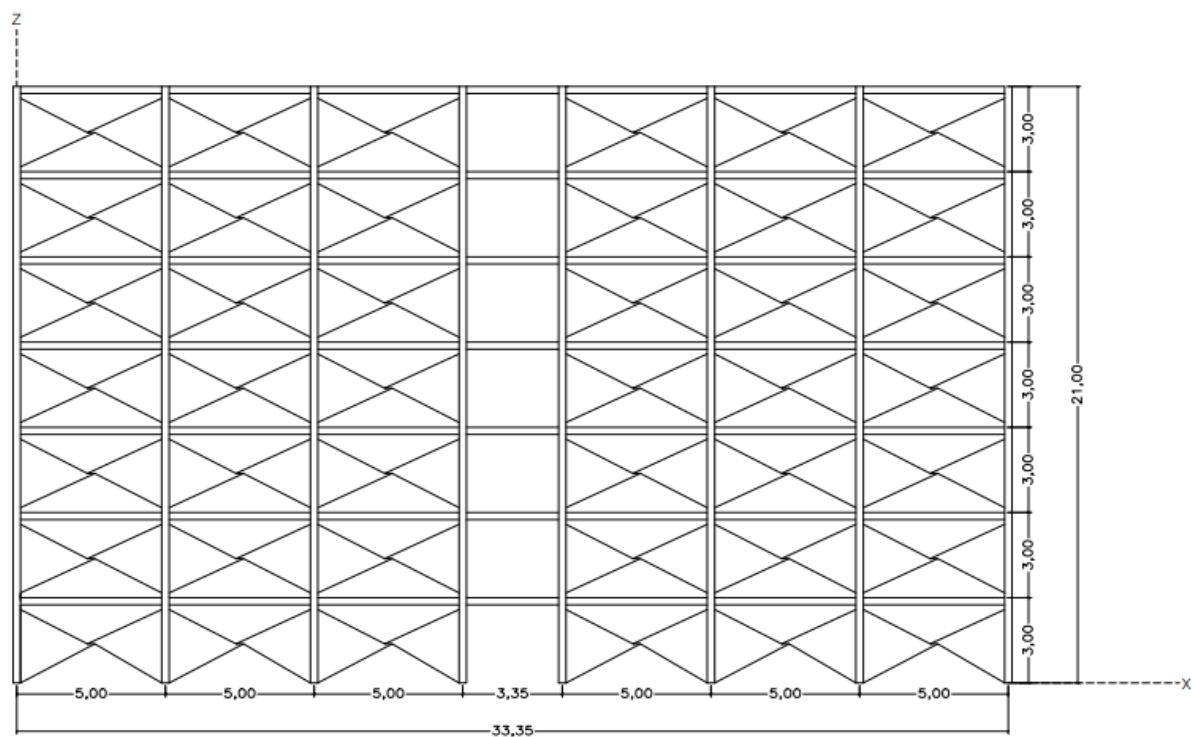


Fig. 43 - Modelos com bielas ao nó (M_CB_FI; M_CB_FR): Posicionamento das bielas em alçado (m) na direção transversal (YZ), contidas nos pórticos PT3 e PT4 dos edifícios estudados.



a) Bielas excêntricas em alçado (m) na direção longitudinal (XZ), contidas nos pórticos PT1 e PT2 do edifício no Porto.



b) Bielas excêntricas em alçado (m) na direção longitudinal (XZ), contidas nos pórticos PT1 e PT2 do edifício em Lagos.

Fig. 44 - Modelos com bielas excêntricas (M_CB_EX_FI; M_CB_EX_FR): Posicionamento das bielas em alçado (m) na direção longitudinal (XZ) para os edifícios estudados.

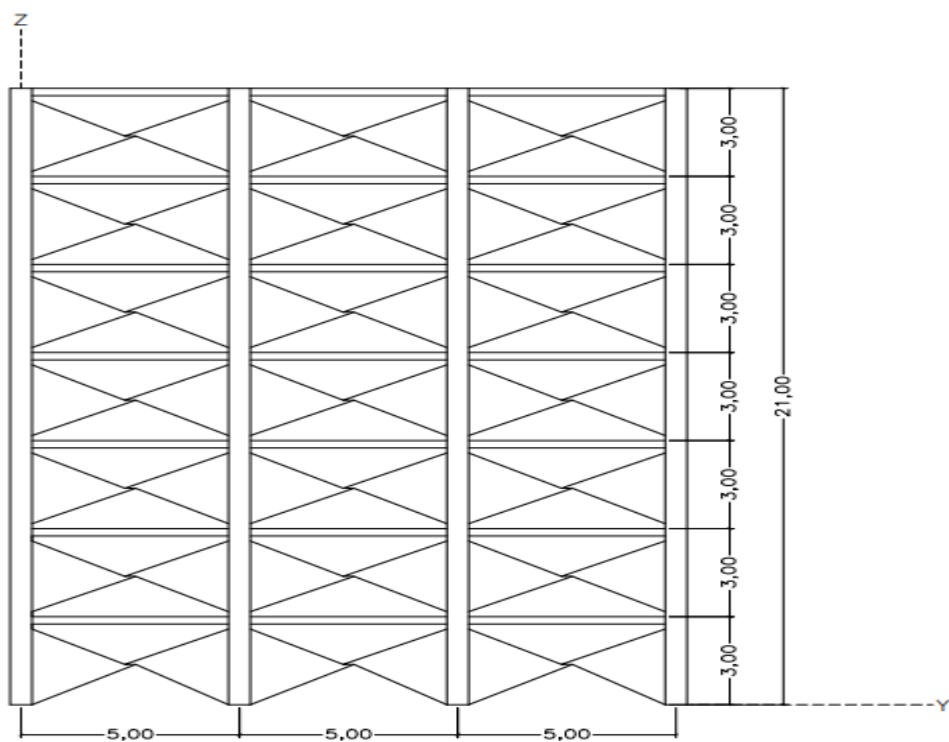


Fig. 45 - Modelos com bielas excêntricas (M_CB_EX_FI; M_CB_EX_FR): Posicionamento das bielas em alçado (m) na direção transversal (YZ), contidas nos pórticos PT3 e PT4 dos edifícios estudados.

Em todos os modelos com bielas foram considerados troços rígidos. Estes foram posicionados na conexão da viga com o pilar, conforme a Figura 46.

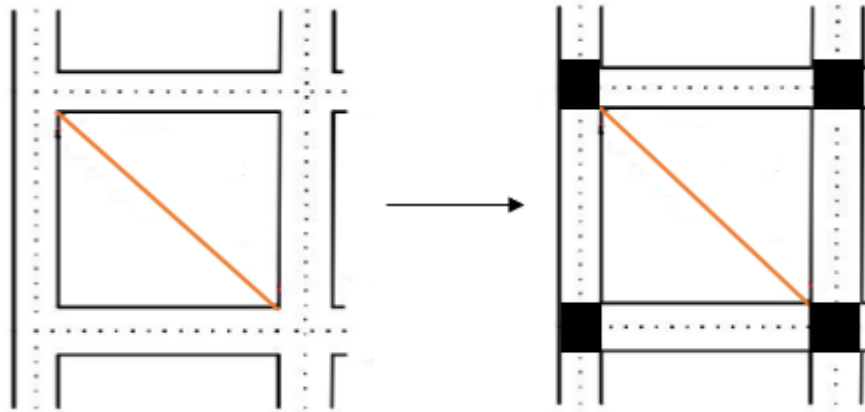


Fig. 46 - Posicionamento de troços rígidos.

Isso foi feito com intuito de os modelos serem mais representativos da realidade, conforme Al-Chaar (2002), e, ao mesmo tempo, para avaliar a diferença do comportamento variando apenas o posicionamento das bielas (ao nó ou diretamente ao pilar).

4.4. CÁLCULO DA RESISTÊNCIA A COMPRESSÃO DAS BIELAS DIAGONAIS EQUIVALENTES

Para ter em conta que as alvenarias, simuladas pelas bielas diagonais equivalentes inseridas nos modelos numéricos, resistissem aos esforços axiais de compressão originados pelas acções sísmicas aplicadas, foi necessário determinar primeiramente a resistência a compressão de cada biela (Biela 1 Y, Biela 1 X, Biela 2 X).

A resistência à compressão pôde ser calculada através do valor característico obtido através de ensaios, que é de 1 N/mm², conforme a Tabela 9.

Com esse valor foi possível aplicar a equação 12, contida no Capítulo 2, desenvolvida nos estudos de Crisafulli (1997), e obter a resistência à compressão das bielas. Considerando então que na equação 12, $f_1 = 1$ N/mm², a resistência de cada um desses elementos vem descrita na Tabela 11.

Tabela 11 - Resistência a compressão das bielas (Biela 1 Y, Biela 1 X e Biela 2 X) calculadas para verificação

Tipo	E [GPa]	Espessura [m]	w [m]	Resistencia à Compressão [KN]
<i>Biela 1 Y</i>	1.58	0.15	0.536	346.6
<i>Biela 1 X</i>	1.58	0.15	0.57	394.2
<i>Biela 2 X</i>	1.58	0.15	0.416	158.3

Com a determinação desse parâmetro foi possível calibrar os modelos numéricos, uma vez que se mantiveram nos modelos apenas as bielas com uma resistência superior ao esforço axial.

4.5 ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS – PROCEDIMENTO DE INCLUSÃO E VERIFICAÇÃO DE PAINÉIS DE ALVENARIA DE ENCHIMENTO NOS MODELOS NUMÉRICOS

A modelação das bielas de alvenaria foi realizada através de elementos do tipo “element truss”, algo que é possível de se fazer no “Robot structural analysis”. A definição deste tipo de elementos necessita apenas dos nós de ligação do elemento, o material que o constitui (com a definição de suas propriedades) e da área da secção, parâmetros que já foram apresentados neste Capítulo.

Elementos deste tipo permitem transmitir esforços apenas na direcção normal à secção do elemento, pelo que o esforço é constante em toda a secção. Como as alvenarias não possuem resistência a tração, este parâmetro não foi considerado. Ou seja, os elementos definidos ficaram ativados apenas para o esforço axial a compressão.

Inicialmente as bielas foram posicionadas, tanto para o edifício em Lagos como também para o edifício no Porto, em todos os vãos exteriores preenchendo os pórticos (PT1, PT2, PT3 e PT4) por completo.

Após a disposição das bielas foi necessário verificar, no “Robot structural analysis” os esforços axiais em todos os tipos de bielas (Biela 1 Y, Biela 1 X, Biela 2 X), caracterizados nas Tabelas 10 e 11, para ambos os edifícios.

Ao verificar os esforços em cada um dos elementos foi visto que, para o edifício do Porto, o posicionamento das bielas pensado inicialmente era coerente, uma vez que a resistência em todos os vãos foi superior ao esforço axial atuante. A disposição pode ser vista na Figura 41a, e foi feita para os modelos: M_CB_FI; M_CB_EX_FI; M_CB_FR e M_CB_EX_FR.

Porém, para o edifício em Lagos como a acção sísmica é mais intensa o esforço axial em cada biela é maior. Devido a biela contida no menor vão (Biela 2 X), apresentar uma menor resistência a compressão (Tabela 11), esta não apresentava capacidade suficiente. Devido a isso, o posicionamento pensado inicialmente não era coerente para aquela localidade. Sendo assim a disposição em planta destes elementos ficou como a que foi apresentada na Figura 41b, e foi feita para os modelos: M_CB_FI; M_CB_EX_FI; M_CB_FR e M_CB_EX_FR.

Nos modelos com bielas excêntricas (M_CB_EX_FI; M_CB_EX_FR), foi incluído um elemento central, através da inclusão de um elemento de ligação do tipo “rigid link”. O seu comportamento foi validado ao verificar a equivalência dos deslocamentos dos nós contidos por esta ligação. Apesar da inclusão da barra, por limite de tempo não foi explorado o comportamento não-linear histerético dos painéis.

4.6. CONSIDERAÇÕES FINAIS

Neste capítulo foram apresentados e caracterizados todos os modelos com bielas (M_CB_FI; M_CB_EX_FI; M_CB_FR; M_CB_EX_FR) para os dois casos de estudo (Porto e Lagos). Foi descrito o processo de inclusão dos painéis de alvenaria de enchimento nos modelos numéricos, abordando: a disposição, o módulo de elasticidade, a geometria, a resistência, a modelação e a verificação das bielas.

Os três tipos de bielas (Biela 1 Y; Biela 1 X; Biela 2 X) foram parametrizados e definidos essencialmente pelas sugestões e pelos estudos feitos por Al-Chaar (2002). As propriedades desses elementos (módulo de elasticidade, espessura e resistência característica à compressão), que advém das alvenarias, foram obtidas dos estudos feitos por Pereira (2013).

Naturalmente os três tipos de bielas apresentam resistências diferentes e proporcionais à sua largura, conforme a Tabela 11. Ou seja, as bielas nomeadas por “Biela 2 X” apresentam menor resistência a compressão por apresentarem menor largura (w). Devido a isso, o edifício em Lagos em comparação com o edifício no Porto, apresenta menos bielas visto que a “Biela 2 X” (menos resistente) não é capaz de suportar os esforços axiais, obtidos na análise, que são maiores naquela região.

Realça-se também que o “Robot Structural Analysis” consegue simular facilmente o comportamento dos painéis de alvenaria de enchimento como bielas diagonais equivalentes, algo que pode ser feito através da definição de elementos do tipo “element truss”, que permitiu muitas simplificações na modelação e facilitou a obtenção de resultados.

5

APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DE RESULTADOS

5.1. INTRODUÇÃO

Após a apresentação de como foi feita a modelação numérica dos casos de estudo e de como foi feita a validação de cada biela introduzida, reúnem-se, neste capítulo, os parâmetros avaliados neste trabalho para estudar a influência dos painéis de enchimento de alvenaria na resposta sísmica. Para isso foi realizada uma análise estática linear no programa “Robot structural analysis”. Os parâmetros estudados tiveram abrangência a nível global e local da estrutura.

A nível global foi analisado para cada modelo a influência dos painéis de enchimento de alvenaria relativamente: às frequências (Hz), ao coeficiente sísmico (δ), ao “drift” global e ao “drift” relativo.

Já a nível local foi analisado para cada modelo a influência dos painéis de enchimento de alvenaria nos pilares exteriores por pórtico (PT1; PT2; PT3; PT4) relativamente à área e à taxa de armadura (longitudinal e transversal) necessária por pilar. Como forma de simplificar, o detalhamento das armaduras e sua respectiva distribuição não foi explorada neste trabalho tendo em vista a grande quantidade de pilares ao contabilizar dez modelos distintos.

Neste capítulo, ocorre primeiramente a descrição de alguns desses parâmetros de forma genérica para tornar claro os seus conceitos e possibilitar uma melhor compreensão dos resultados obtidos. Também é apresentado e detalhado o processo de determinação da armadura dos pilares estudados.

Em seguida, para cada parâmetro estudado, são apresentados e comparados os resultados a nível global e local dos modelos (M_SB; M_CB_FI; M_CB_EX_FI; M_CB_FR; M_CB_EX_FR) para os dois cenários sísmicos (Porto e Lagos).

A interpretação e comparação de resultados é feita isoladamente por parâmetro e, para a maioria destes parâmetros, é feita através de gráficos. Nesses gráficos são apresentados os rácios entre os modelos. Acredita-se que adotar essa metodologia, permitiu visualizar melhor as diferenças entre cada modelo numérico.

Após o confronto de resultados, são feitas interpretações e conclusões a respeito de cada parâmetro, e, no final são apresentados tabelas e gráficos com os valores máximos ou totais de cada parâmetro por modelo e por cenário sísmico. Foi adotada essa estratégia com o intuito de resumir os resultados, evidenciando tendências comuns entre os dois edifícios hipotéticos estudados.

5.2. PARÂMETROS AVALIADOS

A nível global foram analisados os parâmetros tipicamente investigados em estudos sísmicos, uma vez que eles são considerados suficientemente adequados para examinar o impacto da ação sísmica nas estruturas. Foram eles: as frequências (Hz), o coeficiente sísmico (δ), o “drift” global e o “drift” relativo.

A nível local foi analisado para cada modelo a influência dos painéis de enchimento de alvenaria nos pilares exteriores por pórtico (PT1; PT2; PT3; PT4) relativamente à área e à taxa de armadura (longitudinal e transversal) necessária por pilar.

5.2.1. FREQUÊNCIA (Hz)

A frequência, especificamente as frequências fundamentais de uma edificação, referem-se às frequências naturais de vibração da estrutura quando sujeita a uma ação sísmica ou qualquer outra fonte de excitação. Cada estrutura possui uma série de frequências fundamentais associadas aos seus modos de vibração, que são as diferentes formas pelas quais a estrutura pode vibrar.

As frequências fundamentais, que são relativas aos primeiros modos de vibração em cada direção (X e Y), estão relacionadas com as características físicas da edificação, como sua geometria, massa e rigidez. Por isso, é importante conhecer as frequências fundamentais da edificação durante o processo de projeto e análise estrutural, a fim de avaliar sua resposta sísmica corretamente.

A comparação da frequência (Hz), foi feita para as duas direções (X e Y) para os modelos sem bielas, com bielas ao nó e com bielas excêntricas, uma vez que a frequência é diferente de acordo com cada uma dessas considerações. Além disso, esse parâmetro foi analisado para os dois cenários sísmicos (Porto e Lagos).

5.2.2. COEFICIENTE SÍSMICO (δ)

Após a disposição das bielas a frequência aumenta devido ao aumento de rigidez que esses elementos proporcionam. Isso provoca uma diminuição dos primeiros períodos da estrutura, o que na prática intensifica a ação sísmica e consequentemente aumenta a força de corte basal (F_b). Com o aumento dessa força, as forças laterais equivalentes distribuídas em altura também devem ser amplificadas, conforme a equação 14, o que foi feito para os modelos com forças realistas (M_CB_FR; M_CB_EX_FR). Ou seja, os perfis de corte, que podem ser definidos como a distribuição do esforço transversal total por piso, são diferentes nestes modelos. Como forma de comparar melhor essas forças de corte em altura, foi calculado o coeficiente sísmico (δ).

O coeficiente sísmico (δ), definido de acordo com o Regulamento de Segurança e Acções (RSA, 1983), está diretamente relacionado com os esforços de corte por piso, uma vez que os esforços de corte são proporcionais ao coeficiente sísmico e ao peso da estrutura. Quanto maior o coeficiente sísmico, maiores serão os esforços de corte experimentados pela estrutura em cada piso.

A comparação do coeficiente sísmico (δ), foi feita para as duas direções (X e Y) para os modelos sem bielas, com bielas ao nó e com bielas excêntricas, uma vez que a frequência e, consequentemente, a rigidez, é diferente de acordo com cada uma dessas considerações. Além disso, esse parâmetro foi analisado para os dois cenários sísmicos (Porto e Lagos).

5.2.3. “DRIFT” GLOBAL

Este parâmetro pode ser determinado pelo deslocamento horizontal de cada piso dividido pela altura total da estrutura. Essa medida permite indicar o deslocamento da estrutura como um todo em relação à sua posição original. É, portanto, uma medida da deformação global da estrutura.

A comparação do “drift” global, foi feita para as duas direções (X e Y) para os modelos sem bielas, com bielas ao nó e com bielas excêntricas, seja com as forças iniciais como também com as forças realistas, uma vez que este parâmetro, relacionado com os deslocamentos, é diferente de acordo com cada uma dessas considerações. Além disso, este parâmetro foi analisado para os dois cenários sísmicos (Porto e Lagos).

5.2.4. “DRIFT” RELATIVO

Este parâmetro refere-se ao deslocamento relativo entre os pisos consecutivos, sendo calculado como a diferença de deslocamento horizontal entre dois pavimentos adjacentes, dividida pela altura entre eles. Ou seja, é uma medida da diferença de deslocamento horizontal entre esses pisos em relação à sua altura relativa.

O “drift” relativo entre pisos é um parâmetro importante para avaliar a compatibilidade e a adequação dos elementos estruturais adjacentes. Se o deslocamento entre um piso e outro for muito diferente, pode indicar uma deformação excessiva que pode ser resultante de algumas irregularidades contidas na estrutura, podendo indicar também a falta de rigidez em um determinado pavimento.

O Eurocódigo 8 estabelece alguns limites para o “drift”, que são baseados na altura da estrutura e no tipo de ocupação. Esses limites visam garantir a segurança dos ocupantes, a integridade estrutural e a funcionalidade da edificação durante eventos sísmicos. Os limites não foram explorados neste trabalho por questão de tempo, além disso não era o mais importante uma vez que o foco foi verificar a influência das alvenarias.

A comparação do “drift” relativo foi feita para as duas direções (X e Y) para os modelos sem bielas, com bielas ao nó e com bielas excêntricas, seja com as forças iniciais como também com as forças realistas.

5.2.5. ARMADURAS – PILARES

Como dito no Capítulo 2, os painéis de alvenaria de enchimento provocam alterações a nível local, relativamente a distribuição de esforços, em geral, atraindo esforços para os elementos onde estes painéis estão incluídos, principalmente os pilares, por terem uma maior interface de contato com as alvenarias. Como forma de avaliar a variação dos esforços nos pilares foi determinada a área e a taxa das armaduras (longitudinais e transversais) para cada modelo. Como na modelação numérica esses painéis foram incluídos nos pórticos exteriores (PT1; PT2; PT3; PT4), foi avaliada a variação da armadura longitudinal e transversal para cada pilar contido nestes pórticos.

Para determinar a área e a taxa de armadura longitudinal recorreu-se à opção “required reinforcement of rc members” disponível no “robot structural analysis”, que permite determinar a armadura necessária para a combinação condicionante. Nesta opção não é considerada a distância entre barras, o comprimento de ancoragem e a respectiva distribuição, dado que esses fatores são provenientes de outras condicionantes impostas por disposições construtivas e prescrições regulamentares. Portanto, a não consideração destes parâmetros tornou-se viável uma vez que a armadura, dessa forma, acaba por ser

determinada exclusivamente pelo cálculo e assim funciona como um indicador da maior ou menor severidade dos esforços atuantes. A validação dessas armaduras (obtidas através do “Robot structural analysis”) foi feita por meio de cálculo manual de alguns pilares (amostras).

Para determinar a área e a taxa de armadura transversal foi necessário primeiramente obter a combinação condicionante de cada pilar contido nos pórticos exteriores (PT1; PT2; PT3; PT4), o que foi feito no “Robot structural analysis”. Com as combinações condicionantes e através do Eurocódigo 2, tornou-se possível calcular armadura transversal de cada elemento manualmente.

Tendo em vista a grande quantia de pilares, de modelos e de parâmetros analisados tornou-se mais adequado analisar separadamente os resultados de acordo com o tipo de armadura (longitudinal ou transversal).

De maneira geral, apesar de a biela diagonal equivalente absorver apenas esforços de compressão, este elemento acaba por exercer contribuições tanto na distribuição dos esforços horizontais como também na distribuição dos esforços verticais, uma vez que por estar disposta na diagonal, a sua influência decompõe-se em duas direções (horizontal e vertical). Isso pode ser observado no esquema disposto na Figura 47.

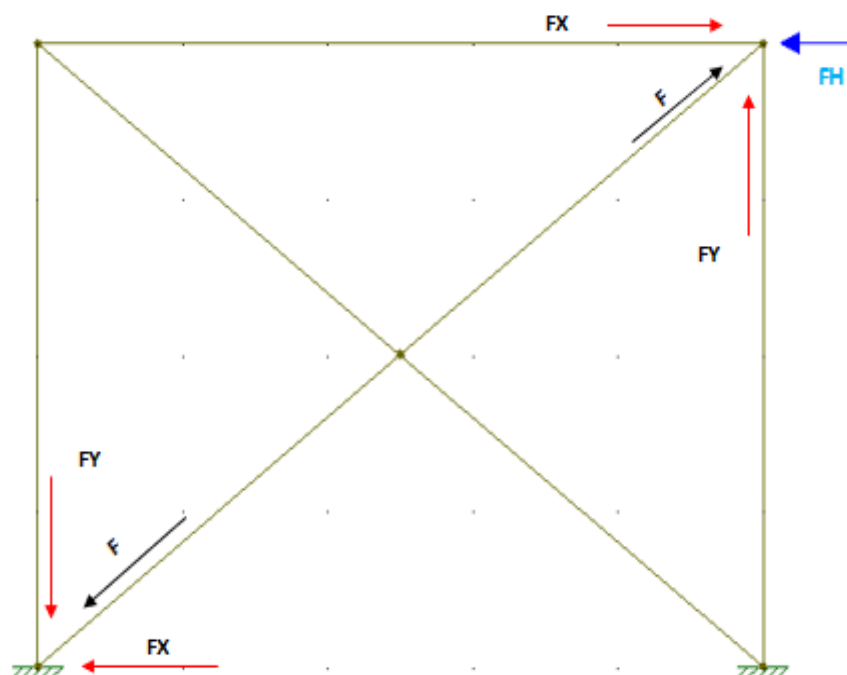


Fig. 47 - Esquema ilustrativo da decomposição de forças de uma biela em compressão submetida a uma força horizontal (FH).

De acordo com a Figura 47 acima, vemos que sob a ação de uma força horizontal (FH), a biela que está em compressão absorve esforços que se decompõe na horizontal (FX) e na vertical (FY), isto acaba por exercer influências nas armaduras longitudinais e transversais.

Em relação aos esforços axiais nos pilares, pode-se afirmar que quando um pórtico está submetido a ações horizontais estas tendem a se equilibrar e se anular entre os elementos, ou seja, neste caso há pilares que ficam submetidos a esforços axiais de tração e há pilares que ficam submetidos a esforços

axiais de compressão como forma de haver equilíbrio. Porém, ao acrescentar bielas este comportamento muda. Uma vez que as bielas atuam absorvendo esforços axiais de compressão. Ao absorver tais esforços, cria-se um outro sistema de equilíbrio. Esse sistema é equilibrado da seguinte forma: os pilares submetidos à compressão passam a absorver uma menor parcela deste esforço (devido uma parcela ser absorvida pelas bielas) e, conseqüentemente, por equilíbrio, os pilares submetidos a tração também sofrem uma redução deste esforço. As alterações são mais significativas de acordo com o comprimento das bielas, ou seja, ao considerar bielas ligadas diretamente ao nó viga-pilar a alteração deste esforço nos pilares é maior, enquanto ao considerar bielas excêntricas as modificações são mais atenuadas.

Já em relação ao corte e aos momentos nos pilares, pode-se afirmar que, com a introdução das bielas esses esforços mudam completamente de acordo com cada consideração (sem bielas, bielas ligadas diretamente ao nó viga-pilar e bielas excêntricas). De maneira geral, as bielas tendem a atrair esforços para a região onde estão incluídas e, ao mesmo tempo, tendem a contrariar as forças de corte. Sendo assim, a inclusão deste elemento é responsável por reduzir o esforço transversal e os momentos no trecho em que estão aplicadas. O comportamento dos pilares muda completamente de acordo com a forma de dispor as bielas. Ao considerar bielas ligadas ao nó viga-pilar as forças de corte são contrariadas no comprimento total do pilar, ou seja, provocam uma redução significativa de momentos e esforço transversal no pilar. Já ao considerar bielas excêntricas as forças de corte são contrariadas apenas a partir de um determinado trecho do pilar e, como o acréscimo de bielas atrai esforço para os elementos onde estão incluídas, provocam assim um aumento significativo de momentos e esforço transversal no pilar. Essas diferenças provocadas pela disposição das bielas podem ser vistas na Figura 16 e 17, contidas no Capítulo 2. Com esse enquadramento geral torna-se possível seguir para a discussão dos resultados de armadura longitudinal e transversal separadamente.

A seguir apresentam-se os resultados dos parâmetros avaliados e a respectiva análise, para cada cenário sísmico (Porto e Lagos) considerando as variações de modelos (M_SB; M_CB_FI; M_CB_EX_FI; M_CB_FR; M_CB_EX_FR).

5.3. EDIFÍCIO NO PORTO

A partir do modelo sem bielas (M_SB), apresentado na Figura 26 do Capítulo 3, foram desenvolvidos os modelos: M_CB_FI; M_CB_EX_FI; M_CB_FR; M_CB_EX_FR. A geometria destes já foi apresentada anteriormente no Capítulo 4. A seguir será apresentado e discutido cada parâmetro (frequência, coeficiente sísmico, “drift” e armaduras) isoladamente.

5.3.1. FREQUÊNCIA

Para o edifício no Porto, fez-se a análise modal e foram obtidas as deformadas dos dois primeiros modos de vibração dos modelos com bielas, que podem ser vistas nas figuras 48 a 51 e a frequência e as deformadas do modelo sem bielas (M_SB) já foram apresentadas anteriormente no Capítulo 3.

Na apresentação seguinte são agrupados os modelos com mesma geometria, tendo em vista que é a diferença de geometria que altera a frequência e, conseqüentemente, a rigidez. Ou seja, o modelo com bielas ao nó com forças iniciais (M_CB_FI) é exposto juntamente ao modelo com bielas ao nó com forças realistas (M_CB_FR). Identicamente, o modelo com bielas excêntricas com forças iniciais (M_CB_EX_FI) é exposto juntamente ao modelo com bielas excêntricas com forças realistas (M_CB_EX_FR).

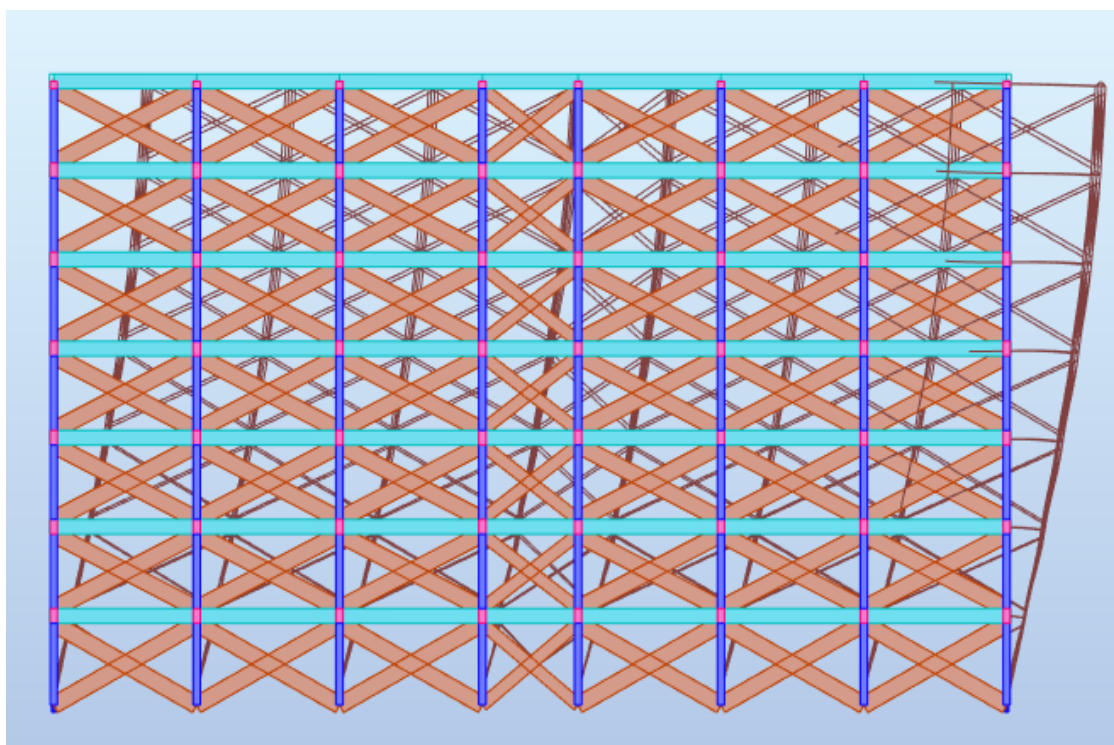


Fig. 48 - Deformada do modo de vibração longitudinal (XZ) dos modelos com bielas ao nó (M_CB_FI; M_CB_FR) para o edifício no Porto

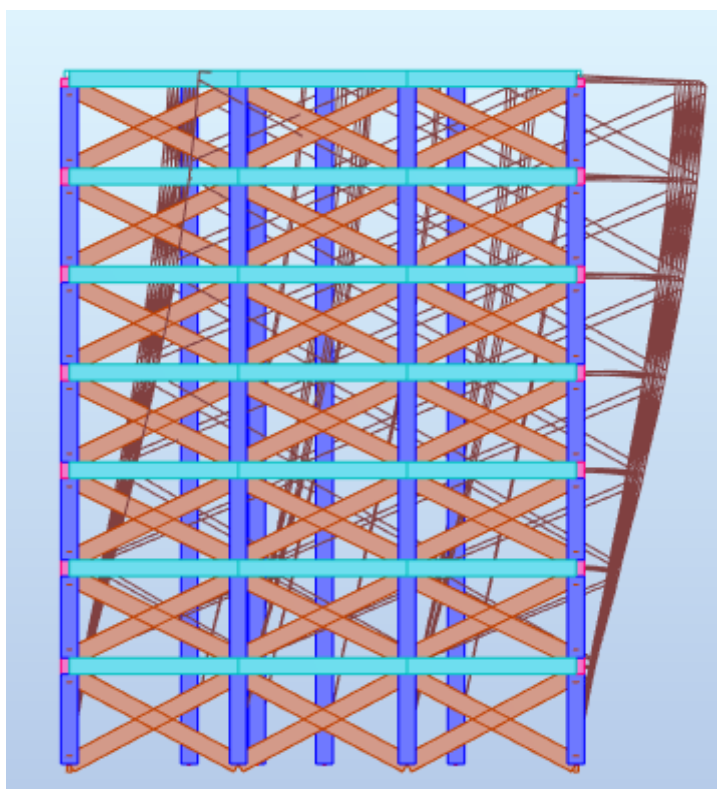


Fig. 49 - Deformada do modo de vibração transversal (YZ) dos modelos com bielas ao nó (M_CB_FI; M_CB_FR) para o edifício no Porto.

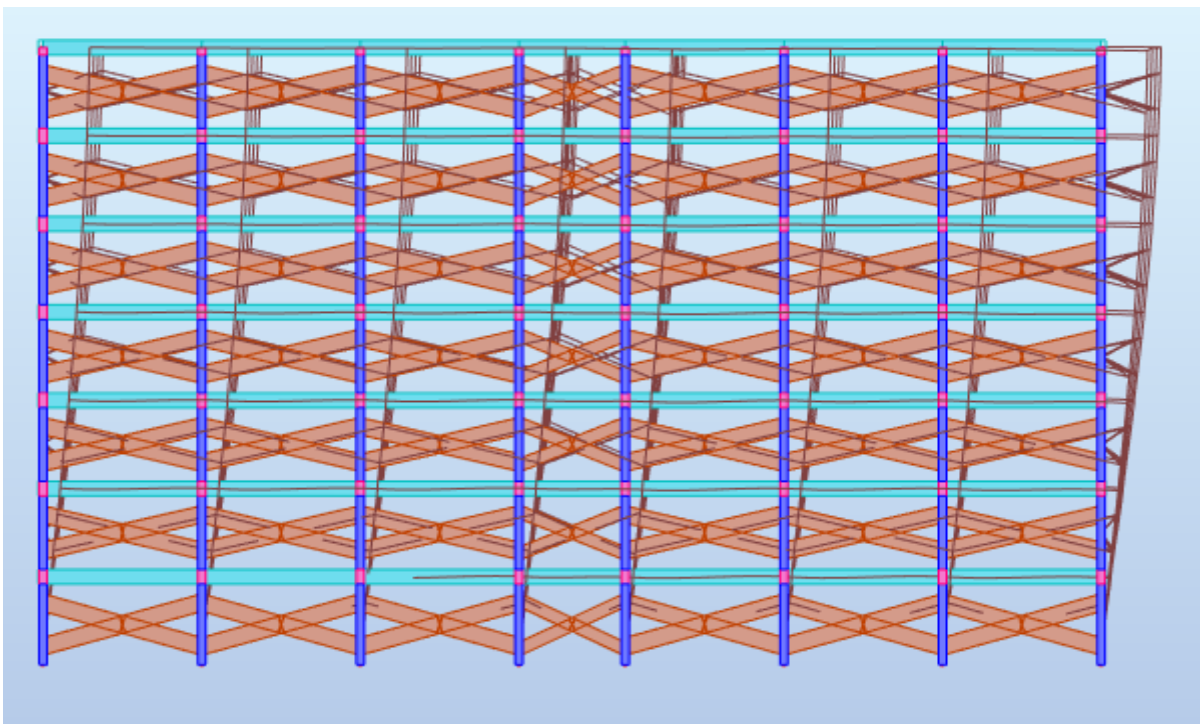


Fig. 50 - Deformada do modo de vibração longitudinal (XZ) dos modelos com bielas excêntricas (M_CB_EX_FI; M_CB_EX_FR) para o edifício no Porto

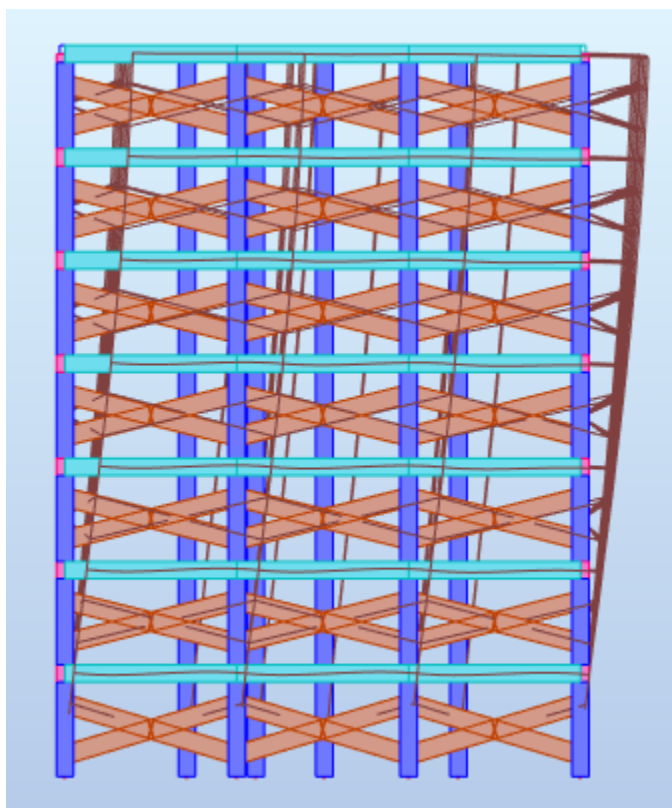


Fig. 51 - Deformada do modo de vibração transversal (YZ) dos modelos com bielas excêntricas (M_CB_EX_FI; M_CB_EX_FR) para o edifício no Porto.

A frequência para as duas direções dos modelos para o edifício no Porto foi determinada de acordo com a análise modal e os valores podem ser vistos na Tabela 12.

Tabela 12 - Resumo das Frequências (HZ) dos modelos desenvolvidos para o edifício no Porto

Direção	M_SB	M_CB_FI	M_CB_EX_FI	M_CB_FR	M_CB_EX_FR
<i>Longitudinal (X)</i>	0.51	1.02	0.76	1.02	0.76
<i>Transversal (Y)</i>	0.67	0.88	0.77	0.88	0.77

Conforme a Tabela 12, e como dito anteriormente, não havendo mudança de geometria dos elementos inseridos nos modelos não há mudança de rigidez e consequentemente não há mudança de frequência. Por isso os modelos com bielas ao nó (M_CB_FI; M_CB_FR) apresentam a mesma frequência e, ao mesmo tempo, os modelos com bielas excêntricas também (M_CB_EX_FI; M_CB_EX_FR).

A variação de frequência, como explicado anteriormente neste Capítulo, permitiu obter diferentes distribuições de forças equivalentes em altura, que pode ser resumida nas Tabelas 13 e 14.

Tabela 13 - Resumo da distribuição de forças (por metro) em altura na direção transversal (YZ) dos modelos desenvolvidos para o edifício no Porto.

Piso	M_CB_FI	M_CB_FR	M_CB_EX_FR
<i>Piso 01</i>	1.09	1.46	1.27
<i>Piso 02</i>	2.18	2.93	2.55
<i>Piso 03</i>	3.27	4.39	3.82
<i>Piso 04</i>	4.36	5.85	5.10
<i>Piso 05</i>	5.44	7.32	6.37
<i>Piso 06</i>	6.53	8.78	7.65
<i>Piso 07</i>	7.62	10.25	8.92

Tabela 14 - Resumo da distribuição de forças (por metro) em altura na direção longitudinal (XZ) dos modelos desenvolvidos para o edifício no Porto.

Piso	M_CB_FI	M_CB_FR	M_CB_EX_FR
<i>Piso 01</i>	1.53	3.88	2.90
<i>Piso 02</i>	3.06	7.76	5.80
<i>Piso 03</i>	4.59	11.64	8.69
<i>Piso 04</i>	6.12	15.51	11.59
<i>Piso 05</i>	7.65	19.39	14.49
<i>Piso 06</i>	9.18	23.27	17.39
<i>Piso 07</i>	10.71	27.15	20.29

Através desses resultados, em relação a esse parâmetro, foi possível concluir os seguintes aspectos:

- Como era de se esperar os modelos sem bielas (M_SB) são menos rígidos e por isso apresentam uma frequência menor em comparação com os outros modelos. Os modelos com bielas ao nó (M_CB_FI; M_CB_FR) apresentam as maiores frequências, ou seja, estes modelos são mais rígidos por contrariarem as forças de corte nos pilares. Já os modelos com bielas excêntricas (M_CB_EX_FI; M_CB_EX_FR) apresentam um aumento de frequência menos significativo em relação ao modelo sem bielas (M_SB), pois as bielas nesses modelos atraem forças de corte para os pilares e, por isso, é mais flexível que os modelos com bielas ao nó;
- Em geral para os modelos com bielas (M_CB_FI; M_CB_EX_FI; M_CB_FR; M_CB_EX_FR) a variação de frequência, em relação ao modelo sem bielas (M_SB), é mais significativa na direção longitudinal (X) tendo em vista que nesta direção estão dispostos mais elementos deste tipo;
- Como foi dito anteriormente os modelos com forças realistas (M_CB_FR; M_CB_EX_FR) são os que apresentam a correção das forças iniciais de acordo com a rigidez apresentada pela forma de dispor as bielas (ao nó ou com excentricidade). Visto que dispor as bielas nos nós viga-pilar permite ao modelo um maior acréscimo de rigidez, foi neste modelo (M_CB_FR) que as forças laterais equivalentes (por metro) foram maiores. Ao dispor as bielas com excentricidade há também um acréscimo de rigidez, porém é menos significativo, por isso as forças laterais neste modelo (M_CB_EX_FR) em comparação com o modelo com bielas ao nó viga-pilar são menores.

5.3.2. COEFICIENTE SÍSMICO (δ)

Como dito anteriormente neste Capítulo, o coeficiente sísmico (δ) está diretamente relacionado com as forças de corte por piso. Os modelos com forças realistas (M_CB_FR; M_CB_EX_FR) são os que apresentam a correção das forças iniciais de acordo com a rigidez apresentada pela forma de dispor as bielas (ao nó ou com excentricidade). Uma vez que a distribuição das forças laterais equivalentes possui valores diferentes, os esforços de corte por piso são diferentes.

A seguir são apresentados os gráficos que representam os rácios do coeficiente sísmico (δ), em altura, nas duas direções (X e Y) dos modelos (M_SB; M_CB_FI; M_CB_EX_FI; M_CB_FR; M_CB_EX_FR), relativamente ao modelo “M_SB”.

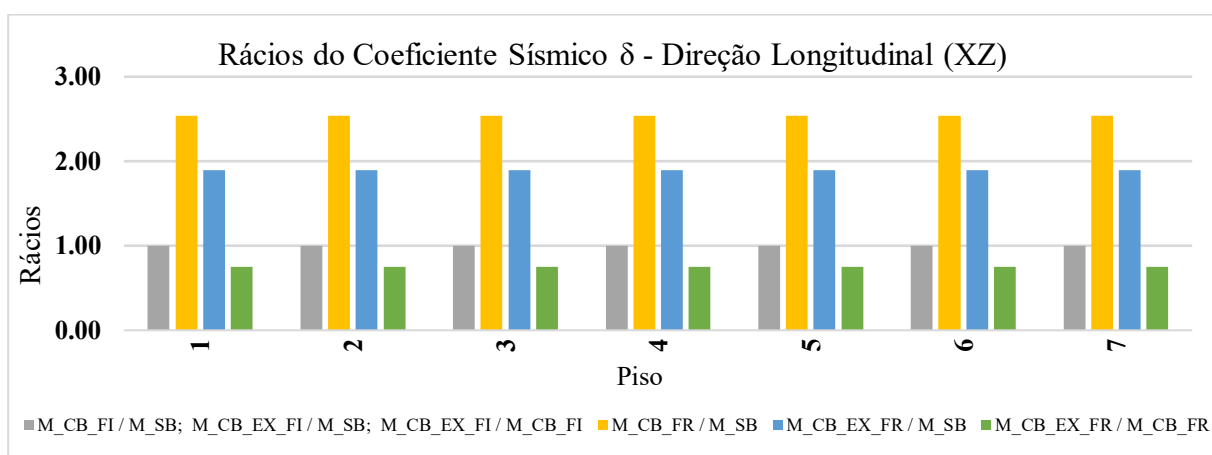


Fig. 52 - Rátios do coeficiente sísmico (δ) por piso entre os modelos (M_SB; M_CB_FI; M_CB_EX_FI; M_CB_FR; M_CB_EX_FR) na direção longitudinal (XZ) do edifício no Porto.

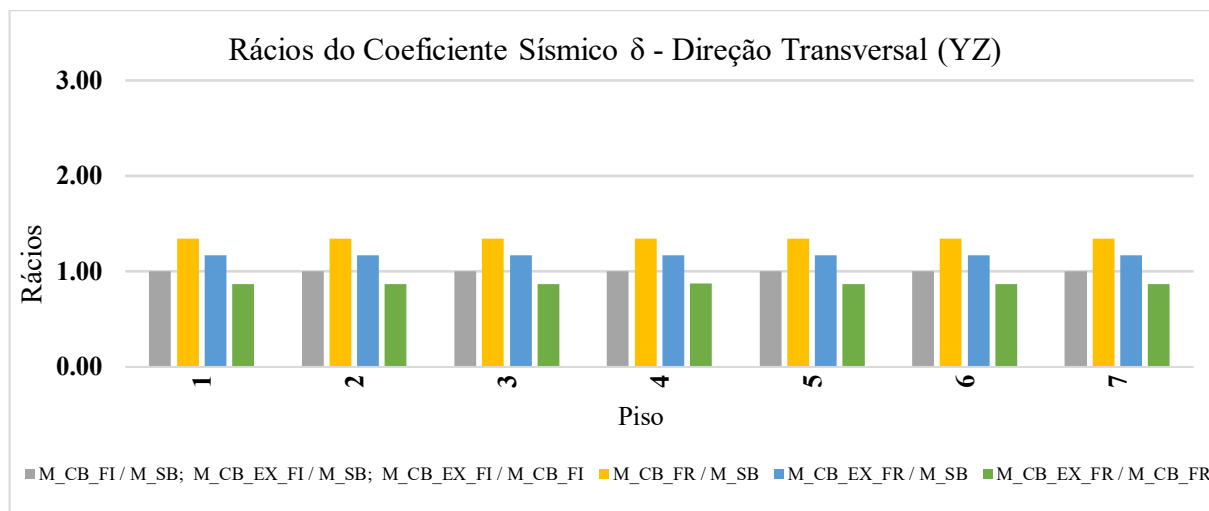


Fig. 53 - Rátios do coeficiente sísmico (δ) por piso entre os modelos (M_SB; M_CB_FI; M_CB_EX_FI; M_CB_FR; M_CB_EX_FR) na direção transversal (YZ) do edifício no Porto.

Salienta-se que os gráficos foram elaborados em altura com intuito de verificar se havia variações bruscas em um determinado piso. Além disso, foi feita uma comparação entre todos os modelos, apesar dos modelos com forças iniciais (M_SB; M_CB_FI; M_CB_EX_FI) não apresentarem, entre si, uma variação na distribuição de forças.

Através desses resultados, em relação a esse parâmetro, foi possível concluir os seguintes aspectos:

- O acréscimo de rigidez conferido pelos modelos com bielas é refletido também no coeficiente sísmico. O modelo com bielas ao nó apresenta maior rigidez, portanto ao fazer a correção das forças laterais equivalentes, isso produz maiores forças de corte. Com maiores forças de corte, tem-se um maior coeficiente sísmico (δ). Por isso ao observarmos o rácio “M_CB_FR / M_SB” o gráfico salta e chega ao valor máximo, representando assim a diferença das forças de corte entre considerar o modelo sem bielas e considerar o modelo com bielas ao nó;
- Ao observarmos o rácio “M_CB_EX_FR / M_SB” o gráfico aumenta, representando assim a diferença das forças de corte entre considerar o modelo sem bielas e considerar o modelo com bielas excêntricas. Porém, para modelo com bielas excêntricas como o acréscimo de rigidez é mais atenuado, conforme já referido, a amplificação das forças laterais equivalentes também é. Isso faz com que sejam geradas forças de corte menos amplificadas do que os modelos com bielas ao nó, e, por consequência, o mesmo acontece para o coeficiente sísmico (δ). Isso é bem evidenciado quando observamos o rácio “M_CB_EX_FR / M_CB_FR”. Em que o valor é menor que 1.00 (para ambas as direções);
- Em geral, nos modelos com bielas com forças realistas (M_CB_FR; M_CB_EX_FR), a variação de coeficiente sísmico é mais significativa na direção longitudinal (X) tendo em vista que nesta direção estão dispostas mais bielas diagonais equivalentes.

5.3.3. “DRIFT” GLOBAL

Como dito anteriormente neste Capítulo, o “drift” global está diretamente relacionado com os deslocamentos de cada piso, sendo essa medida capaz de indicar o deslocamento da estrutura como um todo em relação à sua posição original.

Os deslocamentos variam de acordo com as forças aplicadas e de acordo com a rigidez. Portanto, este parâmetro foi diferente em cada modelo (M_SB; M_CB_FI; M_CB_EX_FI; M_CB_FR; M_CB_EX_FR) e em cada direção (longitudinal e transversal).

A seguir são apresentados os gráficos que representam os rácios do “drift” global em altura, nas duas direções (X e Y) entre os modelos (M_SB; M_CB_FI; M_CB_EX_FI; M_CB_FR; M_CB_EX_FR).

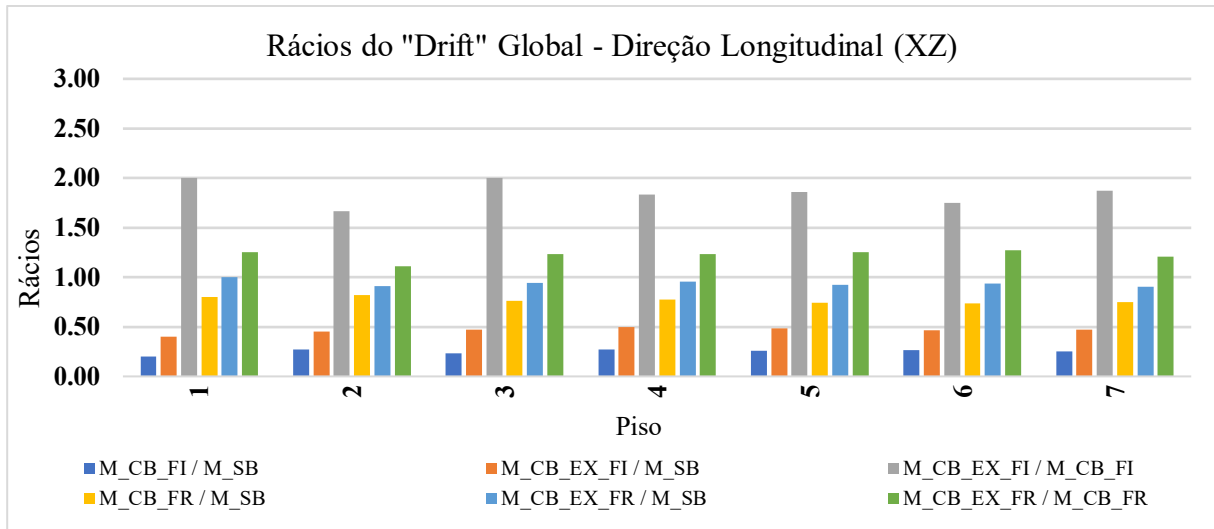


Fig. 54 - Rácios do “drift” global por piso entre os modelos (M_SB; M_CB_FI; M_CB_EX_FI; M_CB_FR; M_CB_EX_FR) na direção longitudinal (XZ) do edifício no Porto.

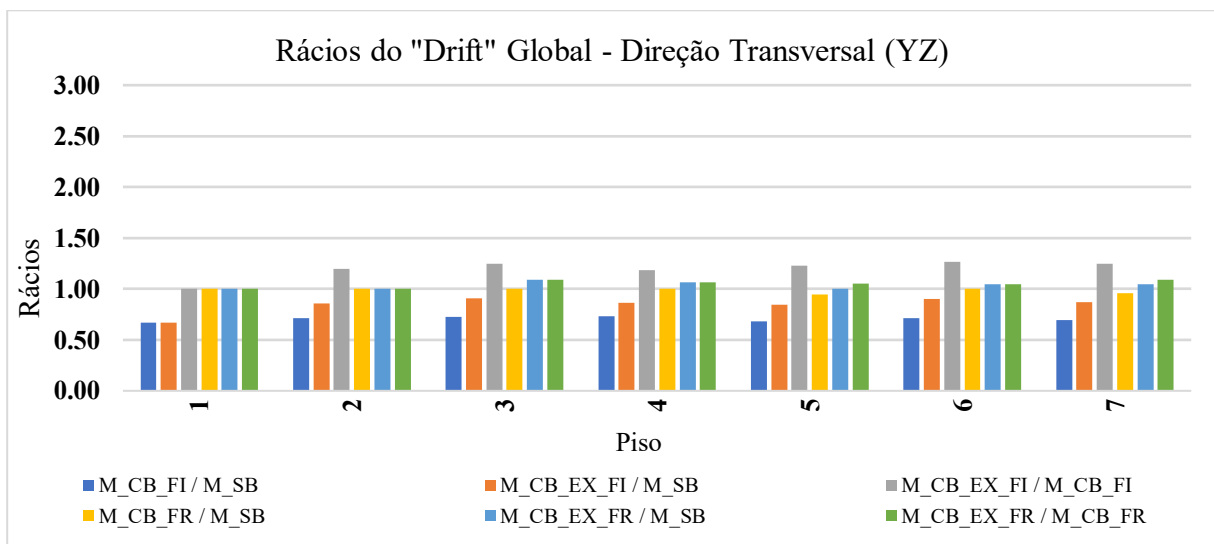


Fig. 55 - Rácios do “drift” global por piso entre os modelos (M_SB; M_CB_FI; M_CB_EX_FI; M_CB_FR; M_CB_EX_FR) na direção transversal (YZ) do edifício no Porto.

Tendo em vista as diferenças relativas a cada modelo, foi necessário analisar cada rácio. Com isso, em relação a esse parâmetro, foi possível concluir os seguintes aspectos:

- Ao observarmos o rácio “ M_{CB_FI} / M_{SB} ” ao longo dos pisos (1 ao 7), para ambas as direções (longitudinal e transversal) vemos os menores valores. Isso era de se esperar tendo em vista que o modelo com bielas ao nó é o que confere mais rigidez, ou seja, menos deslocamentos e consequentemente um menor valor de “drift”;
- Já ao observarmos o rácio “ $M_{CB_EX_FI} / M_{SB}$ ” ao longo dos pisos (1 ao 7), para ambas as direções (longitudinal e transversal) vemos ainda valores menores que 1.00. Porém, o rácio é maior que o obtido quando fazemos a comparação de “ M_{CB_FI} / M_{SB} ”. Isso é acontece pois o modelo com bielas excêntricas confere um acréscimo de rigidez mais atenuado do que o modelo com bielas ao nó. Nesse sentido, ao comparar estes dois métodos, conclui-se que as bielas excêntricas apresentam deslocamentos maiores e, portanto, rácios de “drift” maiores. Isso é bem evidenciado quando observamos o rácio “ $M_{CB_EX_FI} / M_{CB_FI}$ ”, em que o valor salta e, em geral, apresenta um rácio maior que 1.00;
- Ao considerar as bielas ao nó corrigindo as forças laterais equivalentes aplicadas (M_{CB_FR}), ou seja, ao amplificá-las, conclui-se que a diferença de deslocamentos, e consequentemente, de “drift” é mais atenuada do que ao considerar as bielas ao nó com as forças iniciais (M_{CB_FI}); isso pode ser visto através do rácio “ M_{CB_FR} / M_{SB} ”, em que o valor se apresenta como superior ao rácio “ M_{CB_FI} / M_{SB} ”;
- O mesmo acontece ao considerar as bielas excêntricas fazendo a correção das forças laterais equivalentes aplicadas ($M_{CB_EX_FR}$), ou seja, ao amplificá-las. Neste caso, a diferença de deslocamentos e consequentemente de “drift” é mais atenuada do que ao considerar as bielas excêntricas com as forças iniciais ($M_{CB_EX_FI}$), o que pode ser observado através do rácio “ $M_{CB_EX_FR} / M_{SB}$ ”, em que o valor se apresenta como superior ao rácio “ $M_{CB_EX_FI} / M_{SB}$ ”;
- Ao comparar o modelo com bielas ao nó com forças realistas (M_{CB_FR}) com o modelo com bielas excêntricas com forças realistas ($M_{CB_EX_FR}$) vemos que a diferença do rácio de “drift” global é menor do que quando comparamos com as forças iniciais (sem correção). Isso acontece, pois, considerar bielas no nó viga-pilar garante mais rigidez, mas ao mesmo tempo gera mais forças de corte. Por isso no rácio “ $M_{CB_EX_FR} / M_{CB_FR}$ ” vemos uma diferença menor do que a obtida no rácio “ $M_{CB_EX_FI} / M_{CB_FI}$ ”. Ou seja, os valores são mais aproximados e próximos de 1.00;
- Vale ressaltar que esse parâmetro sofre mais alterações na direção longitudinal (XZ) tendo em vista que nessa direção há mais bielas diagonais equivalentes. Além disso, o “drift” global mantém-se aproximadamente constante ao longo dos pisos.

5.3.4. “DRIFT” RELATIVO

Como dito anteriormente neste Capítulo, o “drift” relativo está diretamente relacionado com os deslocamentos de cada piso, sendo uma medida da diferença de deslocamento horizontal entre esses pavimentos em relação à sua altura relativa, permitindo assim verificar se há deformação excessiva em um determinado pavimento.

Os deslocamentos variam de acordo com as forças aplicadas e de acordo com a rigidez. Portanto, este parâmetro foi diferente em cada modelo (M_{SB} ; M_{CB_FI} ; $M_{CB_EX_FI}$; M_{CB_FR} ; $M_{CB_EX_FR}$) e em cada direção (longitudinal e transversal).

A seguir são apresentados os gráficos que representam os rácios do “drift” relativo em altura, nas duas direções (X e Y) entre os modelos (M_{SB} ; M_{CB_FI} ; $M_{CB_EX_FI}$; M_{CB_FR} ; $M_{CB_EX_FR}$).

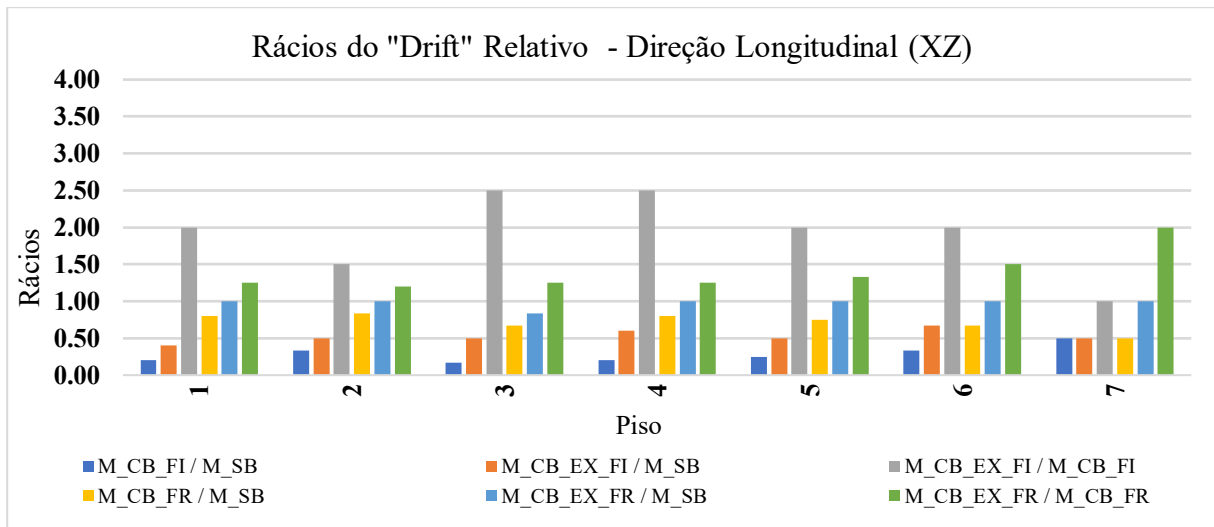


Fig. 56 - Rátios do "drift" relativo por piso entre os modelos (M_SB; M_CB_FI; M_CB_EX_FI; M_CB_FR; M_CB_EX_FR) na direção longitudinal (XZ) do edifício no Porto.

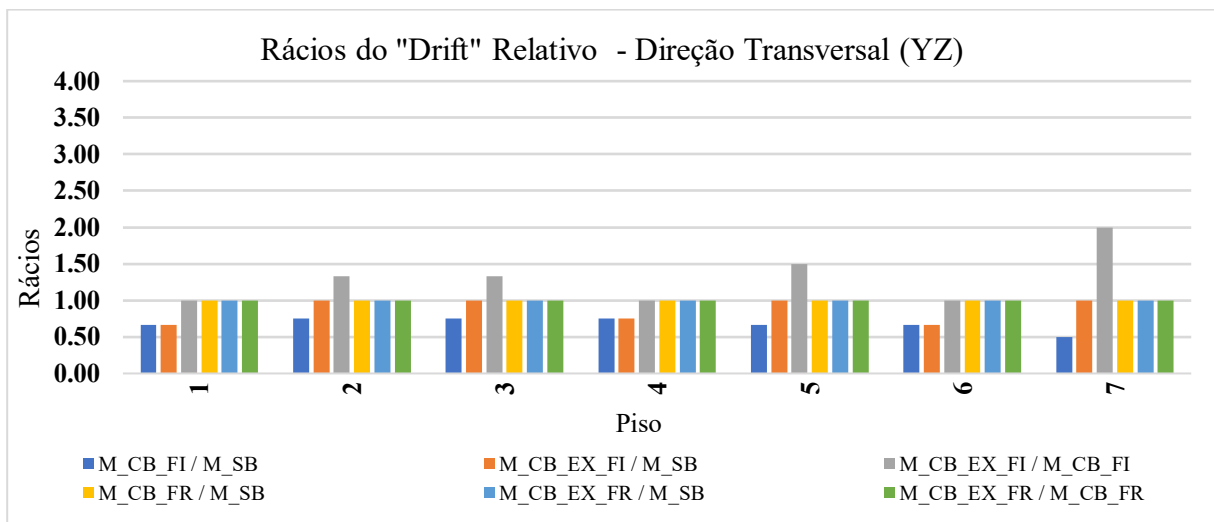


Fig. 57 - Rátios do "drift" relativo por piso entre os modelos (M_SB; M_CB_FI; M_CB_EX_FI; M_CB_FR; M_CB_EX_FR) na direção transversal (YZ) do edifício no Porto.

Tendo em vista as diferenças relativas a cada modelo, foi necessário analisar cada rácio. A interpretação dos resultados pode ser feita, aproximadamente, da mesma forma que foi feita para o parâmetro de "drift" global, porém a diferença é que para o "drift" relativo as diferenças ao longo dos pisos são mais significativas. Com isso, em relação a esse parâmetro, foi possível concluir os seguintes aspectos:

- Ao observarmos o rácio "M_CB_FI / M_SB" ao longo dos pisos (1 ao 7), para ambas as direções (longitudinal e transversal) vemos os menores valores. Isso era de se esperar tendo em vista que o modelo com bielas ao nó é o que confere mais rigidez, ou seja, menos deslocamentos e consequentemente um menor valor de "drift";

- Já ao observarmos o rácio “ $M_{CB_EX_FI} / M_{SB}$ ” ao longo dos pisos (1 ao 7), para ambas as direções (longitudinal e transversal) vemos ainda, em geral, valores menores que 1.00. Porém, o rácio é maior que o obtido quando fazemos a comparação de “ M_{CB_FI} / M_{SB} ”. Isso acontece pois o modelo com bielas excêntricas confere um acréscimo de rigidez mais atenuado do que o modelo com bielas ao nó. Nesse sentido, ao comparar estes dois métodos, conclui-se que as bielas excêntricas apresentam deslocamentos maiores e, portanto, rácios de “drift” relativo maiores. Isso é bem evidenciado quando observamos o rácio “ $M_{CB_EX_FI} / M_{CB_FI}$ ”, em que o valor salta e, em geral, apresenta um rácio maior que 1.00;
- Ao considerar as bielas ao nó, corrigindo as forças laterais equivalentes aplicadas (M_{CB_FR}), ou seja, ao amplificá-las, conclui-se que a diferença de deslocamentos e consequentemente de “drift” é mais atenuada do que ao considerar as bielas ao nó com as forças iniciais (M_{CB_FI}); isso pode ser visto através do rácio “ M_{CB_FR} / M_{SB} ”, em que o valor se apresenta como superior ao rácio “ M_{CB_FI} / M_{SB} ”;
- O mesmo acontece ao considerar as bielas excêntricas fazendo a correção das forças laterais equivalentes aplicadas ($M_{CB_EX_FR}$), ou seja, ao amplificá-las. Neste caso, diferença de deslocamentos e consequentemente de “drift” é mais atenuada do que ao considerar as bielas excêntricas com as forças iniciais ($M_{CB_EX_FI}$), o que pode ser observado através do rácio “ $M_{CB_EX_FR} / M_{SB}$ ”, em que o valor se apresenta como superior ao rácio “ $M_{CB_EX_FI} / M_{SB}$ ”;
- Ao comparar o modelo com bielas ao nó com forças realistas (M_{CB_FR}) com o modelo com bielas excêntricas com forças realistas ($M_{CB_EX_FR}$) vemos que a diferença do rácio de “drift” relativo é menor do que quando comparamos com as forças iniciais (sem correção). Isso acontece, pois, considerar bielas no nó viga-pilar garante mais rigidez, mas ao mesmo tempo gera mais forças de corte. Por isso no rácio “ $M_{CB_EX_FR} / M_{CB_FR}$ ” vemos uma diferença menor do que a obtida no rácio “ $M_{CB_EX_FI} / M_{CB_FI}$ ”. Ou seja, os valores são mais aproximados e próximos de 1.00;
- Como foi dito acima, diferentemente do “drift” global, com o “drift” relativo torna-se possível verificar a diferença de deslocamentos e, consequentemente, desses rácios ao longo dos pisos. Isso pode ser visto, por exemplo, ao analisar os resultados dos últimos pisos na Figura 56, onde se verifica que nos últimos pisos da estrutura (pisos 6 e piso 7), o rácio “ $M_{CB_EX_FR} / M_{CB_FR}$ ” cresce significativamente relativamente aos outros pisos; isso é evidente principalmente no piso 7 onde o valor deste rácio supera o valor do que foi obtido ao se comparar com os mesmos modelos com as forças iniciais (“ $M_{CB_EX_FI} / M_{CB_FI}$ ”). Isso acontece pois nestes pisos a força é maior e, portanto, os deslocamentos e, consequentemente, os rácios são maiores;
- Vale ressaltar que esse parâmetro sofre mais alterações na direção longitudinal (XZ) tendo em vista que nessa direção há mais bielas diagonais equivalentes. Isso também pode ser observado ao analisarmos os resultados obtidos para a direção transversal (YZ), com menos bielas, onde as alterações deste parâmetro (“drift” relativo) são menos significativas em altura.

5.3.5. ARMADURAS

Com a inclusão de bielas diagonais equivalentes nos modelos numéricos há uma nova distribuição de forças. Isso altera, principalmente, os esforços nos elementos envolvidos em seu confinamento. A alteração dos esforços provoca, consequentemente, alteração nas armaduras. Tendo em vista que foram acrescentadas bielas apenas nos pilares exteriores, foram esses elementos que foram analisados por pórtico (PT1; PT2; PT3; PT4). Foi feita uma análise relativamente à área de armadura (longitudinal e

transversal) e à taxa de armadura ρ (longitudinal e transversal) necessária por pilar. Na Figura 58 é apresentada mais claramente a numeração dos pilares e a designação dos pórticos.

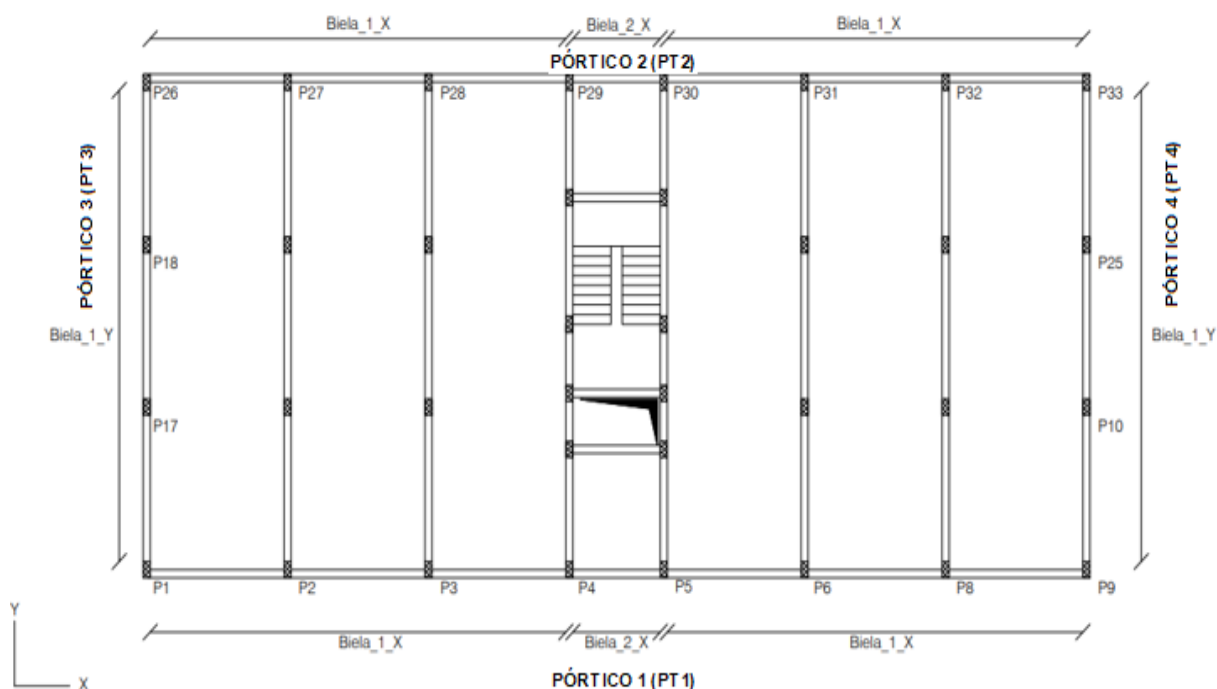
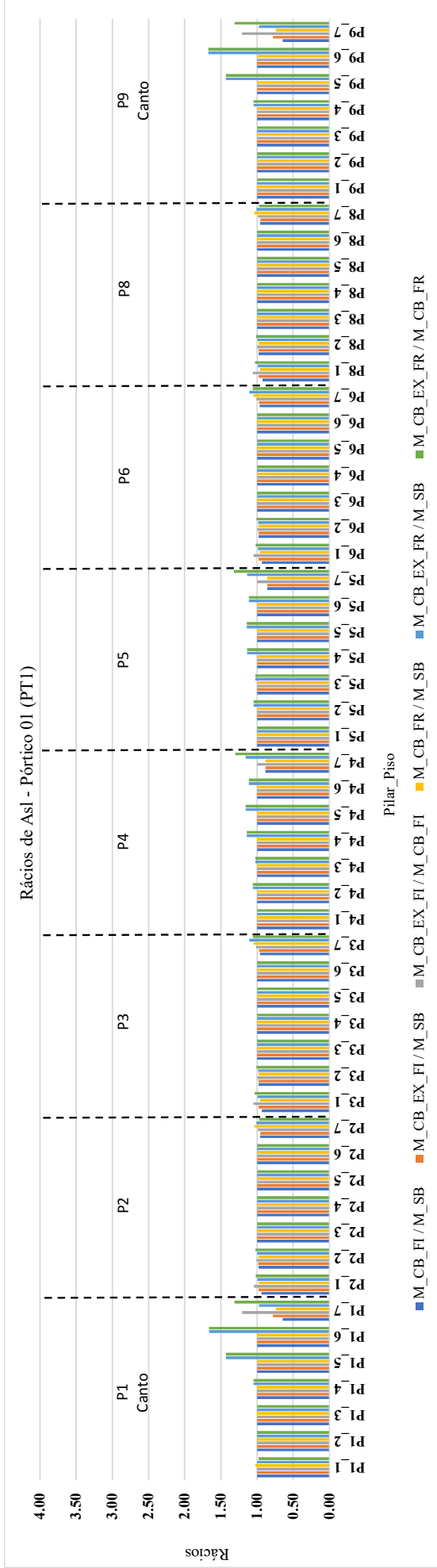
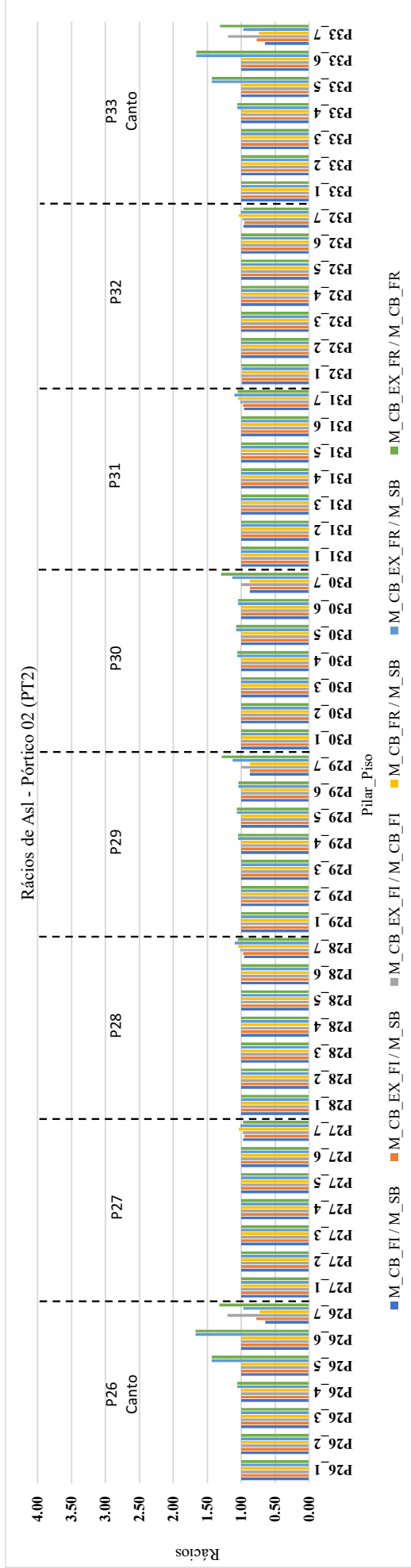


Fig. 58 - Apresentação dos pilares estudados de acordo com os pórticos (PT1; PT2; PT3; PT4) para o edifício no Porto.

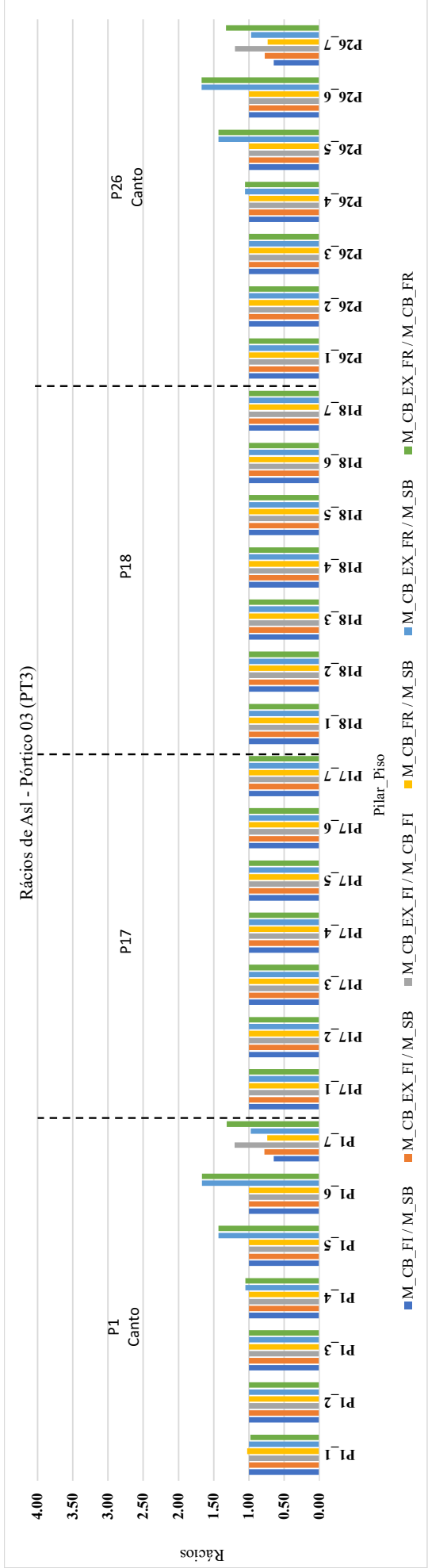
Após a apresentação dos pilares analisados e dos pórticos, seguiu-se para os gráficos que representam as armaduras por piso. Tendo em vista as diferenças relativas a cada direção, foi necessário analisar cada rácio por pórtico. Os rácios não foram feitos para as taxas de armadura (ρ) dado que os valores seriam idênticos aos rácios de área de armadura (A_{sl} – longitudinal, A_{sw} - Transversal).



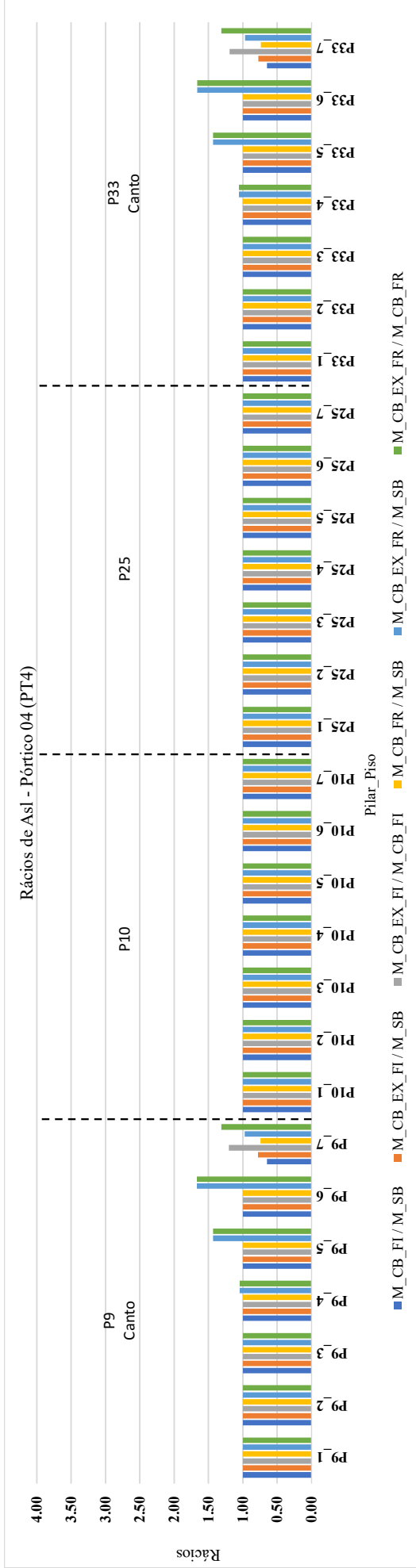
a) Rátios de área de armadura longitudinal (Asl) entre os modelos (M_SB; M_CB_FI; M_CB_EX_FI; M_CB_FR; M_CB_EX_FR) para os pilares (P1; P2; P3; P4; P5; P6; P8; P9) ao longo dos pisos e que estão contidos no pórtico PT1 do edifício localizado no Porto.



b) Rátios de área de armadura longitudinal (Asl) entre os modelos (M_SB; M_CB_FI; M_CB_EX_FI; M_CB_FR; M_CB_EX_FR) para os pilares (P26; P27; P28; P29; P30; P31; P32; P33) ao longo dos pisos e que estão contidos no pórtico PT2 do edifício localizado no Porto.

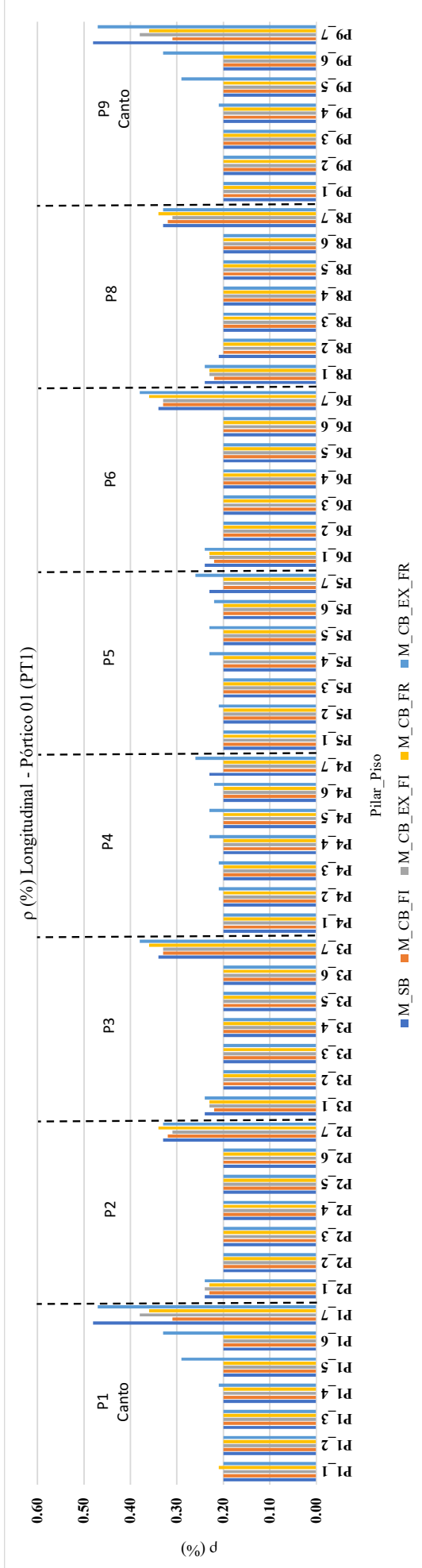


c) Rátios de área de armadura longitudinal (Asl) entre os modelos (M_SB ; M_CB_FI ; $M_CB_EX_FI$; M_CB_FR ; $M_CB_EX_FR$) para os pilares (P1; P17; P18; P26) ao longo dos pisos e que estão contidos no pórtico PT3 do edifício localizado no Porto.

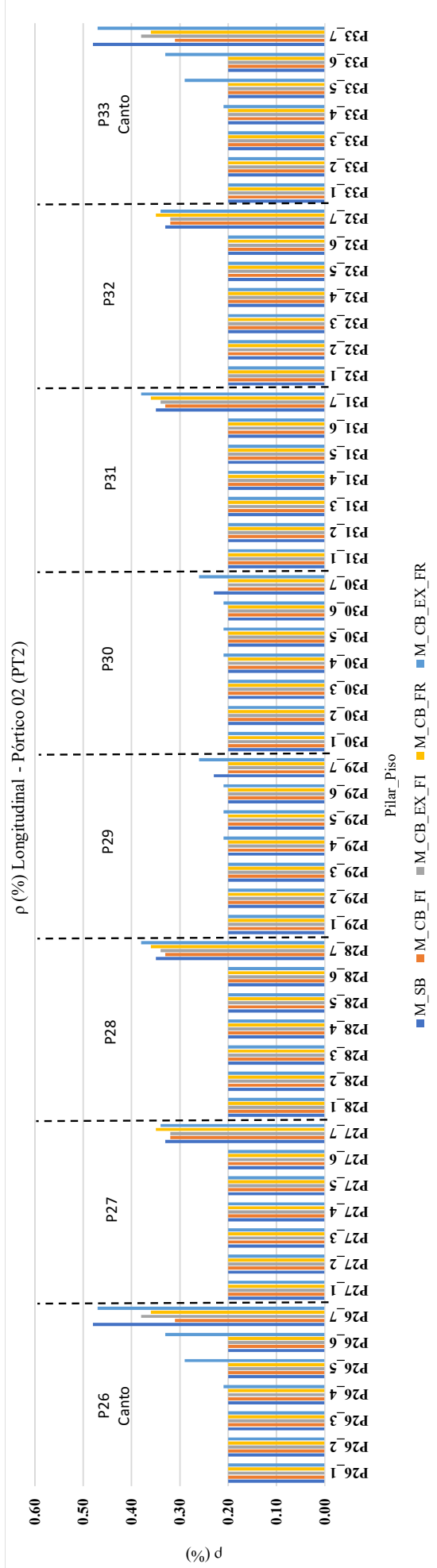


d) Rátios de área de armadura longitudinal (Asl) entre os modelos (M_SB ; M_CB_FI ; $M_CB_EX_FI$; M_CB_FR ; $M_CB_EX_FR$) para os pilares (P9; P10; P25; P33) ao longo dos pisos e que estão contidos no pórtico PT4 do edifício localizado no Porto.

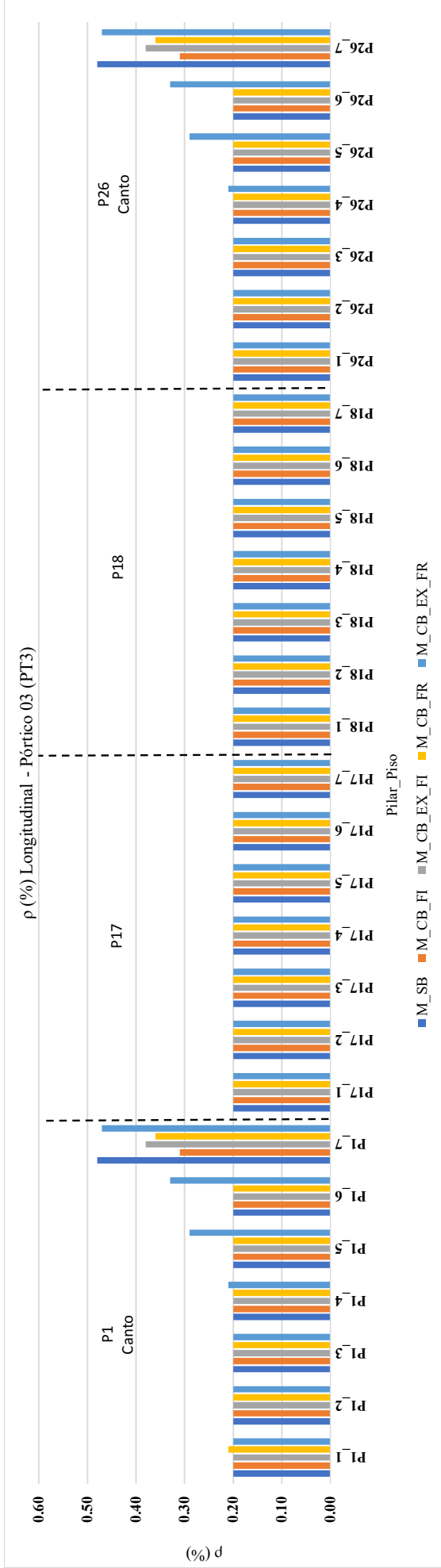
Fig. 59 - Rátios de área de armadura longitudinal (Asl) entre os modelos (M_SB ; M_CB_FI ; $M_CB_EX_FI$; M_CB_FR ; $M_CB_EX_FR$) para os pilares exteriores ao longo dos pisos e que estão contidos nos pórticos (PT1; PT2; PT3; PT4) do edifício localizado no Porto.



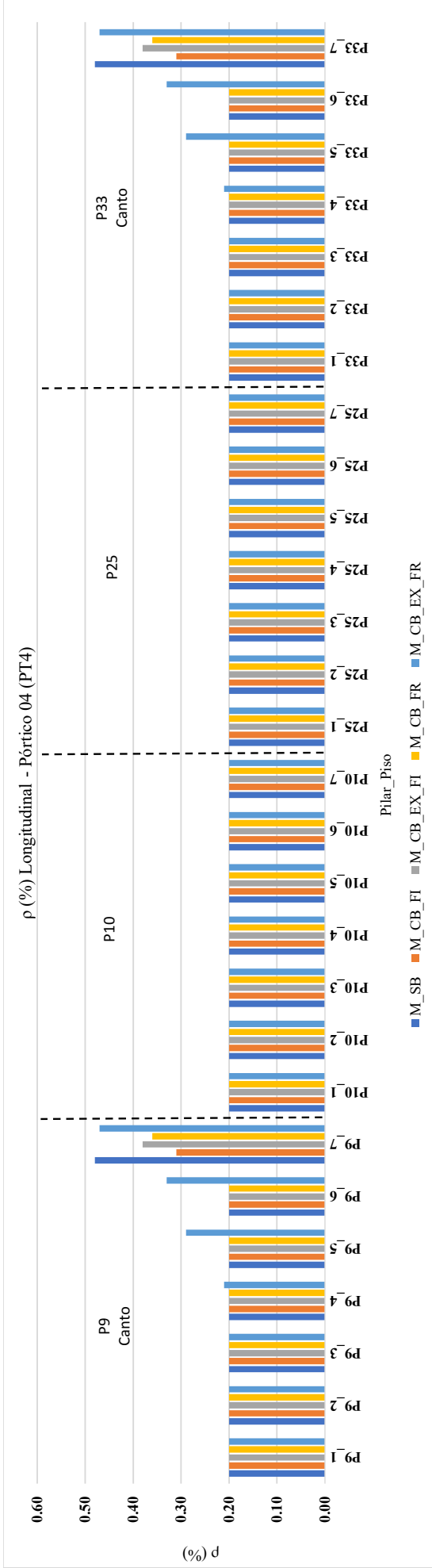
a) Taxa de armadura longitudinal (ρ) obtida dos modelos (M_SB; M_CB_FI; M_CB_EX_FI; M_CB_EX_FR) para os pilares (P1; P2; P3; P4; P5; P6; P8; P9) ao longo dos pisos e que estão contidos no pórtico PT1 do edifício localizado no Porto.



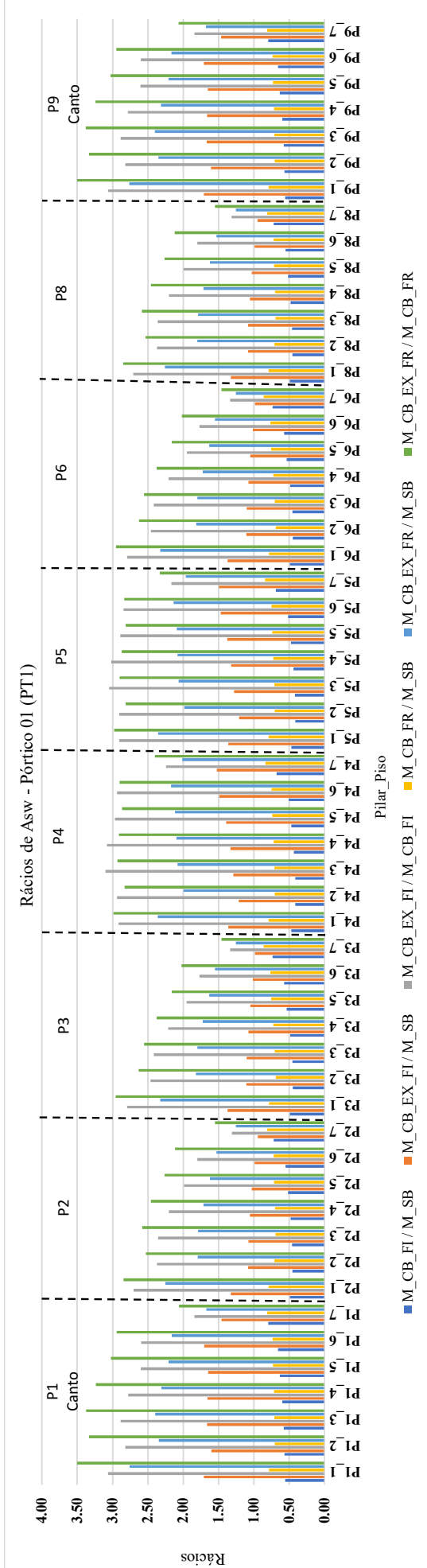
b) Taxa de armadura longitudinal (ρ) obtida dos modelos (M_SB; M_CB_FI; M_CB_EX_FI; M_CB_EX_FR) para os pilares (P26; P27; P28; P29; P30; P31; P32; P33) ao longo dos pisos e que estão contidos no pórtico PT2 do edifício localizado no Porto.



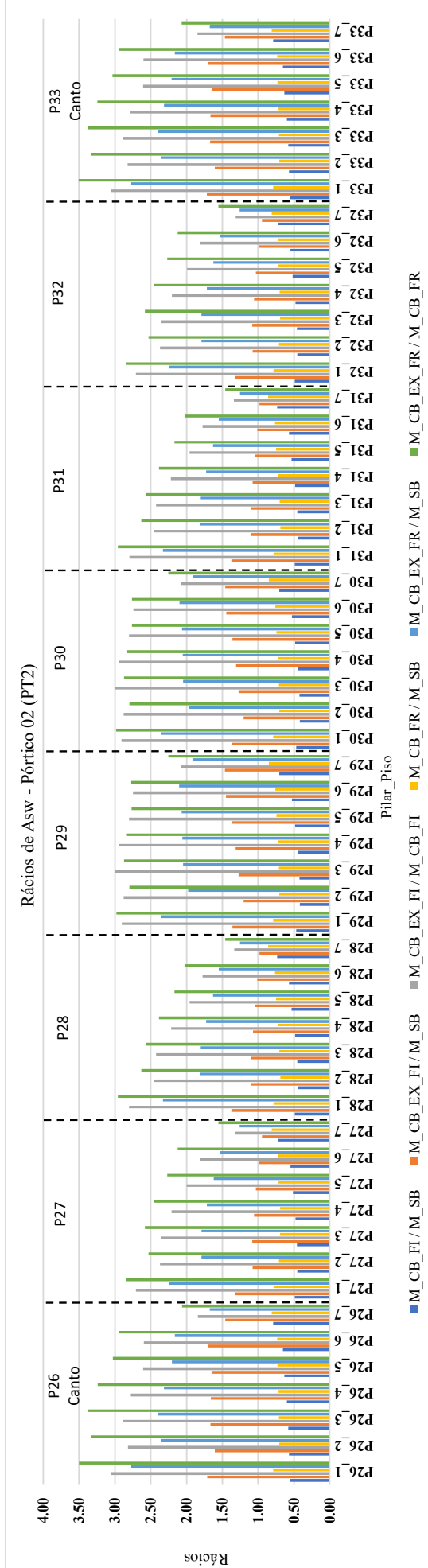
c) Taxa de armadura longitudinal (ρ) obtida dos modelos (M_SB; M_CB_FI; M_CB_EX_FI; M_CB_FR; M_CB_EX_FR) para os pilares (P1; P17; P18; P26) ao longo dos pisos e que estão contidos no pórtico PT3 do edifício localizado no Porto.



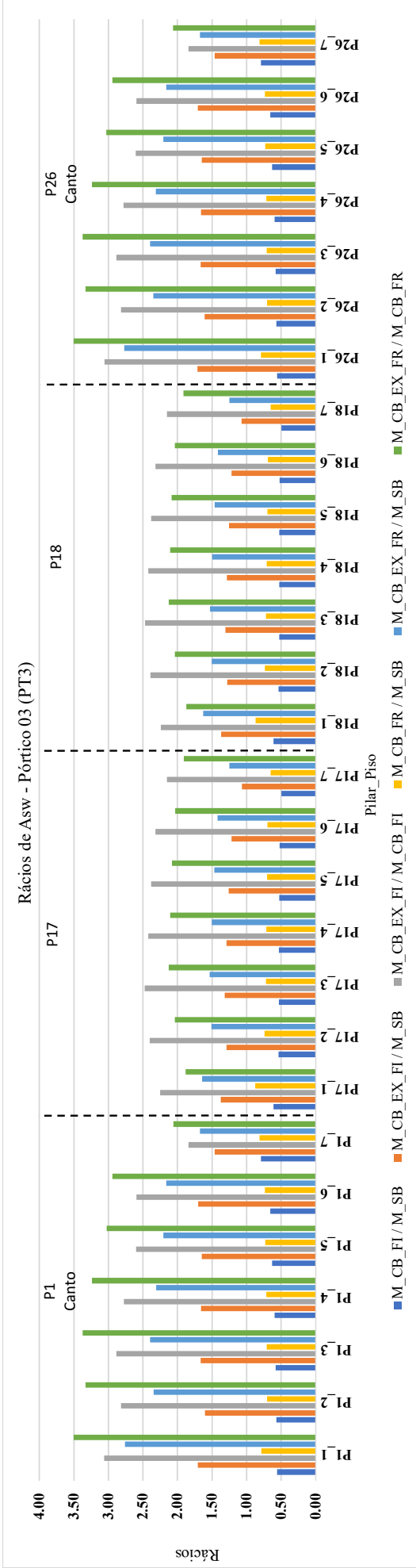
d) Taxa de armadura longitudinal (ρ) obtida dos modelos (M_SB; M_CB_FI; M_CB_EX_FI; M_CB_FR; M_CB_EX_FR) para os pilares (P9; P10; P25; P33) ao longo dos pisos e que estão contidos no pórtico PT4 do edifício localizado no Porto.
Fig. 60 - Taxa de armadura longitudinal (ρ) obtida dos modelos (M_SB; M_CB_FI; M_CB_EX_FI; M_CB_FR; M_CB_EX_FR) para os pilares exteriores ao longo dos pisos e que estão contidos nos pórticos (PT1; PT2; PT3; PT4) do edifício localizado no Porto.



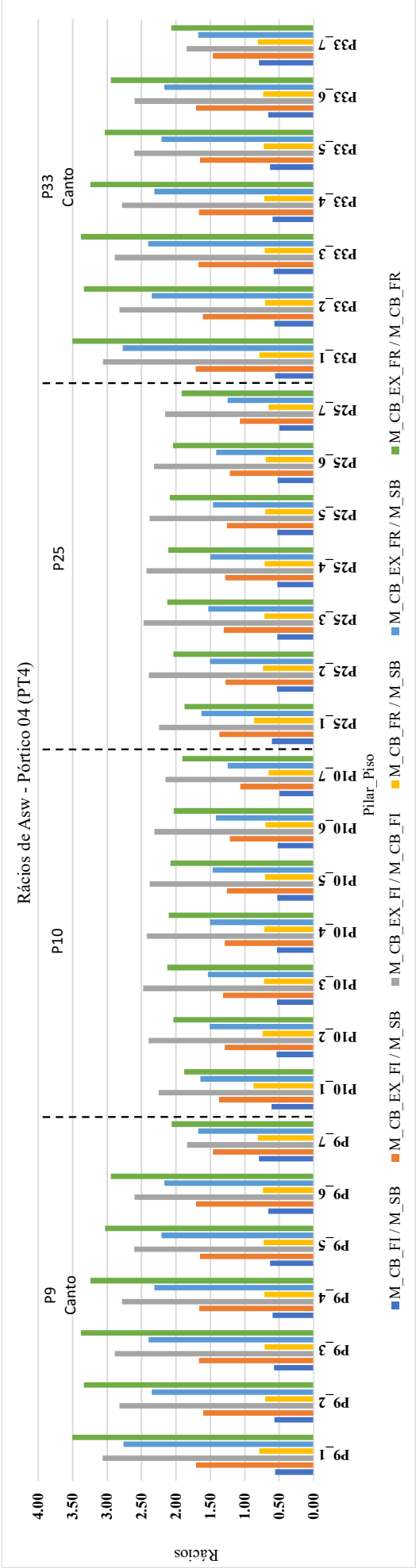
a) Rátios de área de armadura transversal (Asw) entre os modelos (M_SB; M_CB_FI; M_CB_EX_FI; M_CB_FR; M_CB_EX_FR) para os pilares (P1; P2; P3; P4; P5; P6; P8; P9) ao longo dos pisos e que estão contidos no pórtico PT1 do edifício localizado no Porto.



b) Rátios de área de armadura transversal (Asw) entre os modelos (M_SB; M_CB_FI; M_CB_EX_FI; M_CB_FR; M_CB_EX_FR) para os pilares (P26; P27; P28; P29; P30; P31; P32; P33) ao longo dos pisos e que estão contidos no pórtico PT2 do edifício localizado no Porto.

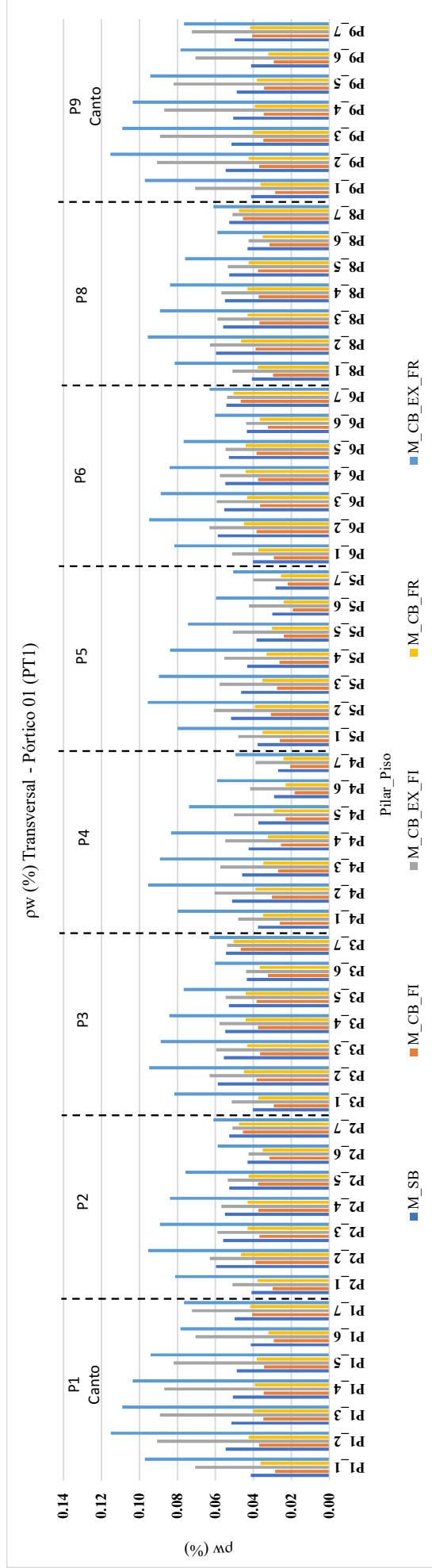


c) Rátios de área de armadura transversal (Asw) entre os modelos (M_SB ; M_CB_FI ; $M_CB_EX_FI$; M_CB_FR ; $M_CB_EX_FR$) para os pilares (P1; P17; P18; P26) ao longo dos pisos e que estão contidos no pórtico PT3 do edifício localizado no Porto.

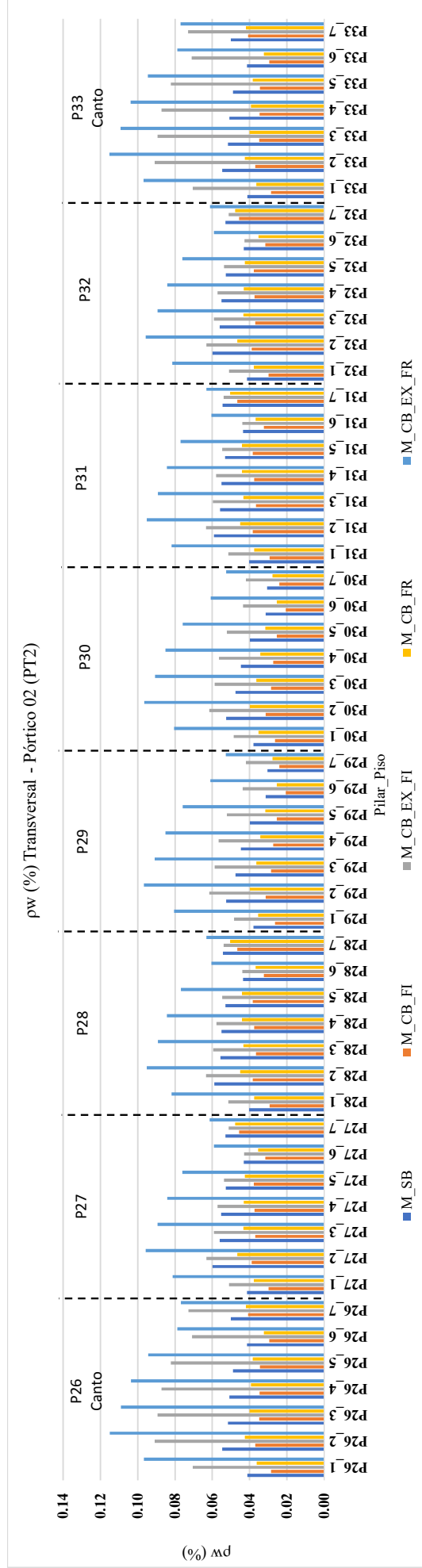


d) Rátios de área de armadura transversal (Asw) entre os modelos (M_SB ; M_CB_FI ; $M_CB_EX_FI$; M_CB_FR ; $M_CB_EX_FR$) para os pilares (P9; P10; P25; P33) ao longo dos pisos e que estão contidos no pórtico PT4 do edifício localizado no Porto.

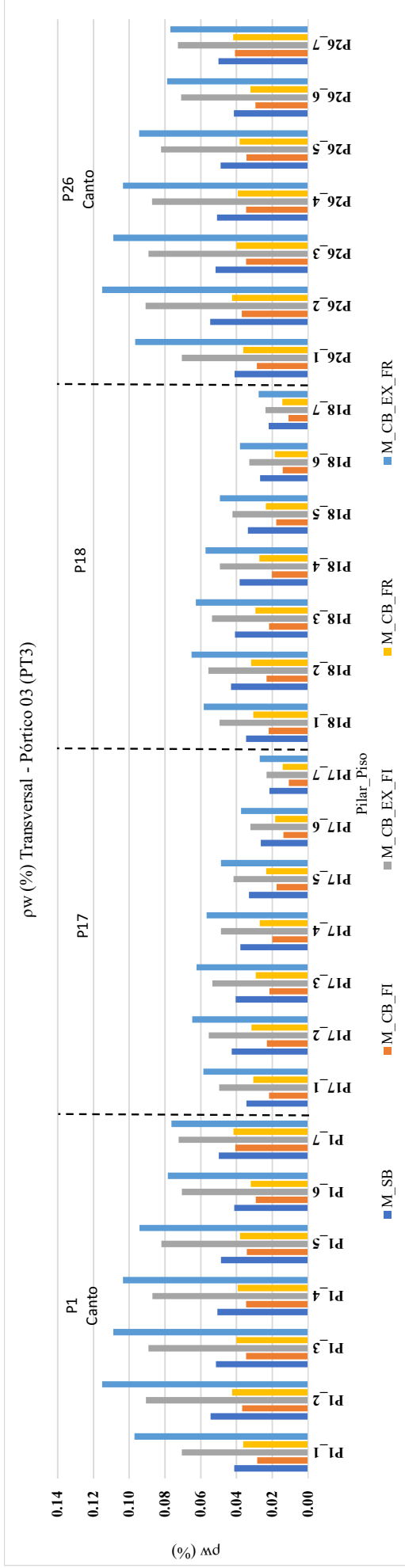
Fig. 61 - Rátios de área de armadura transversal (Asw) entre os modelos (M_SB ; M_CB_FI ; $M_CB_EX_FI$; M_CB_FR ; $M_CB_EX_FR$) para os pilares exteriores ao longo dos pisos e que estão contidos nos pórticos (PT1; PT2; PT3; PT4) do edifício localizado no Porto.



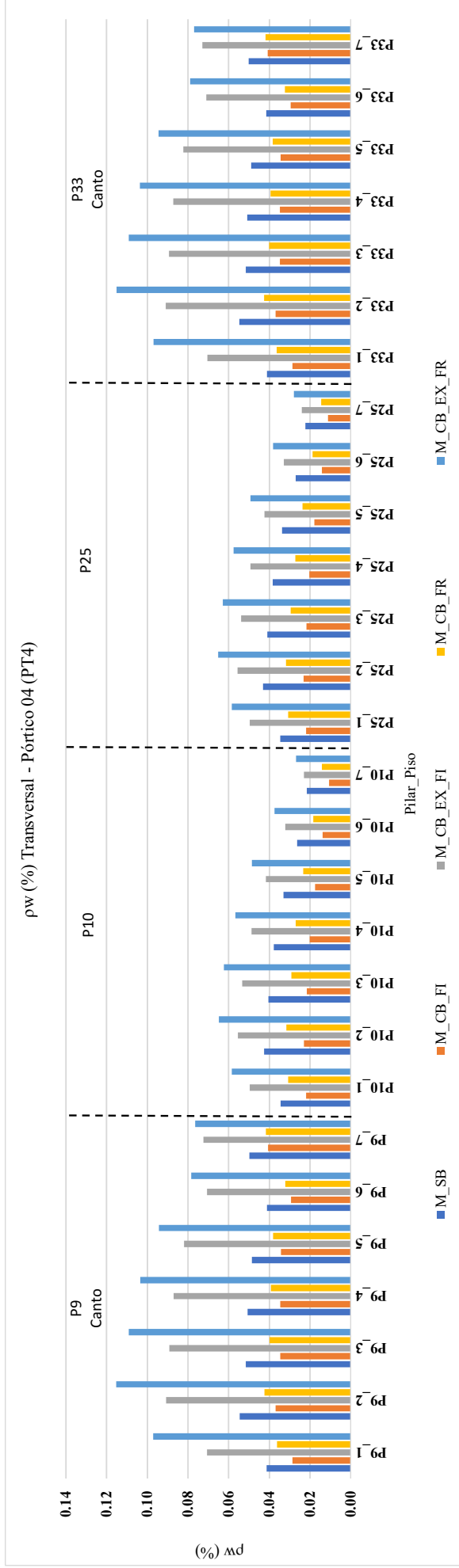
a) Taxa de amadureza transversal (p) obtida dos modelos (M_SB; M_CB_FI; M_CB_EX_FI; M_CB_FR; M_CB_EX_FR) para os pilares (P1; P2; P3; P4; P5; P6; P8; P9) ao longo dos pisos e que estão contidos no pórtico PT1 do edifício localizado no Porto.



b) Taxa de amadureza transversal (p) obtida dos modelos (M_SB; M_CB_FI; M_CB_EX_FI; M_CB_FR; M_CB_EX_FR) para os pilares (P26; P27; P28; P29; P30; P31; P32; P33) ao longo dos pisos e que estão contidos no pórtico PT2 do edifício localizado no Porto.



c) Taxa de armadura transversal (p) obtida dos modelos (M_SB; M_CB_FI; M_CB_EX_FI; M_CB_FR; M_CB_EX_FR) para os pilares (P1; P17; P18; P26) ao longo dos pisos e que estão contidos no pórtico PT3 do edifício localizado no Porto.



d) Taxa de armadura transversal (p) obtida dos modelos (M_SB; M_CB_FI; M_CB_EX_FI; M_CB_FR; M_CB_EX_FR) para os pilares (P9; P10; P25; P33) ao longo dos pisos e que estão contidos no pórtico PT4 do edifício localizado no Porto.

Fig. 62 - Taxa de armadura transversal (p) obtida dos modelos (M_SB; M_CB_FI; M_CB_EX_FI; M_CB_FR; M_CB_EX_FR) para os pilares exteriores ao longo dos pisos e contidos nos pórticos (PT1; PT2; PT3; PT4) do edifício localizado no Porto.

5.3.5.1. Comentários às variações de Armadura Longitudinal

De maneira geral, analisando os gráficos de armadura longitudinal (Figuras 59 e 60), vê-se que para aproximadamente todos os pilares, mesmo considerando os diferentes tipos de modelo (M_SB; M_CB_FI; M_CB_EX_FI; M_CB_FR; M_CB_EX_FR), não há diferenças nas armaduras longitudinais ao longo dos pisos. Isto deve-se ao facto do edifício estar localizado no Porto, região de baixa intensidade sísmica. Ou seja, nesta localidade os pilares não estão sujeitos a grandes esforços quando se compara com o edifício localizado em Lagos. Apesar de não haver muitas diferenças, o comportamento mudou principalmente nos pilares dispostos nos últimos pisos. Levando isso em conta foi possível concluir os seguintes aspectos:

- Ao observar os rácios de área de armadura longitudinal (Asl), contidos na Figura 59, vê-se que o rácio “M_CB_FI / M_SB” em alguns pilares (como por exemplo os pilares: P1_7; P2_1; P2_7; P3_7; P5_7) apresenta-se com um valor menor que 1.00. Isso representa que a área de armadura nesses pilares é menor no modelo “M_CB_FI” em comparação com o modelo “M_SB”. Isso se deve ao facto de que ao dispor as bielas ligadas ao nó viga-pilar os esforços de corte são contrariados efetivamente e pelo facto de que as bielas passam a absorver parte dos esforços que iriam por corte nos pilares;
- Ao observar os rácios de área de armadura longitudinal (Asl), contidos na Figura 59, vê-se que o rácio “M_CB_EX_FI / M_SB” em alguns pilares (como por exemplo os pilares: P1_7; P9_7; P26_7; P29_7; P33_7) apresenta-se com um valor menor que 1.00. Isso representa que a área de armadura nesses pilares é menor no modelo “M_CB_EX_FI” em comparação com o modelo “M_SB”. Porém, a diferença de rácio nesse modelo (“M_CB_EX_FI”) é mais atenuada do que quando se considera bielas ligadas diretamente ao nó viga-pilar. Isso se deve ao facto de que ao dispor bielas excêntricas os esforços de corte são contrariados apenas a partir de um determinado trecho do pilar e pelo facto de que as bielas, neste caso, absorverem menos esforços de compressão. Isso pode ser bem evidenciado quando observamos o rácio “M_CB_EX_FI / M_CB_FI” em alguns pilares (como por exemplo os pilares: P1_7; P9_7; P26_7; P29_7; P33_7) que se apresenta com um valor maior que 1.00, comprovando assim, que a área de armadura longitudinal (Asl) é maior com bielas excêntricas do que com bielas ligadas diretamente ao nó viga-pilar;
- Ao observar os rácios de área de armadura longitudinal (Asl), contidos na Figura 59, observa-se que o rácio “M_CB_FR / M_SB” em alguns pilares (como por exemplo os pilares: P9_7; P26_7; P33_7) apresenta-se com um valor menor que 1.00 e em outros pilares (como por exemplo os pilares: P6_7; P26_7; P32_7) apresenta-se com um valor maior que 1.00. Isso acontece pois considerar bielas no nó viga-pilar garante mais rigidez, mas ao mesmo tempo gera mais forças de corte. Ou seja, para os casos em que o rácio apresenta-se com o valor menor que 1.00 quer dizer que o acréscimo de força aplicada, não determinou um acréscimo de armadura devido a rigidez conferida. Já para os casos em que o rácio apresenta-se com o valor maior que 1.00 quer dizer que o acréscimo de força aplicada, determinou um acréscimo de armadura. Esse mesmo comportamento pode ser observado no rácio “M_CB_EX_FR / M_SB” que em alguns pilares (como por exemplo os pilares: P9_7; P26_7; P33_7) apresenta-se com um valor menor que 1.00 e que em outros pilares (como por exemplo os pilares: P1_6; P26_6; P33_6) apresenta-se com um valor maior que 1.00;
- A variação dos resultados das áreas de armadura longitudinal (Asl) nos modelos com bielas e com forças realistas (M_CB_FR; M_CB_EX_FR) também pode ser observado quando se analisa o rácio “M_CB_EX_FR / M_CB_FR” contido na Figura 59. Nos gráficos, fica claro que, em alguns pilares, o rácio apresenta-se com um valor maior 1.00 (como por exemplo os

pilares: P26_6; P30_7; P33_6; P33_7) e que em outros pilares o rácio apresenta-se com um valor menor que 1.00 (como por exemplo os pilares: P1_1; P8_7; P27_7; P33_7). Como dito anteriormente, dever-se às diferenças de força laterais e rigidez conferidas a cada modelo;

- No geral, pelas amostras citadas anteriormente, pode-se observar que as diferenças de armadura longitudinal acontecem principalmente nos últimos pisos, pois são nesses pisos que a intensidade da força lateral aplicada é maior. As conclusões anteriores podem ser vistas também na Figura 60 onde são apresentados os gráficos de taxa de armadura longitudinal (ρ).

5.3.5.2. Comentários às variações de Armadura Transversal

De maneira geral, analisando os gráficos de armadura transversal (Figuras 61 e 62), vê-se uma variação significativa desse parâmetro ao considerar os diferentes tipos de modelo (M_SB; M_CB_FI; M_CB_EX_FI; M_CB_FR; M_CB_EX_FR). Isso foi visto ao longo dos 7 pisos da edificação, contrariamente dos resultados obtidos para as armaduras longitudinais.

Isto se deve ao facto de as bielas atuarem atraindo esforços e, ao mesmo tempo, contrariando as forças horizontais. Levando isso em conta, foi possível concluir os seguintes aspectos:

- Como era de se esperar, ao observar os rácios de área de armadura transversal (A_{sw}), contidos na Figura 61, vê-se que o rácio “M_CB_FI / M_SB” apresenta-se em todos os pilares com um valor menor que 1.00. E, em alguns casos, apresentando valores de rácio abaixo de 0.50, evidenciando que a armadura transversal necessária nos pilares é menor ou até mesmo muito menor no modelo “M_CB_FI” (com bielas e forças iniciais) em comparação com o modelo “M_SB” (sem bielas). Isso se deve ao facto de que ao dispor as bielas ligadas ao nó viga-pilar os esforços de corte, que atuam sobre os pilares, são contrariados efetivamente;
- Como era de se esperar, ao observar os rácios de área de armadura transversal (A_{sw}), contidos na Figura 61, confirma-se que o rácio “M_CB_EX_FI / M_SB” apresenta-se praticamente em todos os pilares com um valor maior que 1.00. Isso se deve ao facto de que ao dispor bielas excêntricas os esforços de corte são contrariados apenas a partir de um determinado trecho do pilar e pelo facto de que as bielas, atraem mais esforços para a região onde estão incluídas. Como há mais esforços, consequentemente há mais armaduras. Ou seja, com a consideração da excentricidade os resultados dos esforços são conservativos e os efeitos locais resultante da interação entre o pilar e a alvenaria são mais bem contabilizados. A diferença dos resultados de área de armadura transversal (A_{sw}), que acontece de acordo com a forma com que as bielas estão dispostas, é clara quando se observa o rácio “M_CB_EX_FI / M_CB_FI” que, para todos os casos, tem um valor muito superior a 1.00. Comprovando assim, que a área de armadura transversal (A_{sw}) é muito maior quando se considera bielas excêntricas do que quando se considera bielas ligadas diretamente ao nó viga-pilar;
- Como era de se esperar, com a amplificação das forças, os rácios “M_CB_FR / M_SB” de área de armadura transversal (A_{sw}), contidos na Figura 61, são maiores que o rácio “M_CB_FI / M_SB”. Mas, mesmo assim, o rácio ainda é menor que 1.00 para todos os pilares. Isso evidencia que, mesmo após a amplificação das forças laterais aplicadas, houve redução no valor da armadura transversal necessária nos pilares, tornando ainda mais claro que as bielas, quando ligadas ao nó viga-pilar, reduzem significativamente as forças de corte nos pilares;
- Como era de se esperar, com a amplificação das forças, o rácio “M_CB_EX_FR / M_SB” de área de armadura transversal (A_{sw}) obtido é maior que o rácio “M_CB_EX_FI / M_SB”. Pode-se dizer ainda que o valor é muito superior ao obtido no rácio com as forças iniciais. Isso permite comprovar a sensibilidade dos modelos com bielas excêntricas (M_CB_EX_FI;

M_CB_EX_FR) face a amplificação das forças de corte, o que pode ser verificado ao analisar os gráficos de armadura transversal (Figura 61 e 62) que saltam quando há a consideração de bielas com excentricidade;

- Os rácios “M_CB_EX_FR / M_CB_FR” de área de armadura transversal (A_{sw}), contidos na Figura 61, apresentam um valor muito superior a 1.00, e comprovam, também, que a área de armadura transversal (A_{sw}) é muito maior quando se considera bielas excêntricas do que quando se considera bielas ligadas diretamente ao nó viga-pilar. Vale ressaltar que as forças laterais aplicadas no modelo “M_CB_FR” (modelo com bielas ligadas diretamente ao nó viga-pilar e com forças realistas) são maiores às que são aplicadas no modelo “M_CB_EX_FR” (modelo com bielas excêntricas e com forças realistas) mas, mesmo assim, a armadura necessária no modelo com “M_CB_EX_FR” é maior, destacando assim a distinção no comportamento resultante das formas de disposição das bielas. As conclusões anteriores podem ser verificadas também na Figura 62 onde são apresentados os gráficos de taxa de armadura transversal (ρ).

5.4. EDIFÍCIO EM LAGOS

A partir do modelo sem bielas (M_SB) para o edifício em Lagos, apresentado na Figura 26 do Capítulo 3, foram desenvolvidos os modelos: M_CB_FI; M_CB_EX_FI; M_CB_FR; M_CB_EX_FR. A geometria destes já foi apresentada anteriormente no Capítulo 4. A seguir será apresentado e discutido cada parâmetro (frequência, coeficiente sísmico, “drift” e armaduras) isoladamente. Para o edifício em Lagos seguiu-se o mesmo procedimento adotado para o edifício em Porto, pelo que a análise de cada parâmetro será apresentada de forma mais direta.

5.4.1. FREQUÊNCIA

Para o edifício em Lagos, fez-se a análise modal e foram obtidas as deformadas dos dois primeiros modos de vibração dos modelos, que podem ser vistas nas Figuras 63 a 66. Vale ressaltar que a frequência e as deformadas do modelo sem bielas (M_SB) já foi apresenada anteriormente no Capítulo 3.

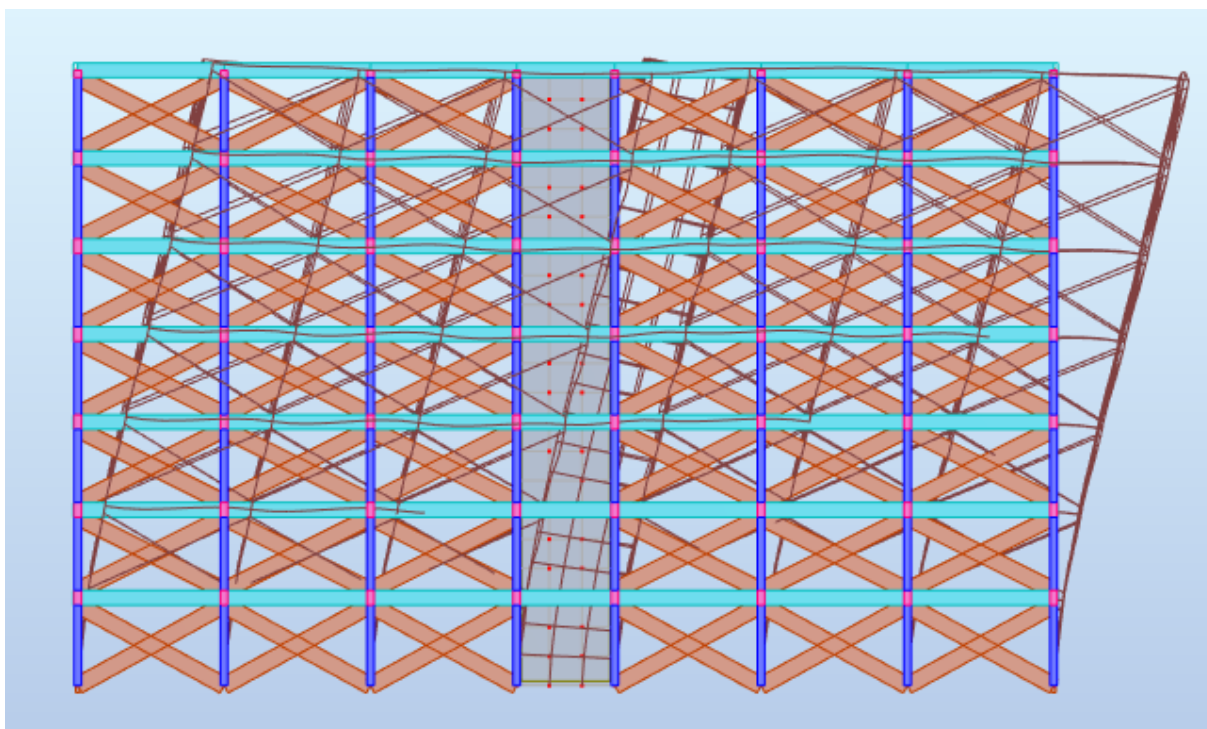


Fig. 63 - Deformada do modo de vibração longitudinal (XZ) dos modelos com bielas ao nó (M_CB_FI; M_CB_FR) para o edifício em Lagos.

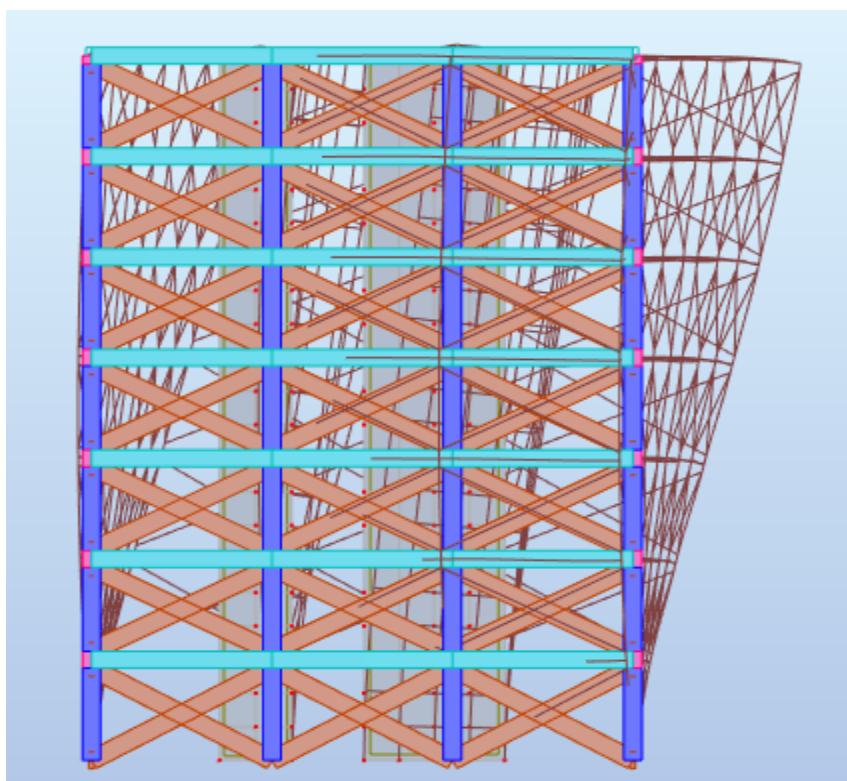


Fig. 64 - Deformada do modo de vibração transversal (YZ) dos modelos com bielas ao nó (M_CB_FI; M_CB_FR) para o edifício em Lagos.

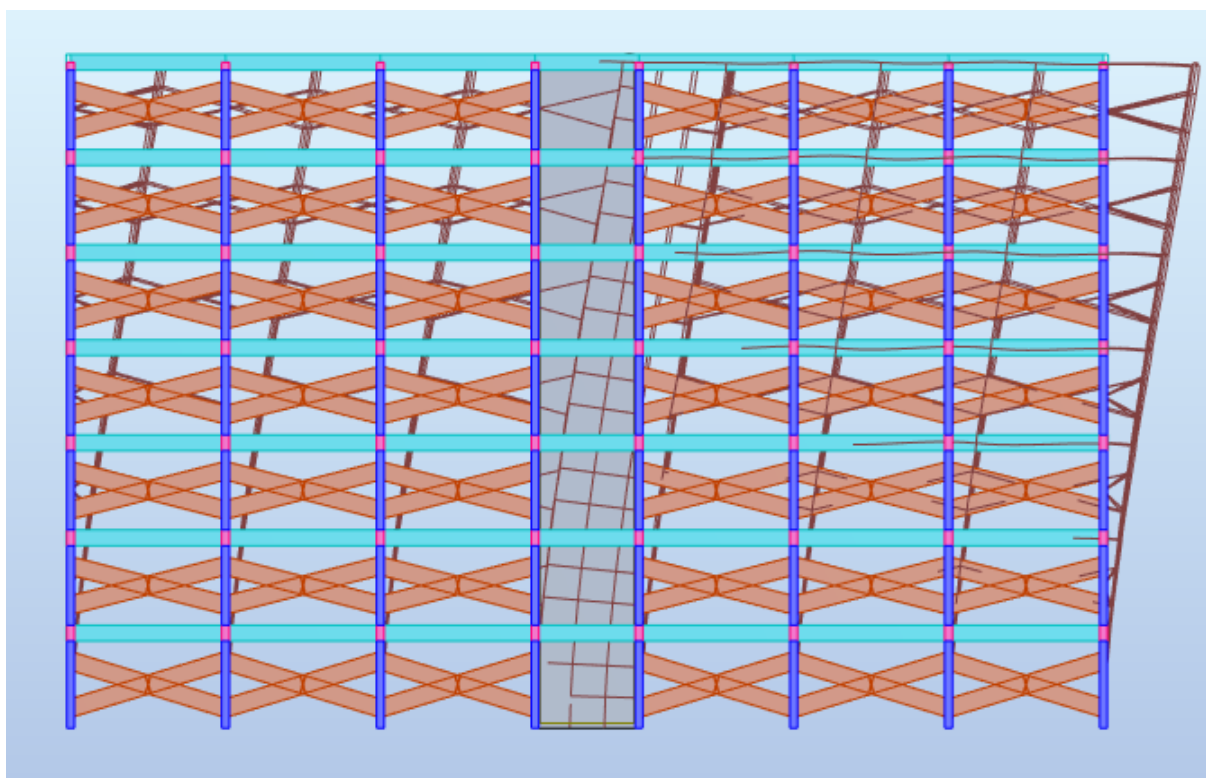


Fig. 65 - Deformada do modo de vibração longitudinal (XZ) dos modelos com bielas excêntricas (M_CB_EX_FI; M_CB_EX_FR) para o edifício em Lagos.

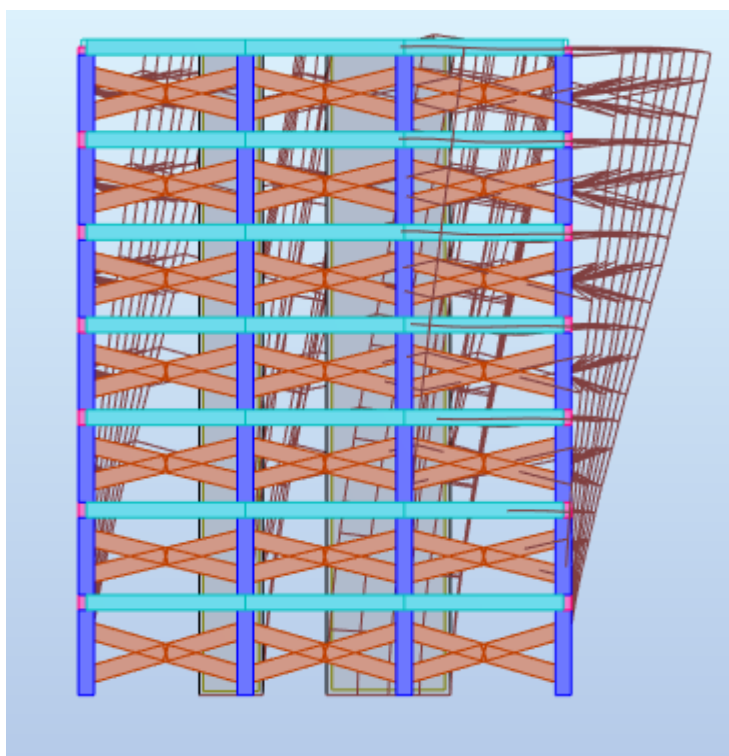


Fig. 66 - Deformada do modo de vibração transversal (YZ) dos modelos com bielas excêntricas (M_CB_EX_FI; M_CB_EX_FR) para o edifício em Lagos.

A frequência para as duas direções dos modelos para o edifício em Lagos foi determinada de acordo com a análise modal e os valores podem ser vistos na Tabela 15.

Tabela 15 - Resumo das Frequências (HZ) dos modelos desenvolvidos para o edifício em Lagos

Direção	M_SB	M_CB_FI	M_CB_EX_FI	M_CB_FR	M_CB_EX_FR
<i>Longitudinal (X)</i>	1.15	1.37	1.31	1.37	1.31
<i>Transversal (Y)</i>	1.35	1.5	1.41	1.5	1.41

Com a variação de frequência são obtidas diferentes distribuições de forças equivalentes em altura e os valores estão resumidos nas Tabelas 16 e 17.

Tabela 16 - Resumo da distribuição de forças (por metro) em altura na direção transversal (YZ) dos modelos desenvolvidos para o edifício em Lagos.

Piso	M_CB_FI	M_CB_FR	M_CB_EX_FR
<i>Piso 01</i>	15.06	17.20	15.75
<i>Piso 02</i>	30.12	34.41	31.49
<i>Piso 03</i>	45.18	51.61	47.24
<i>Piso 04</i>	60.24	68.81	62.99
<i>Piso 05</i>	75.30	86.01	78.74
<i>Piso 06</i>	90.36	103.22	94.48
<i>Piso 07</i>	105.42	120.42	110.23

Tabela 17 - Resumo da distribuição de forças (por metro) em altura na direção longitudinal (XZ) dos modelos desenvolvidos para o edifício em Lagos.

Piso	M_CB_FI	M_CB_FR	M_CB_EX_FR
<i>Piso 01</i>	28.93	37.61	32.79
<i>Piso 02</i>	57.87	75.22	65.57
<i>Piso 03</i>	86.80	112.84	98.36
<i>Piso 04</i>	115.73	150.45	131.14
<i>Piso 05</i>	144.67	188.06	163.93
<i>Piso 06</i>	173.60	225.67	196.72
<i>Piso 07</i>	202.53	263.28	229.50

Através desses resultados, em relação a esse parâmetro, foi possível concluir aspectos semelhantes ao edifício no Porto. Para o edifício em Lagos foi possível concluir que:

- Como era de se esperar, os modelos sem bielas (M_SB) são menos rígidos e por isso apresentam uma frequência menor em comparação com os outros modelos. Os modelos com bielas ao nó (M_CB_FI; M_CB_FR) apresentam as maiores frequências. Já os modelos com bielas excêntricas (M_CB_EX_FI; M_CB_EX_FR) apresentam um aumento de frequência menos significativo em relação ao modelo sem bielas (M_SB);
- O aumento de frequência nas duas direções (longitudinal e transversal) não é tão significativo porque neste caso de estudo (edifício em Lagos) a rigidez da estrutura é conferida,

principalmente, pelos dois núcleos rígidos. Isso é bem visível quando se analisa os resultados dos modelos com bielas excêntricas (M_CB_EX_FI; M_CB_EX_FR) na direção transversal (Y), onde o aumento de frequência é mínimo;

- Uma vez que as variações de frequência devido a inclusão de bielas não são tão significativas devido a presença de dois núcleos rígidos, as amplificações das forças laterais também não são tão agravantes. Porém, o resultado obtido foi semelhante ao edifício no Porto. Ou seja, como era de se esperar, em relação ao modelo sem bielas (M_SB) foi possível verificar que, quando há bielas dispostas nos nós viga-pilar, há um maior acréscimo de força e rigidez enquanto que quando há bielas excêntricas esse acréscimo é mais atenuado.

5.4.2. COEFICIENTE SÍSMICO (δ)

Para o edifício em Lagos, foi possível obter o coeficiente sísmico (δ) através das forças de corte por piso. Nas Figuras 67 e 68 são apresentados os gráficos que representam os rácios do coeficiente sísmico (δ), em altura, nas duas direções (X e Y) entre os modelos (M_SB; M_CB_FI; M_CB_EX_FI; M_CB_FR; M_CB_EX_FR).

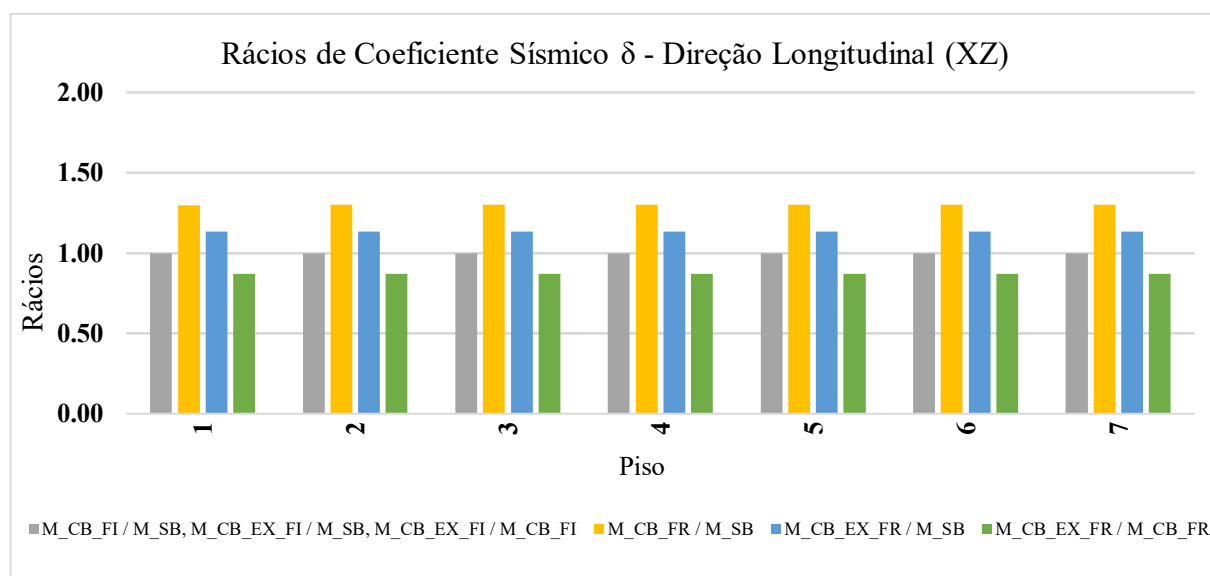


Fig. 67 - Rátios do coeficiente sísmico (δ) por piso entre os modelos (M_SB; M_CB_FI; M_CB_EX_FI; M_CB_FR; M_CB_EX_FR) na direção longitudinal (XZ) do edifício em Lagos.

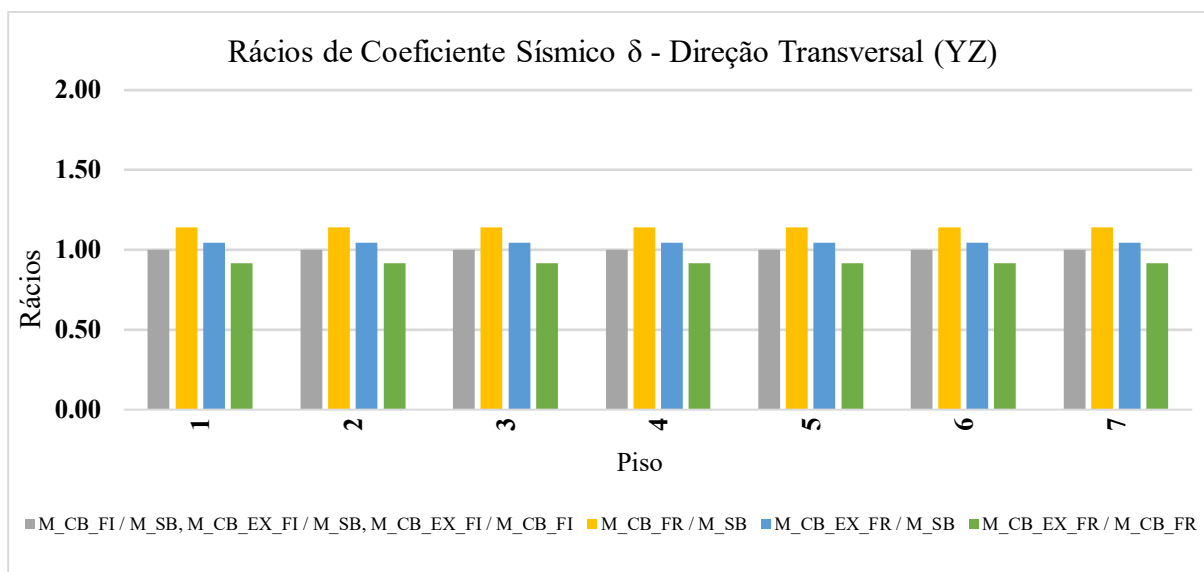


Fig. 68 - Rátios do coeficiente sísmico (δ) por piso entre os modelos (M_SB; M_CB_FI; M_CB_EX_FI; M_CB_FR; M_CB_EX_FR) na direção transversal (YZ) do edifício em Lagos.

Através desses resultados, em relação a esse parâmetro, foi possível concluir aspectos semelhantes ao edifício no Porto. Além disso, foi feita uma comparação entre todos os modelos, apesar dos modelos com forças iniciais (M_SB; M_CB_FI; M_CB_EX_FI) não apresentarem, entre si, uma variação na distribuição de forças. Sendo assim, para o edifício em Lagos, foi possível concluir que:

- O acréscimo de rigidez conferido pelos modelos com bielas é refletido também no coeficiente sísmico. Em comparação com o edifício localizado no Porto, neste cenário sísmico a variação de rigidez pelo acréscimo de bielas é mais atenuada, consequentemente, a amplificação de forças laterais entre modelos é menos significativa;
- Assim como no cenário sísmico do Porto, o modelo com bielas ao nó apresenta maior rigidez; portanto ao fazer a correção das forças laterais equivalentes, isso produz maiores forças de corte. Com maiores forças de corte, tem-se um maior coeficiente sísmico (δ). Por isso ao observarmos o rácio “M_CB_FR / M_SB” o gráfico salta e chega ao valor máximo, representando assim a diferença das forças de corte entre considerar o modelo sem bielas e considerar o modelo com bielas ao nó;
- Isso acontece de forma mais atenuada ao observarmos o rácio “M_CB_EX_FR / M_SB” devido ao mesmo motivo já descrito anteriormente. Isso é bem evidenciado quando observamos o rácio “M_CB_EX_FR / M_CB_FR”. Em que o valor é menor que 1.00 (para ambas as direções);
- Em geral, nos modelos com bielas com forças realistas (M_CB_FR; M_CB_EX_FR), a variação de coeficiente sísmico é mais significativa na direção longitudinal (X) tendo em vista que nesta direção estão dispostas mais bielas diagonais equivalentes.

5.4.3. “DRIFT” GLOBAL

Para o edifício em Lagos, foi possível obter o “drift” global através dos deslocamentos por piso. Nas Figuras 69 e 70 são apresentados os gráficos que representam os rácios do “drift” global em altura, nas duas direções (X e Y) entre os modelos (M_SB; M_CB_FI; M_CB_EX_FI; M_CB_FR; M_CB_EX_FR).

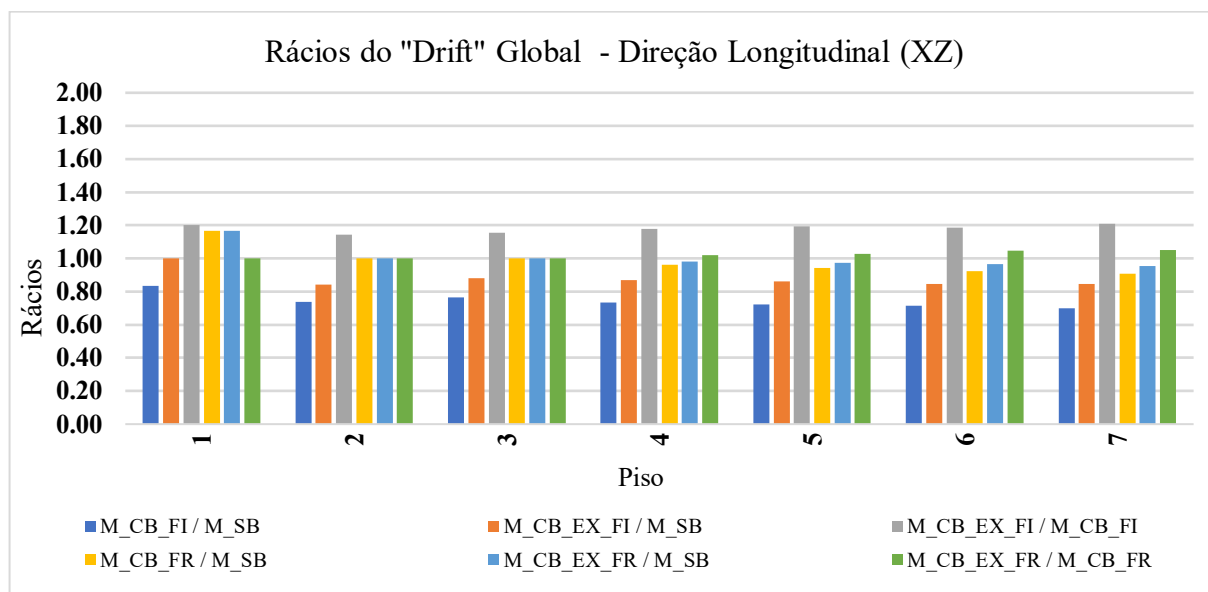


Fig. 69 - Rátios do "drift" global por piso entre os modelos (M_SB; M_CB_FI; M_CB_EX_FI; M_CB_FR; M_CB_EX_FR) na direção longitudinal (XZ) do edifício em Lagos.

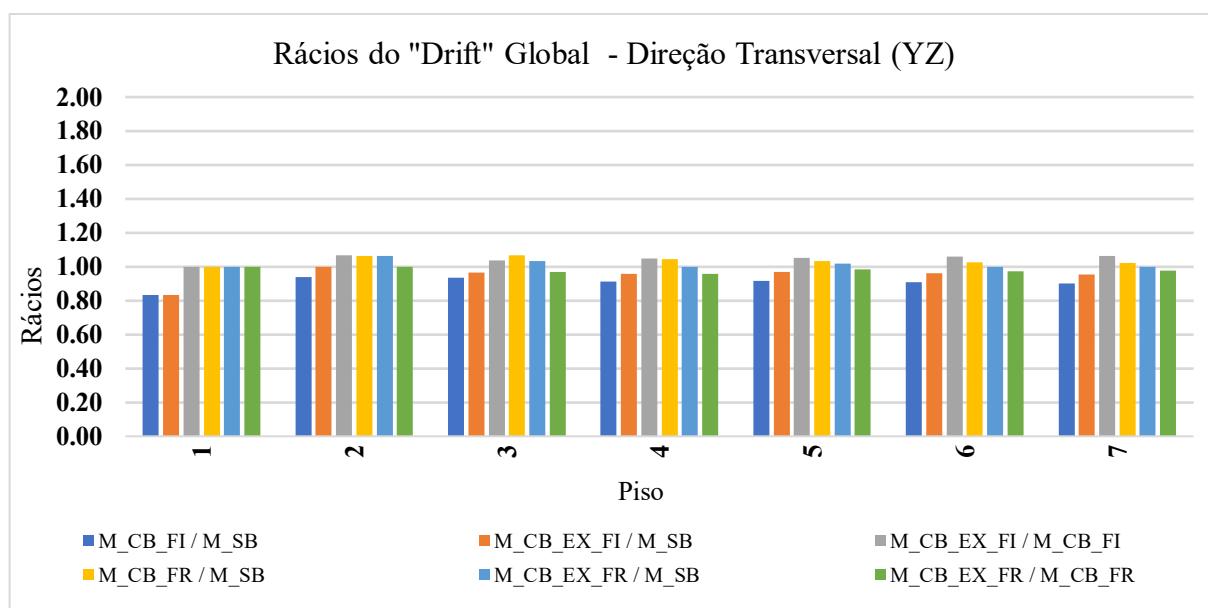


Fig. 70 - Rátios do "drift" global por piso entre os modelos (M_SB; M_CB_FI; M_CB_EX_FI; M_CB_FR; M_CB_EX_FR) na direção transversal (YZ) do edifício em Lagos.

Nesse sentido, tendo em vista as diferenças relativas a cada modelo, foi necessário analisar cada rácio. Em relação a esse parâmetro, foi possível concluir aspectos semelhantes ao edifício no Porto. Com base na interpretação dos resultados foi possível afirmar que:

- O acréscimo de rigidez conferido pelos modelos com bielas é refletido também no "drift" global. Em comparação com o edifício localizado no Porto, neste cenário sísmico a variação de rigidez

pelo acréscimo de bielas é mais atenuada, consequentemente, a variação de deslocamentos entre modelos é menos significativa;

- O modelo com bielas ao nó apresenta maior rigidez. Por isso, ao observar o rácio “ M_{CB_FI} / M_{SB} ” o gráfico chega aos valores mínimos, com rácio menor que 1.00 ao longo dos 7 pisos, representando assim a diferença dos deslocamentos entre considerar o modelo sem bielas e considerar o modelo com bielas ao nó. Isso acontece de forma mais atenuada ao observarmos o rácio “ $M_{CB_EX_FI} / M_{SB}$ ” devido às bielas, neste caso, atraírem corte para os pilares, o que torna o modelo mais flexível que os modelos com bielas ligadas ao nó viga-pilar. Isso é bem evidenciado quando observamos o rácio “ $M_{CB_EX_FI} / M_{CB_FI}$ ”, em que o valor é maior que 1.00 em todos os pisos e para ambas as direções;
- Ao considerar as bielas ao nó corrigindo as forças laterais equivalentes aplicadas (M_{CB_FR}), ou seja, ao amplificá-las conclui-se que a diferença de deslocamentos e consequentemente de “drift” é mais atenuada do que ao considerar as bielas ao nó com as forças iniciais (M_{CB_FI}). Isso pode ser visto através do rácio “ M_{CB_FR} / M_{SB} ”, em que o valor se apresenta como superior ao rácio “ M_{CB_FI} / M_{SB} ”. Como se pode ver na Figura 70, na direção transversal (YZ) o rácio “ M_{CB_FR} / M_{SB} ” apresenta-se com valor superior a 1.00 na maioria dos pisos, representando que nesta direção após a amplificação das forças (no modelo “ M_{CB_FR} ”), os deslocamentos são maiores do que no modelo “ M_{SB} ”. Isso é diferente na Figura 69, onde o rácio “ M_{CB_FR} / M_{SB} ” apresenta-se com valor menor que 1.00, representando que mesmo após a amplificação das forças existe ainda rigidez suficiente (na direção longitudinal) para garantir que o deslocamento no modelo “ M_{CB_FR} ” seja menor que no modelo “ M_{SB} ”;
- O mesmo acontece ao considerar as bielas excêntricas fazendo a correção das forças laterais equivalentes aplicadas ($M_{CB_EX_FR}$). Ou seja, a diferença de deslocamentos, e consequentemente de “drift”, é mais atenuada do que quando se considera as bielas excêntricas com as forças iniciais ($M_{CB_EX_FI}$) o que pode ser visto através do rácio “ $M_{CB_EX_FR} / M_{SB}$ ”, em que o valor se apresenta como superior ao rácio “ $M_{CB_EX_FI} / M_{SB}$ ”. Como se pode ver na Figura 69 e 70, o rácio “ $M_{CB_EX_FR} / M_{SB}$ ” apresenta-se com valor variável, por vezes maiores que 1.00 e por vezes menores que 1.00 representando que após a amplificação das forças (no modelo “ $M_{CB_EX_FR}$ ”) há uma diferença de comportamento devido a relação da rigidez com a força aplicada em altura. Ou seja, em alguns pisos os deslocamentos são compensados pela rigidez e em outros pisos não há essa compensação;
- Considerar bielas no nó viga-pilar garante mais rigidez, mas ao mesmo tempo gera mais forças de corte. Por isso no rácio “ $M_{CB_EX_FR} / M_{CB_FR}$ ” vemos uma diferença menor do que a obtida no rácio “ $M_{CB_EX_FI} / M_{CB_FI}$ ”. Ou seja, os valores são mais aproximados e próximos de 1.00.

5.4.4. “DRIFT” RELATIVO

Para o edifício em Lagos, foi possível obter o “drift” relativo através dos deslocamentos e das alturas relativas de cada piso. Nas Figuras 71 e 72 são apresentados os gráficos que representam os rácios do “drift” relativo em altura, nas duas direções (X e Y) entre os modelos (M_{SB} ; M_{CB_FI} ; $M_{CB_EX_FI}$; M_{CB_FR} ; $M_{CB_EX_FR}$).

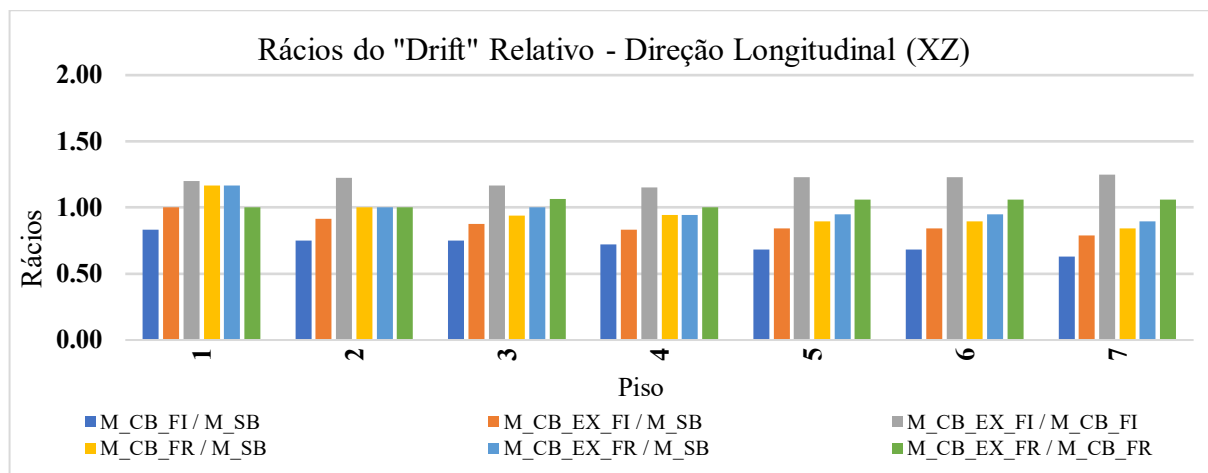


Fig. 71 - Rátios do “drift” relativo por piso entre os modelos (M_SB; M_CB_FI; M_CB_EX_FI; M_CB_FR; M_CB_EX_FR) na direção longitudinal (XZ) do edifício em Lagos.

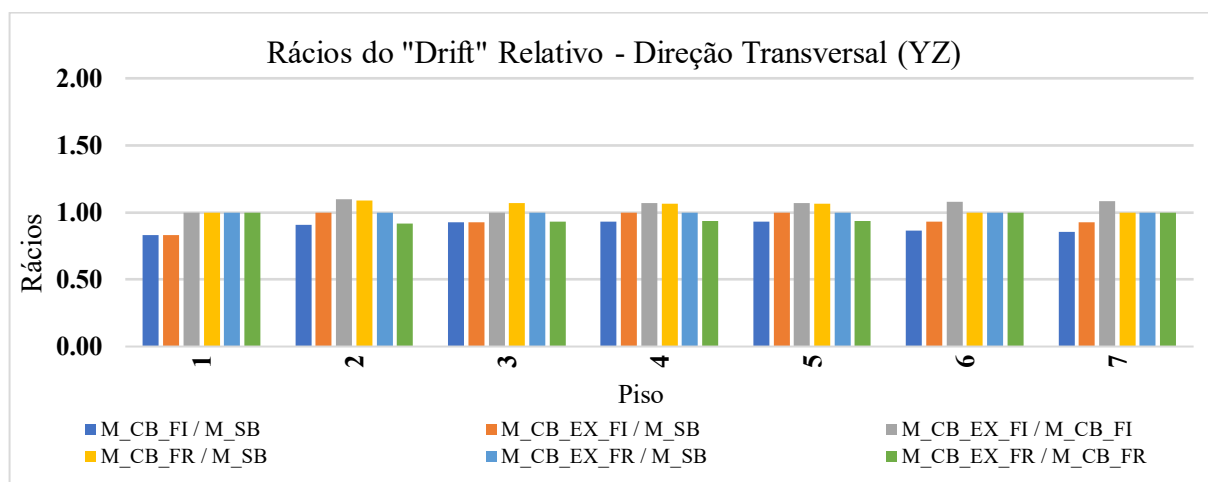


Fig. 72 - Rátios do “drift” relativo por piso entre os modelos (M_SB; M_CB_FI; M_CB_EX_FI; M_CB_FR; M_CB_EX_FR) na direção transversal (YZ) do edifício em Lagos.

A interpretação dos resultados pode ser feita, aproximadamente, da mesma forma que foi feita para o parâmetro de “drift” global; porém a diferença é que para o “drift” relativo as diferenças ao longo dos pisos são mais significativas. Com isso, em relação a esse parâmetro, foi possível concluir os seguintes aspectos:

- Ao observar o rácio “M_CB_FI / M_SB” ao longo dos pisos (1 ao 7), para ambas as direções (longitudinal e transversal) vê-se os menores valores. Isso era de se esperar tendo em vista que o modelo com bielas ao nó é o que confere menos deslocamentos e consequentemente um menor valor de “drift”;
- Ao observar o rácio “M_CB_EX_FI / M_SB” ao longo dos pisos (1 ao 7), para ambas as direções (longitudinal e transversal) nota-se em geral valores menores que 1.00. Porém, o rácio é maior que o obtido quando fazemos a comparação de “M_CB_FI / M_SB”. Isso acontece pois o modelo com bielas excêntricas confere um acréscimo de rigidez mais atenuado do que o modelo com bielas ao nó, o que se torna ainda mais claro ao observar o rácio “M_CB_EX_FI /

M_CB_FI”, em que o valor salta e apresenta, em muitos casos, um rácio maior que 1.00. Na Figura 71 isso é evidente, uma vez que na direção longitudinal há maior quantidade de bielas e, portanto, mais influência desses elementos;

- Ao considerar as bielas ao nó corrigindo as forças laterais equivalentes aplicadas (M_CB_FR), conclui-se que a diferença de deslocamentos, e consequentemente de “drift”, é mais atenuada do que ao considerar as bielas ao nó com as forças iniciais (M_CB_FI) isso pode ser visto através do rácio “M_CB_FR / M_SB”, em que o valor se apresenta como superior ao rácio “M_CB_FI / M_SB”. O mesmo acontece ao comparar os modelos com bielas excêntricas (M_CB_EX_FI; M_CB_EX_FR);
- Conforme a Figura 71, o rácio “M_CB_EX_FR / M_CB_FR” na direção longitudinal (XZ), é na maioria dos pisos maior que 1.00, evidenciando que os deslocamentos são maiores ao considerar a excentricidade nesta direção. Ou seja, mesmo que as forças aplicadas no modelo “M_CB_FR” sejam maiores que as aplicadas no modelo “M_CB_EX_FR”, isto não faz com que haja mais deslocamentos no modelo “M_CB_FR”. Isso acontece devido a grande quantidade de bielas nesta direção, que quando aplicadas no nó viga-pilar apresentam um acréscimo de rigidez muito maior do que quando são aplicadas com excentricidade;
- Conforme a Figura 72, o rácio “M_CB_EX_FR / M_CB_EX_FR” na direção transversal (YZ), é, na maioria dos pisos, menor que 1.00, representando que os deslocamentos são menores ao considerar a excentricidade nesta direção. Ou seja, mesmo que a rigidez proporcionada pelo modelo “M_CB_FR” seja maior que a rigidez do modelo “M_CB_EX_FR” isto não faz com que haja mais deslocamentos no modelo “M_CB_EX_FR”. Isso acontece devido a pequena quantidade de bielas nesta direção, que acaba por não compensar o acréscimo de força com o acréscimo de rigidez.

5.4.5. ARMADURAS

Tendo em vista que foram acrescentadas bielas apenas nos pilares exteriores, foram esses elementos que foram analisados por pórtico (PT1; PT2; PT3; PT4). Foi feita uma análise relativamente a área e a taxa de armadura (longitudinal e transversal) necessária por pilar. Na Figura 73 é apresentado mais claramente a numeração dos pilares e a designação dos pórticos.

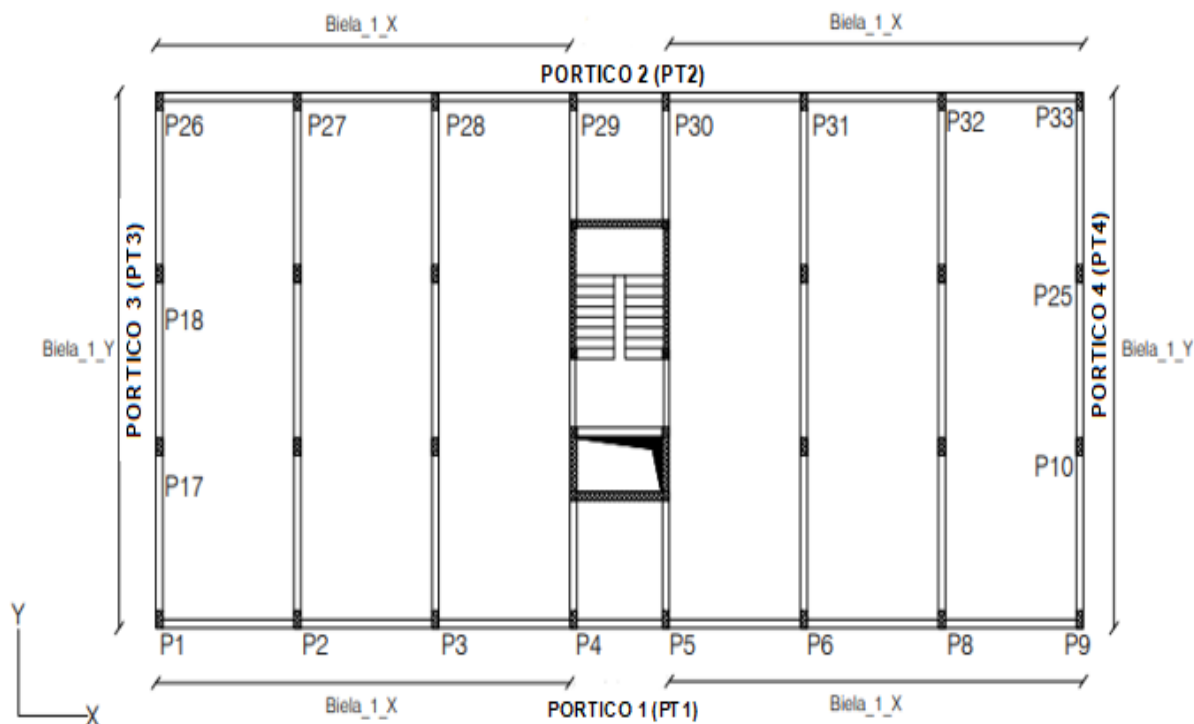
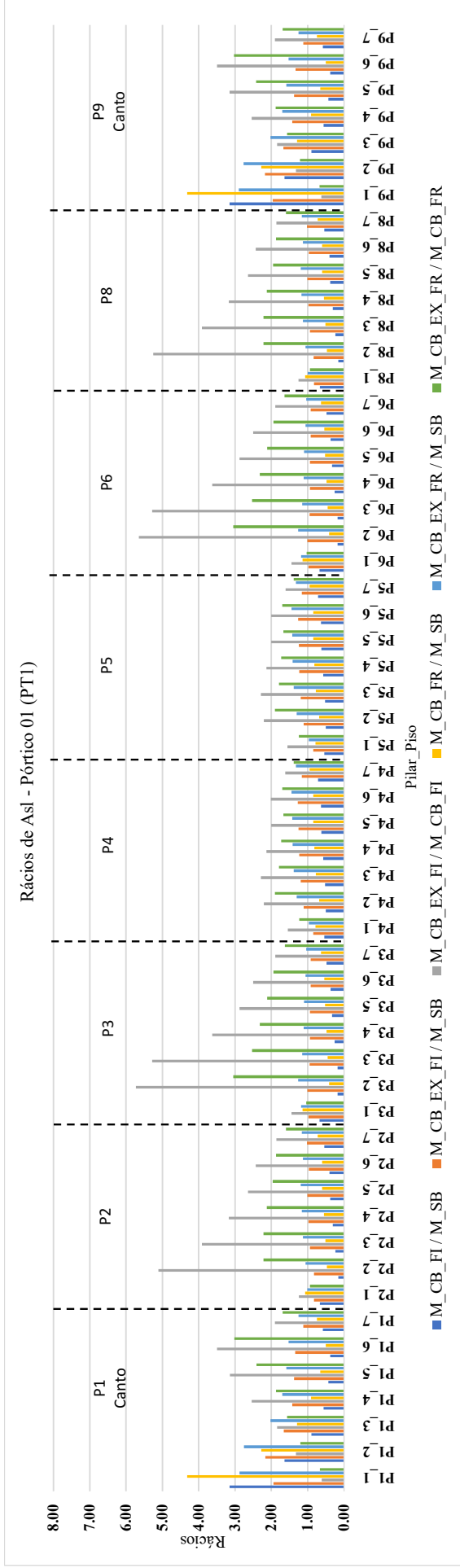
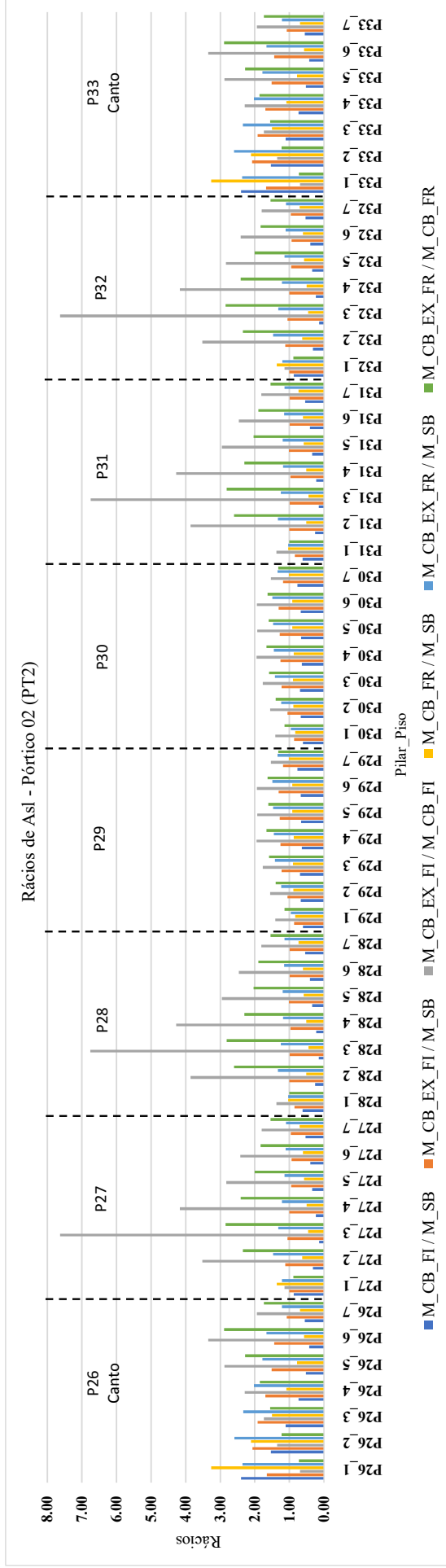


Fig. 73 - Apresentação dos pilares estudados de acordo com os pórticos (PT1; PT2; PT3; PT4) para o edifício em Lagos.

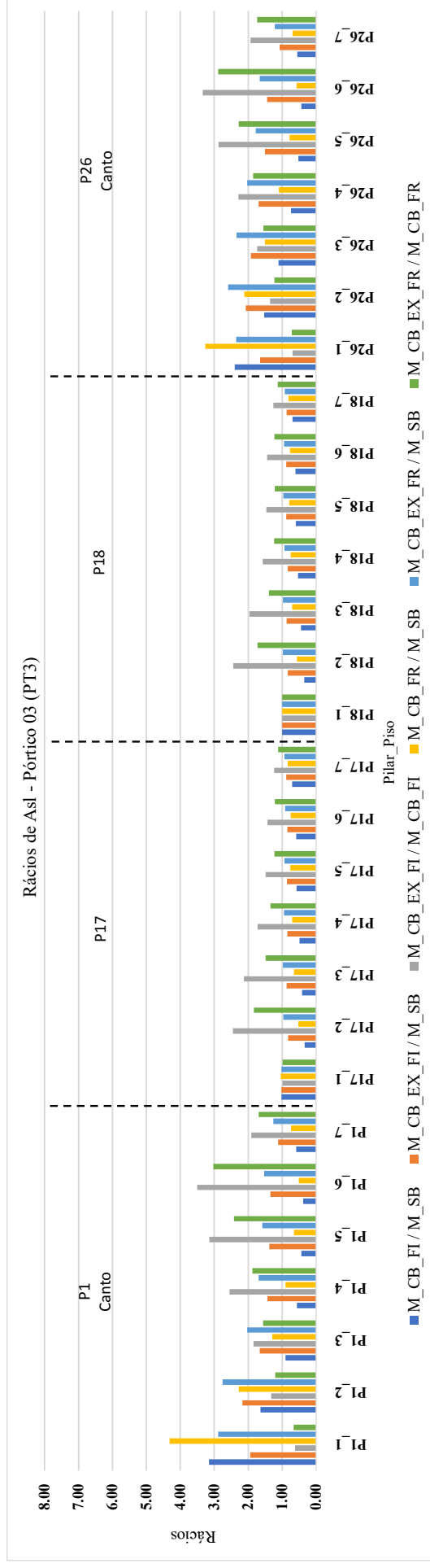
Com os elementos exteriores devidamente apresentados, seguiu-se para os gráficos que representam as armaduras por piso. Considerando as variações específicas para cada direção, tornou-se essencial analisar individualmente os rácios por pórtico. Os rácios não foram feitos para as taxas de armadura (ρ) dado que os valores seriam idênticos aos rácios de área de armadura (A_{sl} – longitudinal, A_{sw} - Transversal).



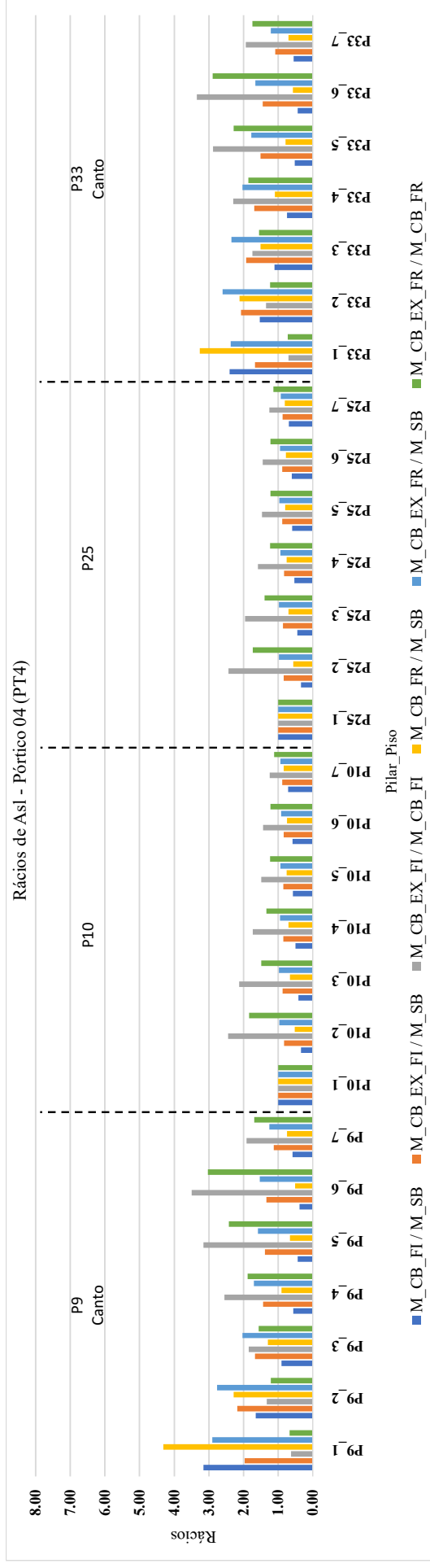
a) Rátios de área de armadura longitudinal (Asl) entre os modelos (M_SB; M_CB_EX_FR; M_CB_FR; M_CB_EX_FI; M_CB_FI; M_CB_EX_FR; M_CB_FR) para os pilares (P1; P2; P3; P4; P5; P6; P8; P9) ao longo dos pisos e que estão contidos no pórtico PT1 do edifício localizado em Lagos.



b) Rátios de área de armadura longitudinal (Asl) entre os modelos (M_SB; M_CB_EX_FI; M_CB_FI; M_CB_EX_FR; M_CB_FR; M_CB_EX_FR; M_CB_FR) para os pilares (P26; P27; P28; P29; P30; P31; P32; P33) ao longo dos pisos e que estão contidos no pórtico PT2 do edifício localizado em Lagos.

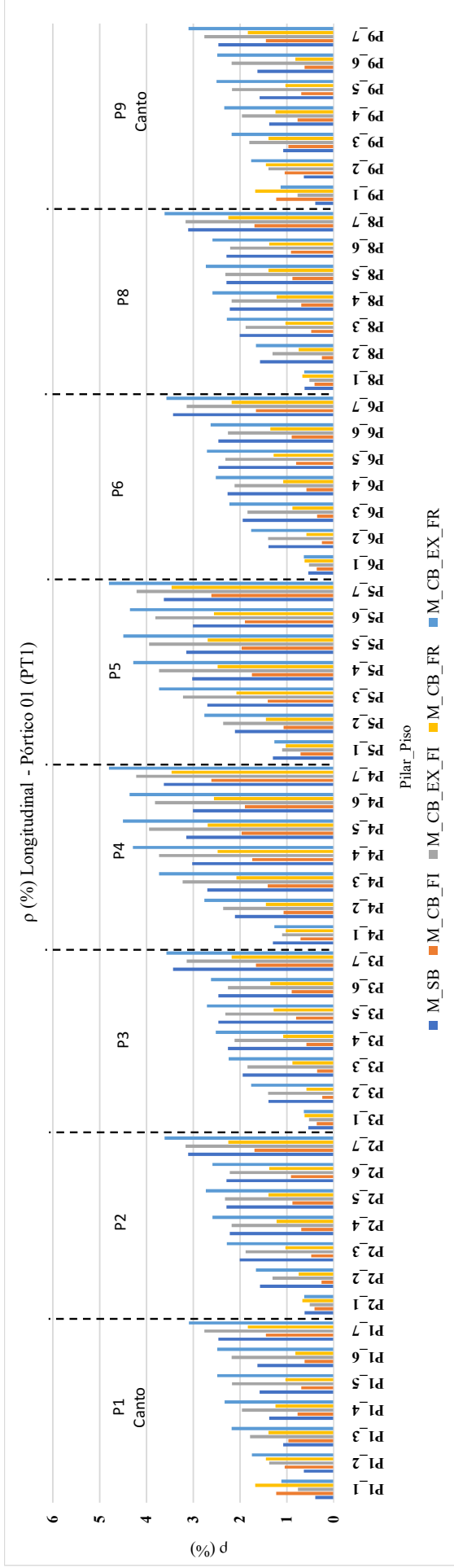


c) Rátios de área de armadura longitudinal (Asl) entre os modelos (M_SB; M_CB_FI; M_CB_EX_FI; M_CB_FR; M_CB_EX_FR) para os pilares (P1; P17; P18; P26) ao longo dos pisos e que estão contidos no pórtico PT3 do edifício localizado em Lagos.

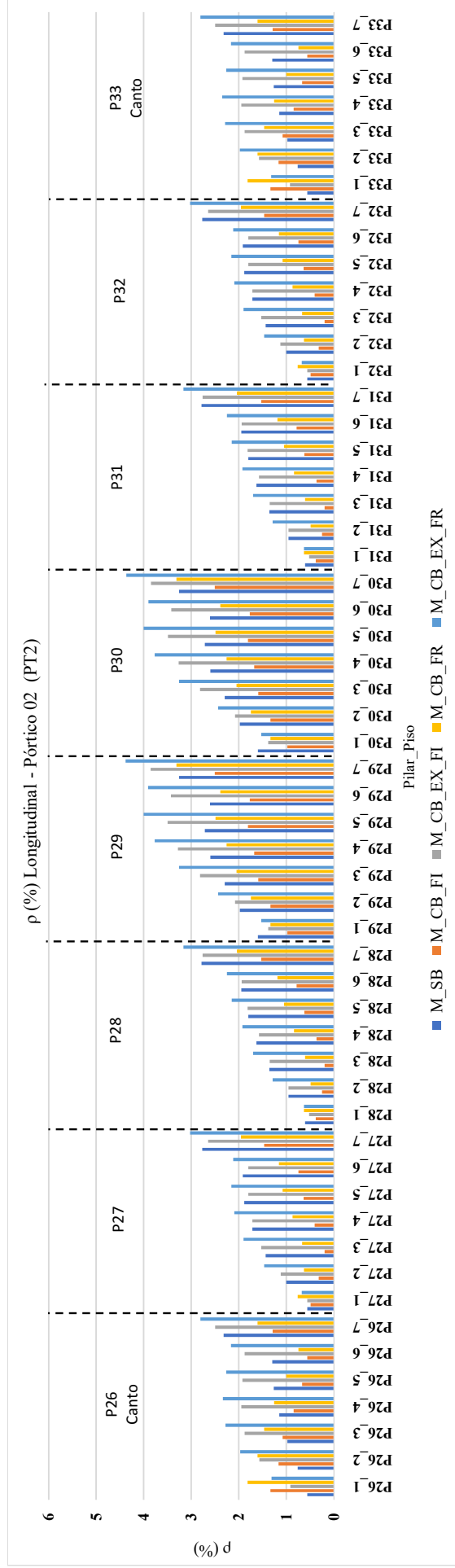


d) Rátios de área de armadura longitudinal (Asl) entre os modelos (M_SB; M_CB_FI; M_CB_EX_FI; M_CB_FR; M_CB_EX_FR) para os pilares (P9; P10; P25; P33) ao longo dos pisos e que estão contidos no pórtico PT4 do edifício localizado em Lagos.

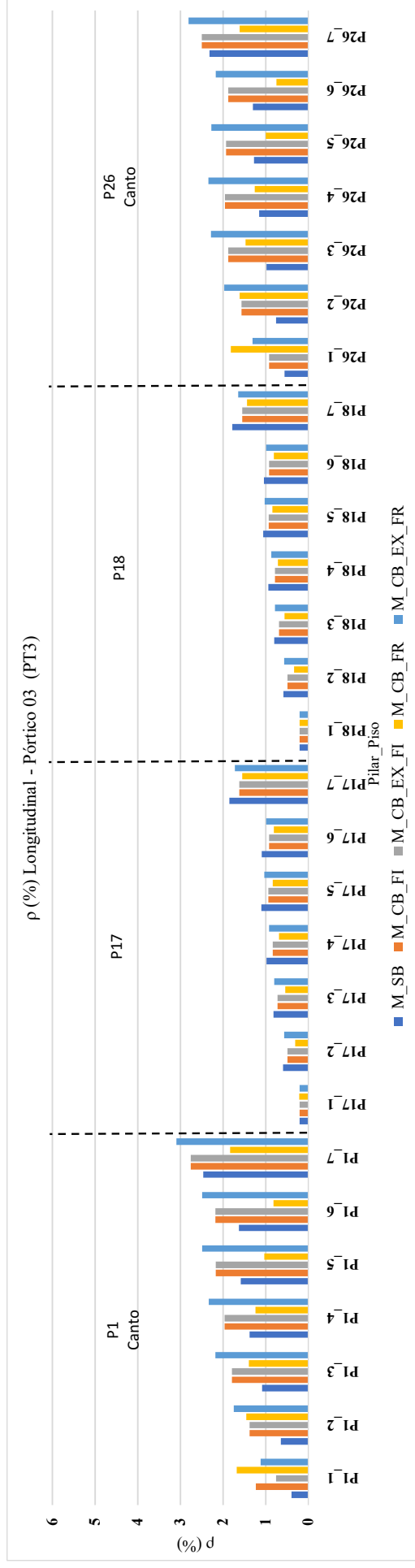
Fig. 74 - Rátios de área de armadura longitudinal (Asl) entre os modelos (M_SB; M_CB_FI; M_CB_EX_FI; M_CB_FR; M_CB_EX_FR) para os pilares exteriores ao longo dos pisos e que estão contidos nos pórticos (PT1; PT2; PT3; PT4) do edifício localizado em Lagos.



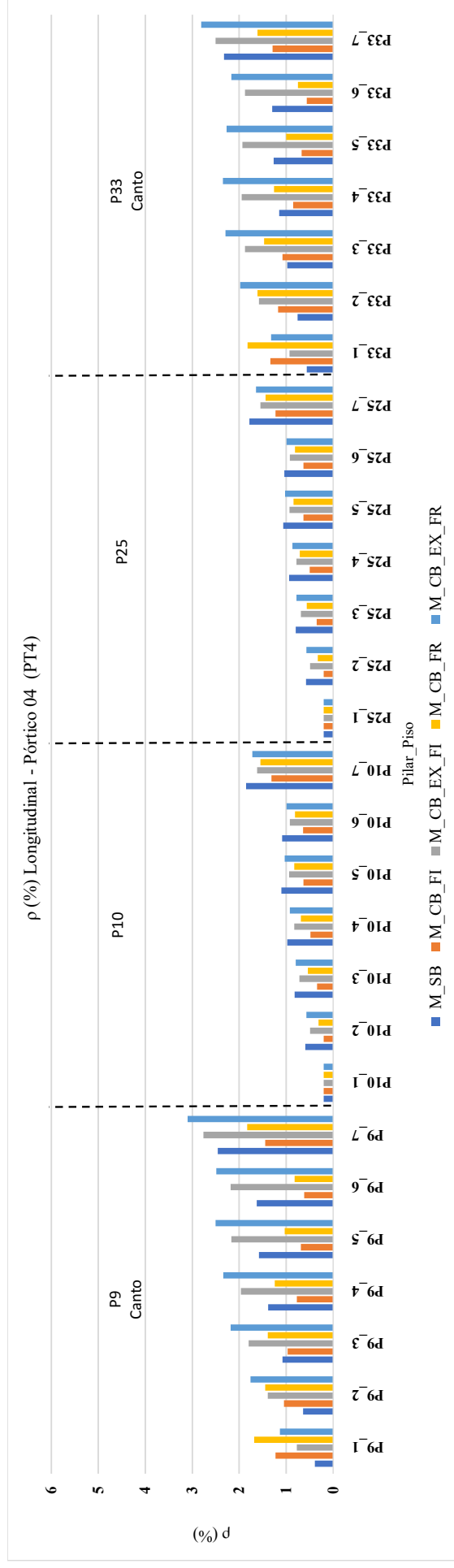
a) Taxa de armadura longitudinal (ρ) obtida dos modelos (M_SB; M_CB_FI; M_CB_EX_FI; M_CB_FR; M_CB_EX_FR) para os pilares (P1; P2; P3; P4; P5; P6; P7; P8; P9) ao longo dos pisos e que estão contidos no pórtico PT1 do edifício localizado em Lagos.



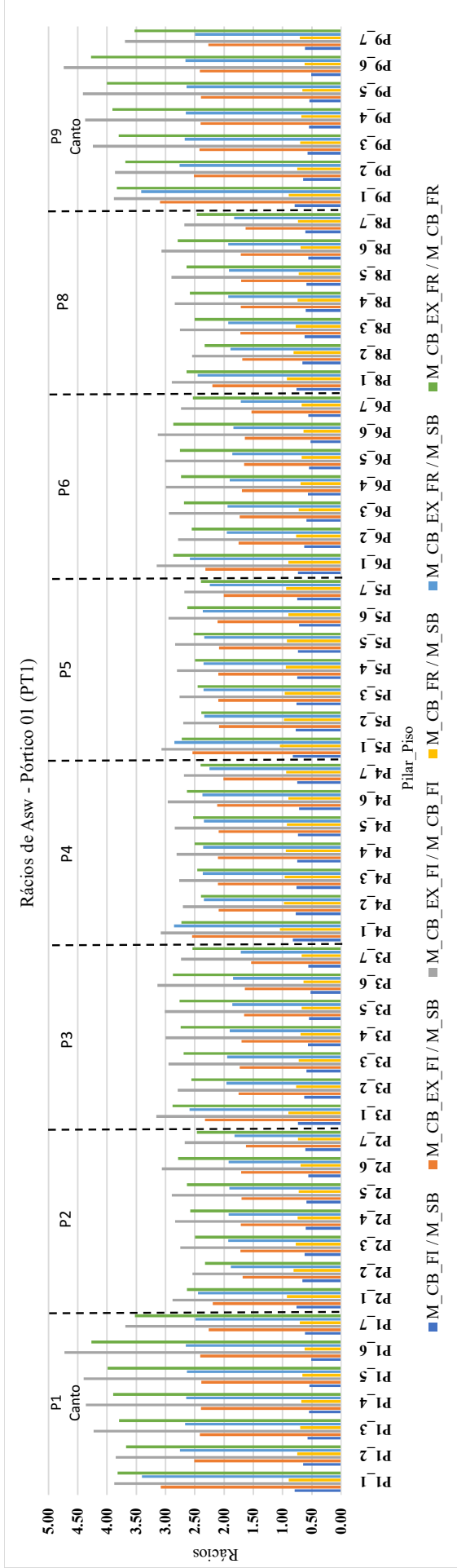
b) Taxa de armadura longitudinal (ρ) obtida dos modelos (M_SB; M_CB_FI; M_CB_EX_FI; M_CB_FR; M_CB_EX_FR) para os pilares (P26; P27; P28; P29; P30; P31; P32; P33) ao longo dos pisos e que estão contidos no pórtico PT2 do edifício localizado em Lagos.



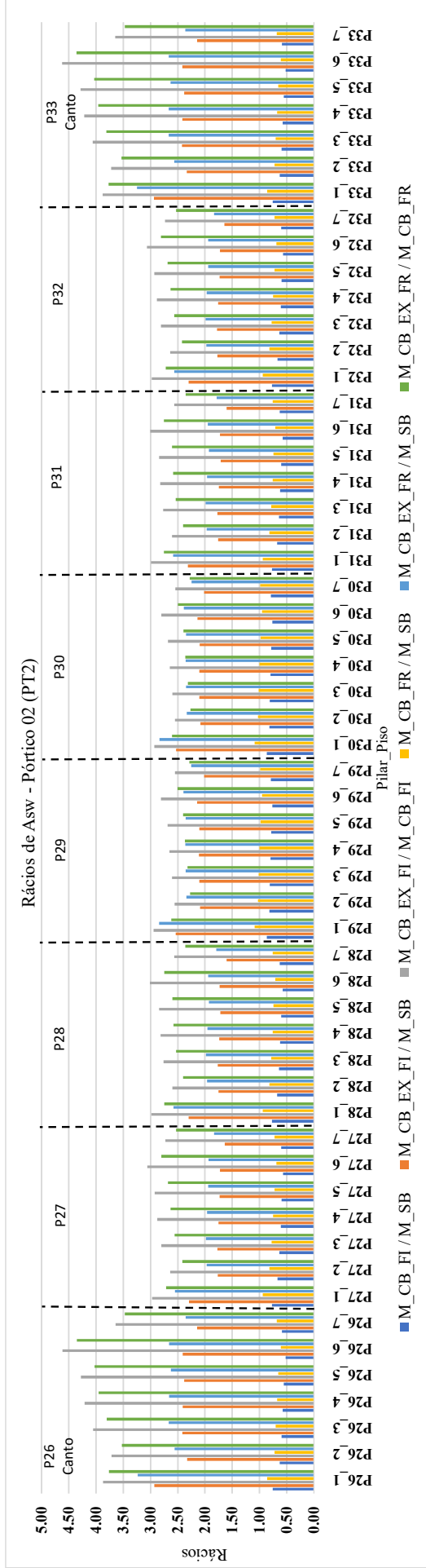
c) Taxa de armadura longitudinal (ρ) obtida dos modelos (M_SB; M_CB_FI; M_CB_EX_FI; M_CB_FR; M_CB_EX_FR) para os pilares (P1; P17; P18; P26) ao longo dos pisos e que estão contidos no pórtico PT3 do edifício localizado em Lagos.



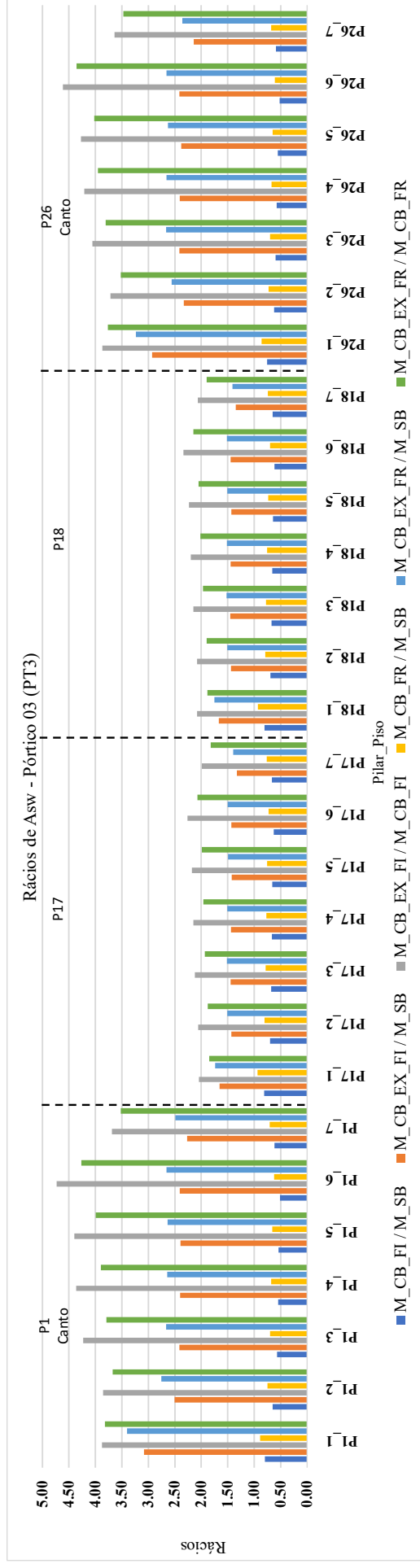
d) Taxa de armadura longitudinal (ρ) obtida dos modelos (M_SB; M_CB_FI; M_CB_EX_FI; M_CB_FR; M_CB_EX_FR) para os pilares (P9; P10; P25; P33) ao longo dos pisos e que estão contidos no pórtico PT4 do edifício localizado em Lagos.
Fig. 75 - Taxa de armadura longitudinal (ρ) obtida dos modelos (M_SB; M_CB_FI; M_CB_EX_FI; M_CB_FR; M_CB_EX_FR) para os pilares exteriores ao longo dos pisos e que estão contidos nos pórticos (PT1; PT2; PT3; PT4) do edifício localizado em Lagos.



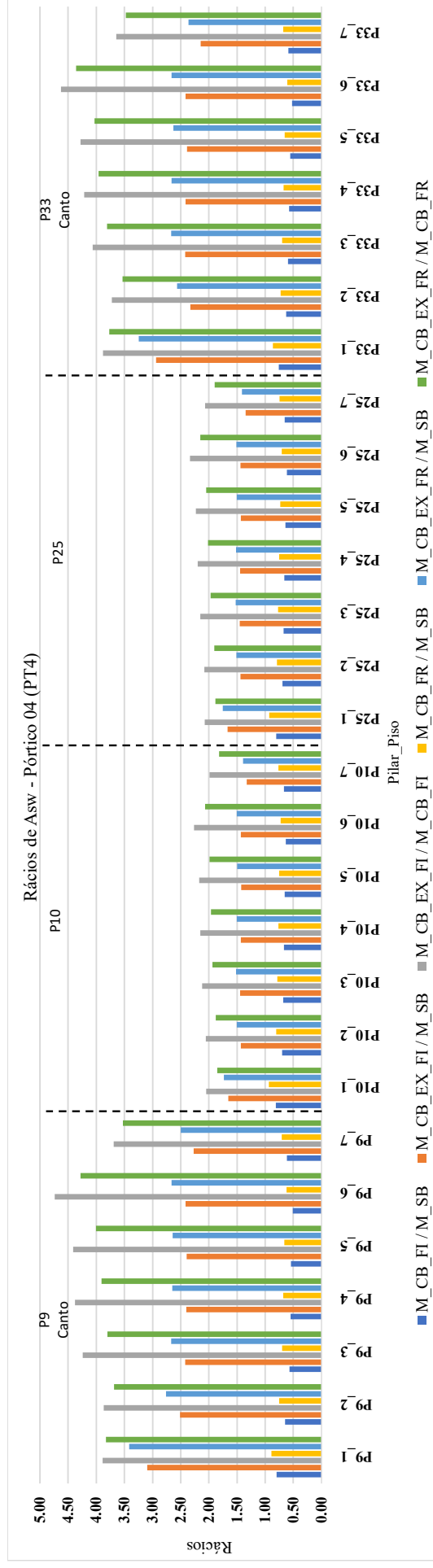
a) Rátios de área de armadura transversal (Asw) entre os modelos (M_SB; M_CB_FI; M_CB_EX_FI; M_CB_EX_FR) para os pilares (P1; P2; P3; P4; P5; P6; P8; P9) ao longo dos pisos e que estão contidos no pórtico PT1 do edifício localizado em Lagos.



b) Rátios de área de armadura transversal (Asw) entre os modelos (M_SB; M_CB_FI; M_CB_EX_FI; M_CB_EX_FR) para os pilares (P26; P27; P28; P29; P30; P31; P32; P33) ao longo dos pisos e que estão contidos no pórtico PT2 do edifício localizado em Lagos.

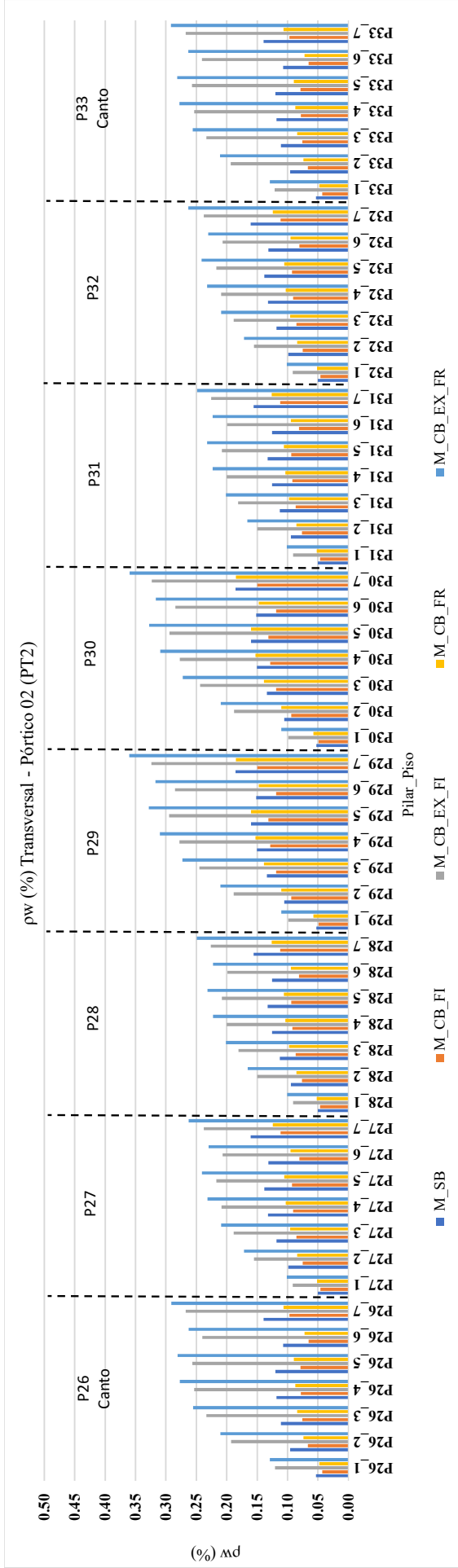
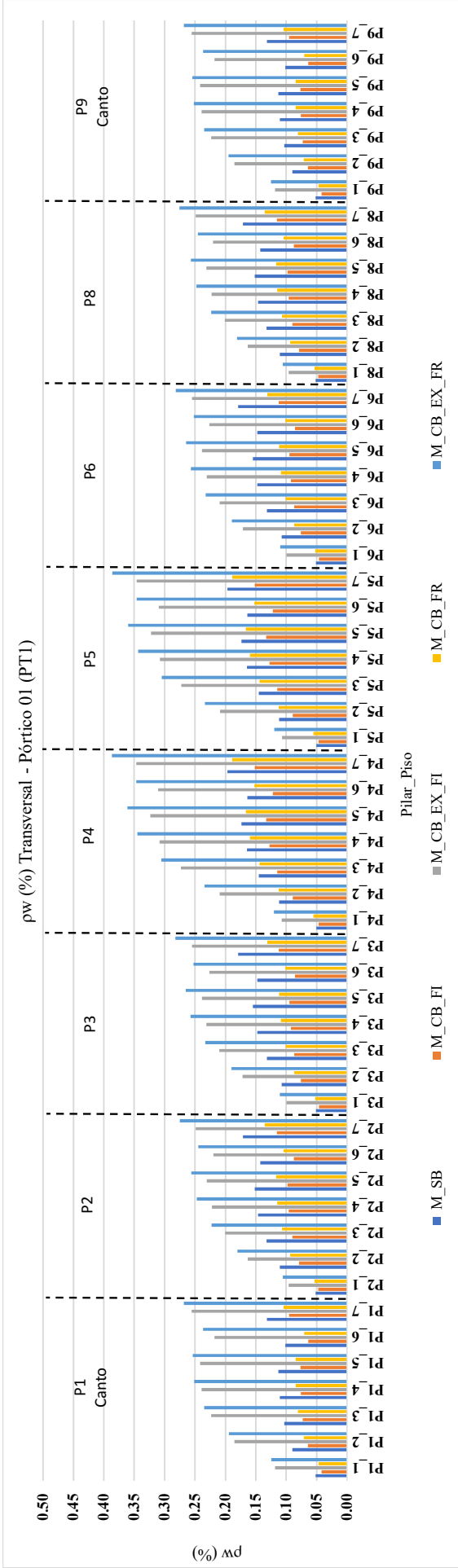


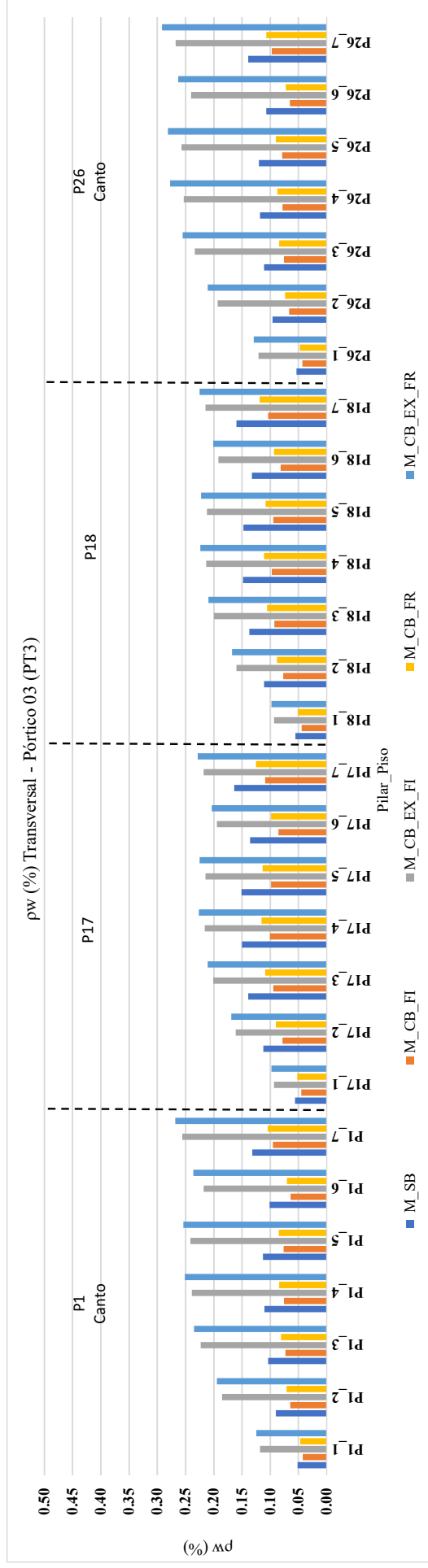
c) Rátios de área de armadura transversal (Asw) entre os modelos (M_SB; M_CB_FI; M_CB_EX_FI; M_CB_FR; M_CB_EX_FR) para os pilares (P1; P17; P18; P26) ao longo dos pisos e que estão contidos no pórtico PT3 do edifício localizado em Lagos.



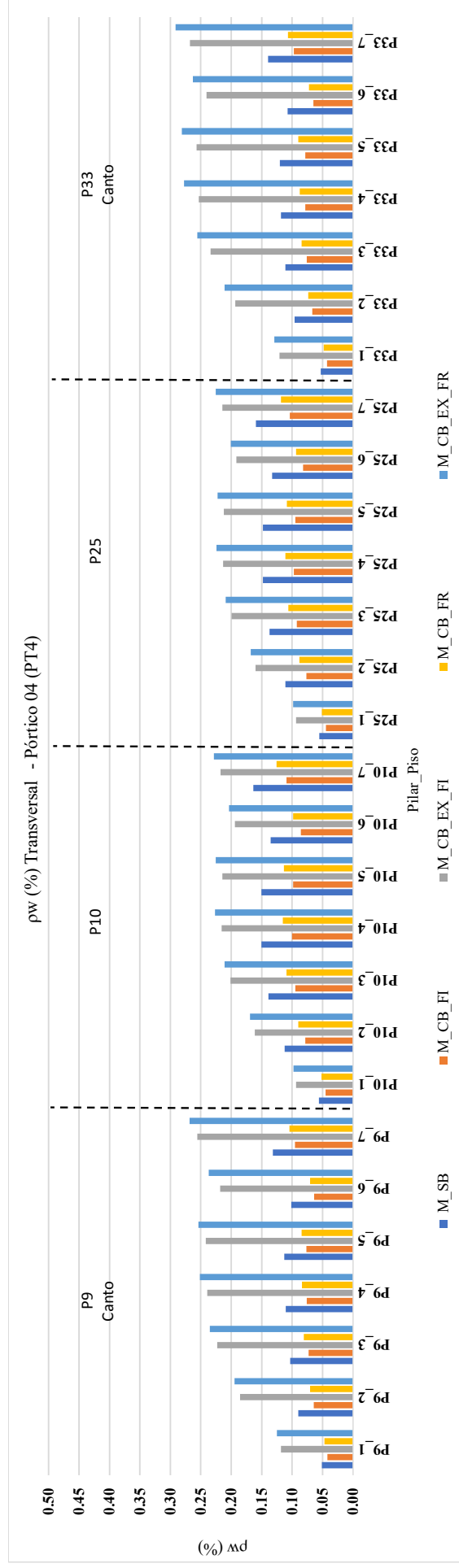
d) Rátios de área de armadura transversal (Asw) entre os modelos (M_SB; M_CB_FI; M_CB_EX_FI; M_CB_FR; M_CB_EX_FR) para os pilares (P9; P10; P25; P33) ao longo dos pisos e que estão contidos no pórtico PT4 do edifício localizado em Lagos.

Fig. 76 - Rátios de área de armadura transversal (Asw) entre os modelos (M_SB; M_CB_FI; M_CB_EX_FI; M_CB_FR; M_CB_EX_FR) para os pilares exteriores ao longo dos pisos e que estão contidos nos pórticos (PT1; PT2; PT3; PT4) do edifício localizado em Lagos.





c) Taxa de armadura transversal (ρ) obtida dos modelos (M_SB; M_CB_FI; M_CB_EX_FI; M_CB_FR; M_CB_EX_FR) para os pilares (P1; P17; P18; P26) ao longo dos pisos e que estão contidos no pórtico PT3 do edifício localizado em Lagos.



d) Taxa de armadura transversal (ρ) obtida dos modelos (M_SB; M_CB_FI; M_CB_EX_FI; M_CB_FR; M_CB_EX_FR) para os pilares (P9; P10; P25; P33) ao longo dos pisos e que estão contidos no pórtico PT4 do edifício localizado em Lagos.
Fig. 77 - Taxa de armadura transversal (ρ) obtida dos modelos (M_SB; M_CB_FI; M_CB_EX_FI; M_CB_FR; M_CB_EX_FR) para os pilares exteriores ao longo dos pisos e contidos nos pórticos (PT1; PT2; PT3; PT4) do edifício localizado em Lagos.

5.4.5.1. Comentários às variações de Armadura Longitudinal

Nesta localidade (Lagos) os pilares estão sujeitos a grandes esforços quando se compara com o edifício localizado no Porto. Portanto, de maneira geral, analisando os gráficos de armadura longitudinal (Figuras 74 e 75), vê-se uma variação significativa desse parâmetro ao considerar os diferentes tipos de modelo (M_SB; M_CB_FI; M_CB_EX_FI; M_CB_FR; M_CB_EX_FR). Isso foi visto ao longo dos 7 pisos da edificação, diferentemente dos resultados obtidos no edifício localizado no Porto.

Levando isso em conta, com base nos gráficos foi possível concluir os seguintes aspectos:

- Ao observar o rácio “M_CB_FI / M_SB”, o resultado foi expectável e apresentou-se na maioria dos pilares com um valor inferior a 1.00. Isso representa que, de maneira geral, a área de armadura nos pilares é menor no modelo “M_CB_FI” em comparação com o modelo “M_SB”, que se deve ao facto de que dispor as bielas ligadas no nó viga-pilar os esforços de corte são contrariados efetivamente e pelo facto de que as bielas passam a absorver parte dos esforços de compressão que seriam dos pilares;
- Em alguns pilares (P1_1; P1_2; P9_1; P9_2; P26_1; P26_2; P33_1; P33_2) o rácio “M_CB_FI / M_SB” apresentou um valor superior a 1.00. Ao observar o posicionamento dos pilares na Figura 73 esse comportamento fica claro, uma vez que são pilares de canto. Ou seja, esses pilares apresentam bielas ligadas nas duas direções e como o acréscimo de bielas tende a atrair esforços, é por isso que isso surge apenas nos primeiros pisos. Isso pode ser explicado pelo facto de que no modelo sem bielas (M_SB) o comportamento em conjunto (pórtico-núcleo) faz com que grande parte das forças sejam encaminhadas para os núcleos nos primeiros pisos enquanto que com o acréscimo de bielas há uma nova rigidez e, com isso, a distribuição de forças na estrutura muda;
- Ao observar o rácio “M_CB_EX_FI / M_SB” verifica-se que o resultado foi variável por apresentar em alguns pilares um valor inferior a 1.00 e em outros pilares um valor superior a 1.00. Neste caso, há mais pilares com valores superiores a 1.00 do que no rácio “M_CB_FI / M_SB” isso se deve pela forma diferente de dispor bielas;
- O rácio “M_CB_EX_FI / M_SB” apresenta valores maiores nos pilares (P1_1; P1_2; P9_1; P9_2; P26_1; P26_2; P33_1; P33_2) só que o valor é menor do que o obtido no rácio “M_CB_FI / M_SB”, devido a menor rigidez acrescida naquele modelo. Para a maioria dos outros pilares o rácio “M_CB_EX_FI / M_SB” é maior que o rácio “M_CB_FI / M_SB” pois as bielas excêntricas, de maneira geral, aumentam os esforços de corte nos pilares onde estão incluídas. Isso explica também por que que no modelo “M_CB_EX_FI”, em muitos elementos, há maior necessidade de armadura longitudinal do que no modelo sem bielas “M_SB”;
- Ao observar o rácio “M_CB_EX_FI / M_CB_FI” fica clara a diferença da necessidade de armadura longitudinal face à forma de disposição das bielas. Na Figura 74, vê-se que para muitos pilares o valor salta. De maneira geral, isso evidencia que considerar bielas ligadas no nó viga-pilar reduz significativamente a área de armadura longitudinal necessária (Asl);
- Ao observar o rácio “M_CB_FR / M_SB” vê-se que na maioria dos pilares o valor obtido foi inferior a 1.00, evidenciando que mesmo após a amplificação das forças laterais o sistema continua possuindo rigidez suficiente para garantir que a armadura longitudinal necessária seja menor do que no modelo sem bielas (M_SB). Nos pilares de canto (como por exemplo os pilares: P1_1; P1_2; P9_1; P9_2; P26_1; P26_2; P33_1; P33_2) há o mesmo comportamento analisado no rácio “M_CB_FI / M_SB”, com a diferença de que, com as forças realistas, o rácio torna-se ainda maior, devido a amplificação das forças;
- Ao observar o rácio “M_CB_EX_FR / M_SB” verifica-se que na maioria dos pilares o valor obtido foi maior 1.00. Ou seja, o resultado não é variável como nos valores obtidos para o rácio

“ $M_{CB_EX_FI} / M_{SB}$ ”, o que evidencia a sensibilidade do modelo face a amplificação das forças laterais. Nos pilares de canto (como por exemplo os pilares: P1_1; P1_2; P9_1; P9_2; P26_1; P26_2; P33_1; P33_2) há o mesmo comportamento analisado no rácio “ $M_{CB_EX_FI} / M_{SB}$ ”, com a diferença de que, com as forças realistas, o rácio torna-se ainda maior, devido a amplificação das forças;

- Ao observar o rácio “ $M_{CB_EX_FR} / M_{CB_FR}$ ”, em comparação com o rácio “ $M_{CB_EX_FI} / M_{CB_FI}$ ”, vê-se que as diferenças na forma de dispor as bielas são menos agravantes, uma vez que o modelo com mais rigidez (M_{CB_FR}) apresenta, ao mesmo tempo, maiores forças laterais. As conclusões anteriores podem ser vistas também na Figura 75 onde são apresentados os gráficos de taxa de armadura longitudinal (ρ).

5.4.5.2. Comentários às variações de Armadura Transversal

De maneira geral, analisando os gráficos de armadura transversal (Figuras 76 e 77), vê-se uma variação significativa desse parâmetro ao considerar os diferentes tipos de modelo (M_{SB} ; M_{CB_FI} ; $M_{CB_EX_FI}$; M_{CB_FR} ; $M_{CB_EX_FR}$). Isso foi visto ao longo dos 7 pisos da edificação, assim como os resultados obtidos para as armaduras longitudinais.

Levando isso em conta, com base nos gráficos (Figuras 76 e 77) foi possível concluir os seguintes aspectos:

- Como era de se esperar, ao observar os rácios de área de armadura transversal (A_{sw}), contidos na Figura 76, vê-se que o rácio “ M_{CB_FI} / M_{SB} ” apresenta em todos os pilares o menor valor. Sendo este valor menor que 1.00, fica claro que a armadura transversal necessária nos pilares é menor no modelo “ M_{CB_FI} ” (com bielas e forças iniciais) em comparação com o modelo “ M_{SB} ” (sem bielas). Porém, diferentemente do edifício no Porto, todos os valores neste caso são maiores que 0.50;
- Como era de se esperar, ao observar os rácios de área de armadura transversal (A_{sw}), contidos na Figura 76, vê-se que o rácio “ $M_{CB_EX_FI} / M_{SB}$ ” apresenta-se em todos os pilares com um valor maior que 1.00, diferentemente do edifício no Porto, onde alguns pilares ainda apresentavam um rácio menor que 1.00. A diferença dos resultados de área de armadura transversal (A_{sw}), que acontece de acordo com a forma com que as bielas estão dispostas, é clara quando se observa o rácio “ $M_{CB_EX_FI} / M_{CB_FI}$ ” que, para todos os casos, tem um valor muito superior a 1.00. Em alguns pilares este rácio apresenta um valor superior a 4.00, comprovando assim, que a área de armadura transversal (A_{sw}) é muito maior quando se considera bielas excêntricas do que quando se considera bielas ligadas diretamente ao nó viga-pilar, visto que as bielas excêntricas provocam um aumento de armadura transversal nos pilares, enquanto que as bielas ligadas diretamente ao nó viga-pilar provocam uma redução da armadura transversal. Vale ressaltar que em Lagos esse rácio chega a ser superior ao edifício no Porto devido às diferenças da ação sísmica;
- Como era de se esperar, com a amplificação das forças, os rácios “ M_{CB_FR} / M_{SB} ” de área de armadura transversal (A_{sw}), contidos na Figura 76, são maiores que o rácio “ M_{CB_FI} / M_{SB} ”, e, diferentemente do edifício no Porto, o edifício em Lagos apresenta esse valor de rácio superior a 1.00 para alguns pilares. Isto evidencia que, para o edifício em Lagos, após a amplificação das forças laterais aplicadas, houve aumento de armadura transversal necessária em alguns pilares mesmo no modelo com bielas ligadas ao nó viga-pilar, Tornando ainda mais claro a diferença de comportamento face a intensidade sísmica;

- Como era de se esperar, com a amplificação das forças, o rácio “M_CB_EX_FR / M_SB” de área de armadura transversal (Asw) obtido é maior que o rácio “M_CB_EX_FI / M_SB”. Porém, diferentemente do edifício no Porto, para o edifício em Lagos pode-se dizer que o valor não foi muito superior ao obtido no rácio com as forças iniciais. Isso acontece porque neste edifício a maior parcela de rigidez está concentrada nos dois núcleos rígidos;
- Os rácios “M_CB_EX_FR / M_CB_FR” de área de armadura transversal (Asw), contidos na Figura 76, apresentam um valor superior a 1.00, e comprovam, também, que a área de armadura transversal (Asw) é muito maior quando se considera bielas excêntricas do que quando se considera bielas ligadas diretamente ao nó viga-pilar, mesmo quando as forças aplicadas no modelo “M_CB_FR” são maiores do que no modelo “M_CB_EX_FR”. As conclusões anteriores podem ser verificadas também na Figura 77 onde são apresentados os gráficos de taxa de armadura transversal (ρ).

5.5. CONSIDERAÇÕES FINAIS

Analisados isoladamente os resultados de cada edifício estudado, fez-se conclusões gerais a todos os modelos (M_SB; M_CB_FI; M_CB_EX_FI; M_CB_FR; M_CB_EX_FR). Foi adotada essa estratégia como forma de evidenciar comportamentos comuns a cada edifício, a cada modelo numérico e a cada direção.

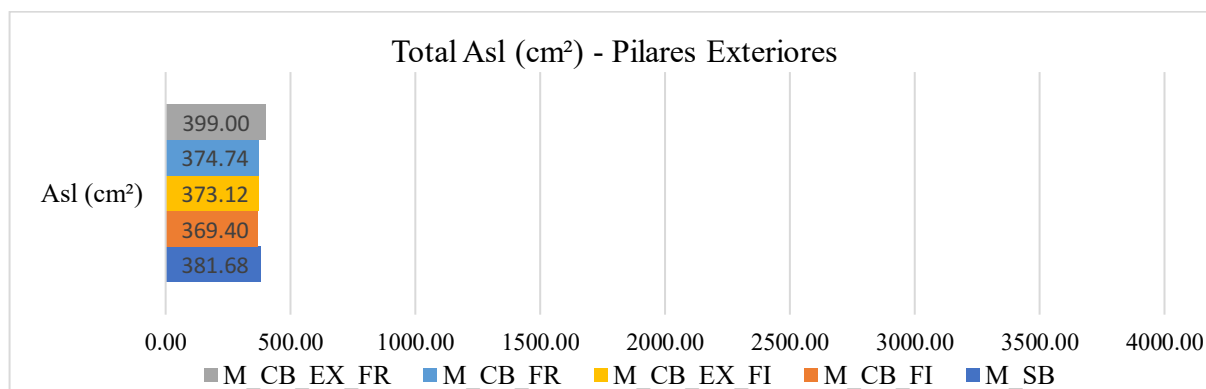
Nas Tabelas 18 e 19 apresentam-se assim a frequência juntamente dos valores máximos obtidos para cada parâmetro global avaliado, nos modelos (M_SB; M_CB_FI; M_CB_EX_FI; M_CB_FR; M_CB_EX_FR) dos dois edifícios estudados. Já nas Figuras 78 e 79 são apresentados os valores totais de armadura dos pilares exteriores contidos nos pórticos analisados (PT1; PT2; PT3; PT4), nos modelos (M_SB; M_CB_FI; M_CB_EX_FI; M_CB_FR; M_CB_EX_FR) dos dois edifícios estudados.

Tabela 18 - Frequência e valores máximos dos parâmetros globais avaliados por modelo para o edifício no Porto.

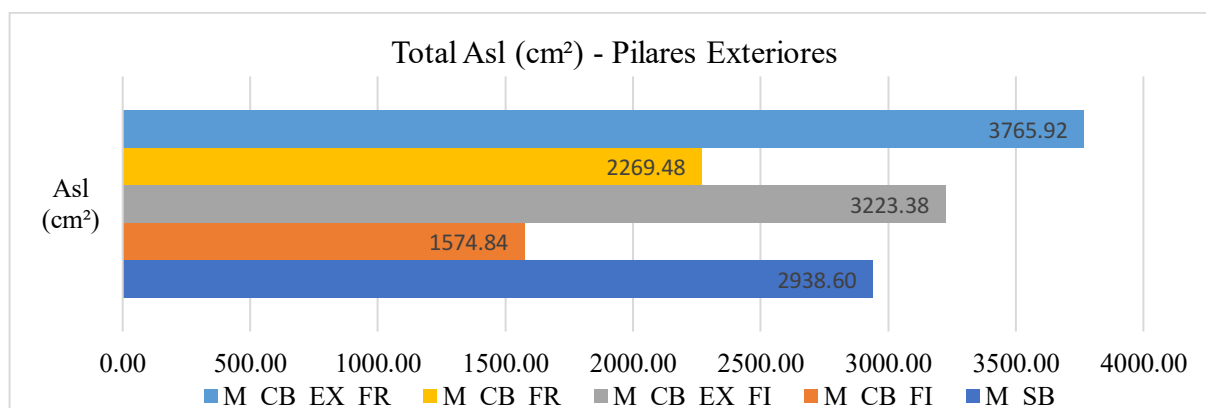
Localização	Modelo	Direção	Frequência (Hz)	Drift Global (%)	Drift Relativo (%)	Coef. Sísmico δ (%)
Porto	M_SB	Longitudinal	0.51	0.15	0.20	
		Transversal	0.67	0.11	0.13	
	M_CB_FI	Longitudinal	1.02	0.04	0.07	1.68
		Transversal	0.88	0.08	0.10	2.65
	M_CB_EX_FI	Longitudinal	0.76	0.07	0.10	
		Transversal	0.77	0.10	0.13	
	M_CB_FR	Longitudinal	1.02	0.11	0.17	4.25
		Transversal	0.88	0.10	0.13	3.56
	M_CB_EX_FR	Longitudinal	0.76	0.14	0.20	3.18
		Transversal	0.77	0.11	0.13	3.10

Tabela 19 - Frequência e valores máximos dos parâmetros globais avaliados por modelo para o edifício em Lagos.

Localização	Modelo	Direção	Frequência (Hz)	Drift Global (%)	Drift Relativo (%)	Coef. Sísmico δ (%)
Lagos	M_{SB}	Longitudinal	1.15	0.52	0.63	
		Transversal	1.35	0.43	0.50	
	M_{CB_FI}	Longitudinal	1.37	0.37	0.43	29.96
		Transversal	1.5	0.39	0.47	34.67
	$M_{CB_EX_FI}$	Longitudinal	1.31	0.44	0.53	
		Transversal	1.41	0.41	0.50	
	M_{CB_FR}	Longitudinal	1.37	0.48	0.57	38.91
		Transversal	1.5	0.44	0.53	39.61
	$M_{CB_EX_FR}$	Longitudinal	1.31	0.50	0.60	33.95
		Transversal	1.41	0.43	0.50	36.25

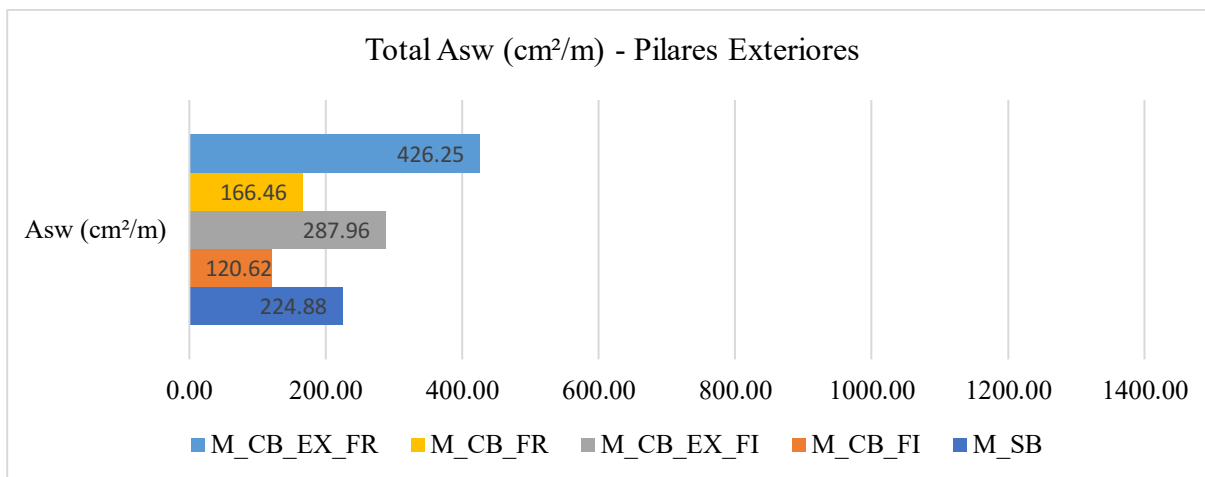


a) Valores totais de área de armadura longitudinal (Asl) dos pilares exteriores por modelo para o edifício no Porto.

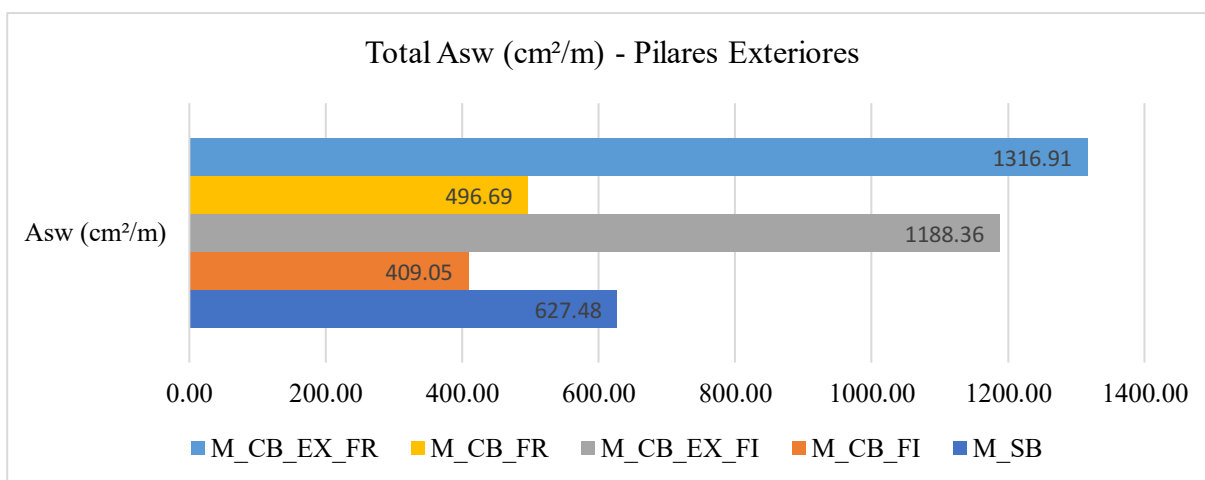


b) Valores totais de área de armadura longitudinal (Asl) dos pilares exteriores por modelo para o edifício em Lagos.

Fig. 78 - Valores totais de área de armadura longitudinal (Asl) dos pilares exteriores por modelo para os dois edifícios estudados.



a) Valores totais de área de armadura transversal (Asw) dos pilares exteriores por modelo para o edifício no Porto.



b) Valores totais de área de armadura transversal (Asw) dos pilares exteriores por modelo para o edifício em Lagos.

Fig. 79 - Valores totais de área de armadura longitudinal (Asl) dos pilares exteriores por modelo para os dois edifícios estudados.

Independente do cenário sísmico, verifica-se que a presença dos painéis de enchimento de alvenaria provoca um acréscimo de rigidez global nas estruturas, que implica uma diminuição dos deslocamentos horizontais e, consequentemente, dos “drifts”. O acréscimo de rigidez que os painéis provocam é fortemente dependente do método de disposição das bielas, sendo o modelo com bielas ligadas ao nó viga-pilar o que confere maior rigidez. O acréscimo de rigidez aumenta a frequência, que provoca uma diminuição dos primeiros períodos da estrutura, o que intensifica a ação sísmica. Por isso os modelos com bielas ligadas ao nó viga pilar apresentam também os maiores valores de coeficiente sísmico (δ).

Para o edifício no Porto, na direção longitudinal o aumento de frequência conferido foi cerca de 100% nos modelos com bielas ligadas ao nó viga-pilar e cerca de 49% nos modelos com bielas excêntricas.

Na direção transversal o aumento foi cerca de 30% nos modelos com bielas ligadas ao nó viga-pilar e cerca de 15% nos modelos com bielas excêntricas.

Para o edifício em Lagos, na direção longitudinal o aumento de frequência conferido foi cerca de 20% nos modelos com bielas ligadas ao nó viga-pilar e cerca de 14% nos modelos com bielas excêntricas. Na direção transversal o aumento foi cerca de 11% nos modelos com bielas ligadas ao nó viga-pilar e cerca de 4.5% nos modelos com bielas excêntricas.

Como era de se esperar, o aumento de frequência foi mais significativo, em ambos os cenários sísmicos, na direção longitudinal uma vez que é nesta direção que é possível dispor mais bielas. A variação de frequência foi menor para o edifício localizado em Lagos pois nesse caso há dois núcleos rígidos, que são responsáveis por conferir grande parte rigidez a estrutura

Independente do cenário sísmico, conclui-se que dispor as bielas ligadas diretamente ao nó viga-pilar é uma possibilidade para avaliar a contribuição dos painéis de alvenaria de enchimento no comportamento da estrutura de forma simplificada, porém não é uma metodologia adequada para verificar a influência que os painéis provocam nos pórticos envolventes, visto que considerar as bielas ligadas diretamente ao nó viga-pilar faz com que as forças de corte, que atuam sobre os pilares, sejam contrariadas efetivamente. Isso reduz os esforços de corte e momentos que atuam nos pilares que, por consequência, reduz as armaduras significativamente. Ou seja, ao adotar este método o projetista determinaria uma armadura inferior a necessária para os pilares. Comparando as Figuras 78 e 79, pode-se notar que isso acontece principalmente na armadura transversal, uma vez que é calculada unicamente pela força de corte atuante.

Porém, foi possível constatar que quando se considera a contribuição dos painéis de alvenaria de enchimento nos modelos numéricos através da disposição de bielas excêntricas possibilita-se analisar a influência dos painéis no comportamento global da estrutura e, ao mesmo tempo, verificar a influência que estes elementos provocam nos pórticos envolventes, visto que considerar bielas excêntricas faz com que as forças de corte sejam contrariadas apenas a partir de um determinado trecho do pilar. Além disso, as bielas fazem com que sejam atraídos mais esforços para a região onde estão incluídas, e, consequentemente, nos pilares envolventes há mais armaduras. Ou seja, com a consideração da excentricidade os resultados dos esforços são conservativos e os efeitos locais resultantes da interação entre o pilar e a alvenaria são mais bem contabilizados. Isso pode ser bem observado nos valores totais de “Asw”, contidos na Figura 79, que nos modelos com excentricidade (M_CB_EX_FI; M_CB_EX_FR) apresentam-se significativamente superiores aos demais modelos (M_SB; M_CB_FI; M_CB_FR). Relativamente às armaduras para o edifício no Porto, considerando os modelos com forças corrigidas, houve uma redução de aproximadamente 26% na armadura transversal total dos pilares exteriores no modelo com bielas ligadas ao nó viga-pilar enquanto que houve um aumento de 90% no modelo com bielas excêntricas. Para o edifício em Lagos, considerando os modelos com forças corrigidas, houve uma redução de aproximadamente 20% na armadura transversal total dos pilares exteriores nos modelos com bielas ligadas ao nó viga-pilar enquanto que houve um aumento de 110% no modelo com bielas excêntricas.

Já em relação às armaduras longitudinais, considerando todos os modelos (M_SB; M_CB_FI; M_CB_EX_FI; M_CB_FR; M_CB_EX_FR), o edifício localizado no Porto em comparação ao edifício em Lagos apresentou poucas diferenças após a inclusão das bielas diagonais equivalentes, o que está relacionado com a intensidade sísmica de cada localidade. Além disso os modelos com bielas excêntricas e forças realistas foram, nos dois cenários sísmicos, os que apresentaram um maior valor de área de armadura longitudinal nos pilares como pode ser bem observado nos valores totais de “Asl”, contidos na Figura 78.

Para o edifício no Porto, considerando os modelos com forças corrigidas, houve uma redução de aproximadamente 1.8% na armadura longitudinal total dos pilares exteriores no modelo com bielas ligadas ao nó viga-pilar enquanto que houve um aumento de 4.5% no modelo com bielas excêntricas.

Para o edifício em Lagos, considerando os modelos com forças corrigidas, houve uma redução de aproximadamente 22.8% na armadura longitudinal total dos pilares exteriores nos modelos com bielas ligadas ao nó viga-pilar enquanto que houve um aumento de 28% no modelo com bielas excêntricas.

Como o modelo “M_CB_EX_FR” considera a excentricidade e a correção das forças, constata-se que, dentro do que foi explorado neste trabalho, foi o modelo mais representativo da realidade para os dois cenários sísmicos (Porto e Lagos).

Portanto, conclui-se que os painéis de enchimento de alvenaria alteram significativamente o comportamento sísmico das estruturas a nível global e local. Por isso, esses elementos devem ser considerados na modelação numérica se se pretenderem obter resultados mais precisos e realistas.

O projetista deve ter isso em conta, uma vez que inclusão dos painéis de alvenaria de enchimento nos modelos numéricos pode implicar até mesmo em uma obra mais barata, pois se os painéis de alvenaria atraem esforços para determinados elementos estruturais isso significa que outros elementos são aliviados.

6

CONCLUSÃO

6.1 INTRODUÇÃO

Neste capítulo pretende-se resumir o trabalho desenvolvido ao longo desta dissertação e apresentar as conclusões mais importantes. No final são ainda propostos alguns estudos a serem desenvolvidos no seguimento deste.

6.2. CONCLUSÃO FINAL

O objetivo deste trabalho consistiu em estudar numericamente a influência dos painéis de enchimento de alvenaria na resposta sísmica de estruturas porticadas de betão armado.

No Capítulo 2, foi feita uma análise da influência que os painéis de alvenaria de enchimento exercem na resposta sísmica de estruturas de betão armado, abordando as suas contribuições positivas e negativas. Foi discutido sobre a racionalidade em considerar ou não considerar os painéis de alvenaria de enchimento nos projetos, sendo enquadrado nessa discussão as considerações do Eurocódigo 8. Ainda nesse Capítulo foram apresentadas diversas metodologias existentes para a modelação desses painéis, com particular foco nos métodos de biela diagonal equivalente, uma vez que o foi o método utilizado para simular os painéis de alvenaria de enchimento neste trabalho. Sendo o método de Al-Chaar (2002) utilizado de forma mais ampla neste trabalho, tornou-se necessário evidenciar também a importância em se considerar a excentricidade nos modelos de biela diagonal equivalente como forma de aproximar-se mais dos modelos de malha de elementos finitos. Além disso, tendo em vista que as bielas diagonais equivalentes trabalham a compressão, torna-se necessário garantir sua resistência a este esforço; portanto, nesse capítulo também foi apresentada a fórmula desenvolvida por Crisafulli (1997) para o cálculo da resistência a compressão.

No Capítulo 3, foram apresentados os dois casos de estudo que consistiam em dois edifícios hipotéticos semelhantes, sendo um localizado no Porto constituído essencialmente por vigas e pilares, e outro localizado em Lagos em que, além de vigas e pilares, há dois núcleos rígidos. No mesmo Capítulo foi apresentada para cada caso de estudo: a descrição estrutural, os materiais utilizados, as frequências fundamentais, a classe de ductilidade adotada, as ações e combinações aplicadas. Apesar de ambos serem condicionados pela ação sísmica de Tipo 01 e ambos serem definidos como pertencentes a classe DCL, nos dois edifícios a ação sísmica é bem distinta. Isso permitiu estudar a influência da inclusão de painéis de alvenaria nos modelos de forma mais abrangente.

No Capítulo 4, foi descrito o processo de inclusão dos painéis de alvenaria de enchimento no software “Robot structural analysis” abordando principalmente a caracterização e a verificação desses elementos. Pôde-se afirmar ainda que o “Robot structural analysis” foi uma ferramenta eficaz para simular a alvenaria como bielas diagonais equivalentes em regime linear conjugado com pós-análise da efetividade das bielas. Além da definição como um elemento que funciona apenas à compressão foi detalhada neste capítulo a obtenção dos valores de diversos parâmetros essenciais como: largura, excentricidade e resistência a compressão. Com a definição dos parâmetros essenciais das bielas, foram descritos os modelos desenvolvidos para o edifício no Porto e para o edifício em Lagos. Para cada cenário sísmico (Porto e Lagos), foram desenvolvidos os seguintes modelos:

- Modelo sem bielas (M_SB);
- Modelo com bielas ao nó com as forças iniciais (M_CB_FI);
- Modelo com bielas excêntricas e com as forças iniciais (M_CB_EX_FI);
- Modelo com bielas ao nó com as forças realistas (M_CB_FR);
- Modelo com bielas excêntricas e com as forças realistas (M_CB_EX_FR).

Ou seja, foi feita uma variação na forma de dispor as bielas com vista a constatar as diferenças que havia ao considerar a excentricidade. Além disso, foi feita uma variação nas forças. O termo “forças realistas” refere-se às forças corrigidas devido ao acréscimo de rigidez proporcionado pelas bielas. A descrição de cada modelo com bielas foi apresentada neste Capítulo por meio de desenhos em planta e em alçado.

Considerando as variantes dos modelos (M_SB; M_CB_FI; M_CB_EX_FI; M_CB_FR; M_CB_EX_FR), o Capítulo 5 teve como objetivo identificar a abordagem mais realista para considerar os painéis de alvenaria de enchimento nos projetos.

No Capítulo 5, compararam-se os valores obtidos entre os modelos “M_SB”, “M_CB_FI”, “M_CB_FR”, “M_CB_EX_FR” sendo analisado a nível global: as frequências (Hz), o coeficiente sísmico (δ), o “drift” global e o “drift” relativo. Já a nível local foi analisado, para cada modelo, a influência dos painéis de enchimento de alvenaria nos pilares exteriores por pórtico relativamente à área de armadura (longitudinal e transversal) e à taxa de armadura ρ (longitudinal e transversal) necessária por pilar.

Com essa estratégia foi possível evidenciar comportamentos comuns a cada edifício, a cada modelo numérico e a cada direção.

Comparando as frequências dos modelos com alvenaria e as frequências sem alvenaria verificou-se que, de um modo geral, a inclusão dos painéis de enchimento de alvenaria na modelação numérica implica frequências superiores às dos modelos onde os painéis não são tidos em conta. Isso é mais visível no edifício localizado no Porto, dado que a rigidez é proporcionada unicamente pelos pórticos. No edifício localizado em Lagos o acréscimo de frequência é menos significativo, uma vez que grande parte da rigidez da estrutura concentra-se nos dois núcleos rígidos.

O acréscimo de frequência, proporcionado pelo aumento de rigidez, diminui os primeiros períodos da estrutura, o que intensifica a ação sísmica, que, por consequência, aumenta o coeficiente sísmico (δ). Mas, ao mesmo tempo, o acréscimo de rigidez na estrutura devido a consideração dos painéis de alvenaria implica numa diminuição dos deslocamentos horizontais e, consequentemente, dos “drifts”.

O acréscimo de rigidez que os painéis provocam é fortemente dependente do método de disposição das bielas. Ao dispor as bielas ligadas ao nó viga-pilar, os modelos com essa disposição apresentam: frequência maior, rigidez maior, “drift” menor e coeficiente sísmico (δ) maior. Isso foi visto para os dois cenários sísmicos, principalmente na direção longitudinal, onde foram dispostas mais bielas. Porém, a

nível global a influência das bielas foi mais significativa no edifício localizado no Porto devido à ausência de núcleos rígidos.

Para o edifício no Porto, na direção longitudinal o aumento de frequência conferido foi cerca de 100% nos modelos com bielas ligadas ao nó viga-pilar e cerca de 49% nos modelos com bielas excêntricas. Na direção transversal o aumento foi cerca de 30% nos modelos com bielas ligadas ao nó viga-pilar e cerca de 15% nos modelos com bielas excêntricas.

Para o edifício em Lagos, na direção longitudinal o aumento de frequência conferido foi cerca de 20% nos modelos com bielas ligadas ao nó viga-pilar e cerca de 14% nos modelos com bielas excêntricas. Na direção transversal o aumento foi cerca de 11% nos modelos com bielas ligadas ao nó viga-pilar e cerca de 4.5% nos modelos com bielas excêntricas.

Dispor as bielas ligadas diretamente ao nó viga-pilar é uma via para avaliar a contribuição dos painéis de alvenaria de enchimento no comportamento da estrutura de forma simplificada, porém não é uma metodologia adequada para verificar a influência que os painéis provocam nos pórticos envolventes, visto que considerar as bielas ligadas diretamente ao nó viga-pilar faz com que as forças de corte, que atuam sobre os pilares, sejam contrariadas efetivamente. Isso reduz os esforços de corte e momentos que atuam nos pilares que, por consequência, reduz as armaduras significativamente. Ou seja, ao adotar este método o projetista determinaria uma armadura inferior a necessária para os pilares.

Caso se pretenda ter em conta os efeitos locais nos pórticos envolventes é mais conservativo e seguro dispor as bielas com excentricidade, até porque, na prática, os esforços da parede são transmitidos para o pórtico, maioritariamente, através dos pilares.

Simulando os painéis de alvenaria de enchimento como bielas excêntricas as forças de corte são contrariadas apenas a partir de um determinado trecho do pilar. Além disso, como as bielas fazem com que sejam atraídos mais esforços para a região onde estão incluídas, os pilares envolventes pelas bielas acabam por necessitar de mais armaduras (longitudinais e transversais).

Em relação as armaduras longitudinais foi visto que, para o edifício no Porto, considerando os modelos com forças corrigidas, houve uma redução de aproximadamente 1.8% na armadura longitudinal total dos pilares exteriores no modelo com bielas ligadas ao nó viga-pilar enquanto que houve um aumento de 4.5% no modelo com bielas excêntricas. Já para o edifício em Lagos, considerando os modelos com forças corrigidas, houve uma redução de aproximadamente 22.8% na armadura longitudinal total dos pilares exteriores nos modelos com bielas ligadas ao nó viga-pilar enquanto que houve um aumento de 28% no modelo com bielas excêntricas.

Em relação às armaduras transversais foi visto que, para o edifício no Porto, considerando os modelos com forças corrigidas, houve uma redução de aproximadamente 26% na armadura transversal total dos pilares exteriores no modelo com bielas ligadas ao nó viga-pilar enquanto que houve um aumento de 90% no modelo com bielas excêntricas. Já para o edifício em Lagos, considerando os modelos com forças corrigidas, houve uma redução de aproximadamente 20% na armadura transversal total dos pilares exteriores nos modelos com bielas ligadas ao nó viga-pilar enquanto que houve um aumento de 110% no modelo com bielas excêntricas.

Portanto, como o modelo “M_CB_EX_FR” considera a excentricidade e a correção das forças, constata-se que, dentro do que foi explorado neste trabalho, foi o modelo mais representativo da realidade para os dois cenários sísmicos (Porto e Lagos).

Em suma, conclui-se que os painéis de enchimento de alvenaria alteram significativamente o comportamento sísmico das estruturas a nível global e local. Por isso, esses elementos devem ser considerados na modelação numérica se se pretender obter resultados mais exatos e fidedignos.

6.3. DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

Com esta dissertação pretendeu-se não somente estabelecer uma base de trabalho, mas deixar também sugestões para o desenvolvimento de trabalhos futuros que, conforme se constatou, merece ser aprofundada.

São agora propostos alguns trabalhos futuros:

- Modelar as paredes de alvenaria tendo em conta outros métodos, diferentes dos usados no presente trabalho, e comparar os resultados com os obtidos. Pode-se considerar por exemplo a não-linearidade dos materiais, realizando análises dinâmicas não-lineares por forma a tentar captar comportamentos mais locais e retirar conclusões que complementem as do presente estudo;
- Ampliar o estudo feito para estruturas irregulares;
- Avaliar de forma mais abrangente a inclusão das bielas diagonais equivalentes nos modelos numéricos, fazendo o detalhamento de armaduras de todos os elementos estruturais que compõem a estrutura, com intuito de comparar, em termos económicos, a diferença ao incluir os painéis, visto que os painéis de alvenaria atraem esforços para determinados elementos estruturais, mas, ao mesmo tempo, aliviam outros;
- Incluir a influência das aberturas na simulação dos painéis de alvenaria nos modelos numéricos, uma vez que isso altera a rigidez deste elemento;
- Comparar a resposta sísmica da estrutura considerando diversas formulações presentes na literatura para obtenção da largura da diagonal equivalente, a fim de verificar se as discrepâncias no valor da largura serão refletidas em respostas muito distintas;
- Para edifícios de baixa perigosidade sísmica, verificar diferenças na resposta sísmica de uma edificação ao substituir núcleos rígidos de betão armado por núcleos de alvenaria;
- Considerar o dano nas alvenarias para melhor avaliar o esforço de corte que é absorvido pelos painéis e o que atua efetivamente na estrutura.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Al-Chaar, G. [2002]. "Evaluating strength and stiffness of unreinforced masonry infill structures." Construction Engineering Research Laboratory, U.S. Army Corps of Engineers – Engineering Research and Development Center, Washington, USA.
- Arêde, A. [2013]. "Apontamentos da disciplina de Dinâmica de Estruturas e Engenharia Sísmica". FEUP
- Arnold, C. [1984]. "Building configuration: The architecture of seismic design." Bulletin of the New Zealand Society for Earthquake Engineering (NZSEE), Vol. 17, No. 2, 83-89.
- Asteris, P.; Antoniou, S.; Sophianopoulos, D.; Chrysostomou, C. [2011]. "Mathematical Macromodeling of Infilled Frames: State of the Art." Journal of Structural Engineering, Vol. 137, No. 12, 1508–1517.
- Bachmann, H. [2003]. "Seismic Conceptual Design of Buildings – Basics principles for engineers, architects, building owners, and authorities". Swiss Agency for Development and Cooperation.
- Candeias, P. [2008]. "Avaliação da vulnerabilidade sísmica de edifícios de alvenaria". Tese de Doutoramento, UM.
- Carvalheira, A. [2016]. "Estudo da influência das paredes de alvenaria no comportamento sísmico de um edifício no Nepal com 15 pisos elevados." Dissertação de Mestrado, FEUP.
- CEN [2009]. NP EN 1990. "Eurocódigo – Bases para o projecto de estruturas". Caparica: Instituto Português da Qualidade.
- CEN [2010]. NP EN 1992-1-1. "Eurocódigo 2 - Projecto de estruturas de betão – parte 1-1: Regras gerais e regras para edifícios". Caparica: Instituto Português da Qualidade.
- CEN [2010]. NP EN 1998-1. "Eurocódigo 8 - Projecto de estruturas para resistência aos sismos – parte 1: Regras gerais, acções sísmicas e regras para edifícios". Caparica: Instituto Português da Qualidade.
- CEN [2015]. NP EN 1996-1-1 2005+A1. "Eurocódigo 6 – Projeto de estruturas de alvenaria – parte 1-1: Regras gerais para estruturas de alvenaria armada e não armada". Caparica: Instituto Português da Qualidade.
- Corella, P. [2004]. "Al-Hoceima Earthquake 24-02-2004". Madrid: Field Report.
- Crisafulli, F. [1997]. "Seismic Behaviour of Reinforced Concrete Structures with Masonry Infill," PhD Thesis, University of Canterbury, New Zealand.
- Crisafulli, F.; Carr, A.; Park, R. [2000]. "Analytical modelling of infilled frame structures - a general review". Bulletin of the New Zealand Society for Earthquake Engineering (NZSEE).
- CSA [2004]. S304.1-2004. "Design of masonry structures". Mississauga, Ontario, Canada.
- Espadinha, D. [2019]. "Influência das paredes de alvenaria não estruturais no modo de rotura de edifícios de betão armado sujeitos à acção sísmica." Dissertação de Mestrado, UNL.
- Estevão, J. [2012]. "Efeito da ação sísmica no comportamento de edifícios de betão armado com alvenarias de enchimento." Tese de doutoramento, UTL.
- Fardis, M. [1994]. "S.O.A. Lecture: Lessons learnt in past earthquakes." Proceedings of the Tenth European Conference on Earthquake Engineering, Vol. 1, 779-788.

- Fardis, M. [2009]. "Seismic design, assessment and retrofitting of concrete buildings based on EN-Eurocode 8. Springer Science & Business Media.
- Furtado, A. [2020]. "Seismic vulnerability assessment and retrofitting strategies for masonry infilled frame buildings considering in-plane and out-of-plane behaviour". PhD Thesis, FEUP.
- Halde, V.; Deshmukh, A. [2015]. "Review on behavior of soft storey in building." International Research Journal of Engineering and Technology, Vol. 2, No. 8, 327-329.
- Klingner, R.; Bertero, V. [1978]. "Earthquake resistance of infilled frames". Journal of the Structural Division, Vol. 104, No. ST6, 973-989.
- Leuchars, J.; Scrivener, J. [1976]. "Masonry Infills Panels Subjected to Cyclic In-Plane Loading". Bulletin of the New Zealand National Society for Earthquake Engineering, Vol. 9, No. 2, 122-131.
- Lourenço, P. [1996]. "Computational strategies for masonry structures". Doctoral Thesis, Delft University of Technology, Netherlands.
- Mainstone, R. [1971]. "On the stiffnesses and strengths of infilled frames". Proceedings of the Institution of Civil Engineers, Supplement (IV), Paper N°-73605.
- Milheiro, J. [2008]. "Estudo Numérico da Influência de Painéis de Enchimento de Alvenaria de Tijolo no Comportamento Sísmico de Estruturas Porticadas Existentes de Betão Armado" Dissertação de Mestrado, FEUP.
- Mohammadi, M.; Nikfar, F. [2013]. "Strength and Stiffness of Masonry-Infilled Frames with Central Openings Based on Experimental Results". Journal of structural engineering, Vol. 139, No. 6, 974-984.
- Oliveira, D. [1995]. "Comportamento de pórticos de betão armado preenchidos com paredes de alvenaria". Dissertação de Mestrado, FEUP.
- Paulay, T.; Priestley, M. [1992]. "Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings". John Wiley & Sons.
- Pereira, M. [2013]. "Avaliação do desempenho das envolventes face à acção dos sismos." Tese de Doutoramento, UM.
- Pires, D. [2016]. "Influência das paredes de alvenaria e das paredes resistentes em pórticos de betão armado sujeitos à acção sísmica". Dissertação de Mestrado, IPL.
- Polyakov, S. [1957]. "Masonry in Framed Buildings. An Investigation into the Strength and Stiffness of Masonry Infilling". Gosudarstvennoe izdatel'stvo Literatury po stroitel'stvu arkhitektue, Moscow, Russia.
- Priestley, M. [1980]. "Design of earthquake resistant structures - Chapter 6: Masonry". Edited by Rosenblueth, Pentech Press, London.
- Riddington, J.; Stafford Smith, B. [1977]. "Analysis of infilled Frames Subject to Racking with Design Recommendations." ASCE Journal of Structural Engineering, Vol. 52, No. 6, 263-268.
- Rocha, P. [2021] "Análise sísmica de estruturas de edifícios de betão armado com painéis de alvenaria de enchimento com aberturas incluindo efeitos fora do plano e diferentes intensidades sísmicas." Dissertação de Mestrado, FEUP.
- Rodrigues, D. [2018]. "Modelação Numérica do Efeito de Paredes de Alvenaria em Pórticos de Betão Armado Sujeitos a Acções Verticais". Dissertação de Mestrado, UNL

- Rodrigues, H. [2005]. “Desenvolvimento e calibração de modelos numéricos para a análise sísmica de edifícios”. Dissertação de Mestrado, FEUP.
- SANZ [1990]. NZS 4230.1-1990. “Code of practice for the design of masonry structures”. Wellington, New Zealand.
- Shing, P.; Mehrabi, A. [2002]. “Behaviour and analysis of masonry-infilled frames.” *Progress in Structural Engineering and Materials*, Vol. 4, No. 3, 320-331.
- Sinha, R.; Shaw, R.; Goyal, A.; Saita, J.; Choudhury, M.; Arai, H.; Jaiswal, K.; Pribadi, K.; Arya, A. [2001]. “The Bhuj Earthquake of January 26, 2001: Consequences and future challenges”. Japan: Department of Civil Engineering, Indian Institute of Technology Bombay, India, and Earthquake Disaster Mitigation Research Center.
- Smyrou, E. [2006]. “Implementation and Verification of Masonry Panel Model for Nonlinear Dynamic Analysis of Infilled RC Frames”. Dissertação de mestrado, Rhose School, Università degli Studi di Pavia, Italy.
- Stafford Smith, B. [1962]. “Lateral stiffness of infilled frames”. *ASCE Journal of Structural Division*, Vol. 88, No. ST6, 183-199.
- Stafford Smith, B.; Carter, C. [1969]. “A method of analysis for infilled frames”. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers*, Vol. 44, 31-48.
- Tomazevic, M. [1999]. “Earthquake resistant design of masonry buildings”. *Series on Innovation in Structures and Construction*, Vol. 1, World Scientific, Singapore.
- Varum, H. [2003]. “Seismic assessment, strengthening and repair of existing buildings”. PhD Thesis, University of Aveiro, Portugal.
- Varum, H.; Rodrigues, H.; Vicente, R.; Costa, A. [2011] “A influência das paredes de enchimento na resposta sísmica de estruturas de edifícios”. *Paredes divisórias: Passado, presente e futuro*, 111–128.
- Videira, C. [2018]. “Contribuição das paredes de alvenaria para a robustez de pórticos de betão armado quando sujeitos a uma ação extrema imprevista”. Dissertação de Mestrado, IST.
- Vintzeleou, E. [1987]. “Behaviour of infilled frames subject to lateral actions”. A State-of-the-Art Report, National Technical University, Athens.