

ESTUDO NUMÉRICO DA INFLUÊNCIA DE PAINÉIS DE ENCHIMENTO DE ALVENARIA DE TIJOLO NO COMPORTAMENTO SÍSMICO DE ESTRUTURAS PORTICADAS EXISTENTES DE BETÃO ARMADO

JOÃO LUNA VAZ MILHEIRO

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

Orientador: Professor Doutor António José Coelho Dias Arêde

JULHO DE 2008

MESTRADO INTEGRADO EM ENGENHARIA CIVIL 2007/2008

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

Tel. +351-22-508 1901

Fax +351-22-508 1446

✉ miec@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

Fax +351-22-508 1440

✉ 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 Integrado em Engenharia Civil - 2007/2008 - Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2008*.

As opiniões e informações incluídas neste documento representam unicamente o ponto de vista do respectivo 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 electrónica fornecida pelo respectivo Autor.

A meus Pais, por tudo
Aos meus amigos, para sempre

*I know the price of success:
dedication, hard work, and
an unrelenting devotion to
the things you want to see
happen.*

Frank Lloyd Wright

AGRADECIMENTOS

Embora as palavras sejam insuficientes para exprimir a verdadeira gratidão, não posso deixar de agradecer profundamente às pessoas que me ajudaram e apoiaram e sem as quais este trabalho não teria sido possível.

Olhando para trás, ao fim deste ano de trabalho, devo um enorme agradecimento ao Professor António Arêde, que confiou em mim e propôs este tema dando-me assim a possibilidade de estudar e aprofundar os meus conhecimentos na área da Dinâmica de Estruturas e Engenharia Sísmica. O seu profundo conhecimento em todos os assuntos abordados, a sua clareza e capacidade de explicação, disponibilidade, boa disposição e dedicação foram essenciais na elaboração deste trabalho. Foi um prazer e uma honra trabalhar sob a sua orientação.

Devo também os meus sinceros agradecimentos ao Engenheiro Hugo Rodrigues, com quem desenvolvi uma amizade muito além do plano profissional. A sua incrível disponibilidade e dedicação, associadas às sempre preciosas indicações e explicações formaram a base na qual este trabalho se apoiou, e sem as quais não teria sido possível. A sua sempre presente boa disposição e proximidade que revelou ter comigo criaram um ambiente de trabalho extremamente agradável e apelativo, longe de qualquer formalidade, do qual tenho apenas boas recordações e saudade em deixar.

Agradeço também aos meus colegas Raquel Freitas e Júlio Silva, também orientados pela mesma equipa e que se debruçaram sobre temas nesta área, o que permitiu uma troca de conhecimento entre todos que valorizou não só o meu trabalho, mas espero que as suas dissertações também. A sorte ditou que, mais uma vez, encontrasse pessoas joviais com as quais tive o prazer de trabalhar e conviver.

Agradeço ao Engenheiro Valter Lopes, pela preciosa ajuda prestada nas medições experimentais das frequências dos edifícios, bem como ao Arquitecto João Fonseca, que tornou possíveis as visitas aos edifícios e facultou elementos essenciais ao estudo dos mesmos.

Aos meus amigos, os de agora e os de outrora, que me moldaram e acompanharam sempre, nos bons e maus momentos. A sua amizade e convívio formaram laços que perduram para sempre, e a sua ajuda e apoio quando tudo parecia desmoronar foram indispensáveis para atingir a recta final.

Agradeço de forma muito especial à minha Família, em especial aos meus pais que sempre me deram tudo e criaram todas as condições para chegar onde estou. Sem eles nada teria sido possível, nem no passado nem no futuro.

O maior agradecimento de todos é no entanto o mais difícil de transmitir. Para a Susana Moreira, que me mostrou o que poucos chegam a ver, marcou como só os mais afortunados podem sentir e deu o que só os mais felizes conseguem ter. Agradeço-lhe melhor em silêncio do que em palavras.

Obrigado a todos vós.

RESUMO

É prática corrente de projecto desprezar a contribuição estrutural dos painéis de enchimento de alvenaria no dimensionamento, sendo considerado que se está do lado da segurança. Contudo, estudos experimentais e a observação de danos e colapsos de edifícios sujeitos a sismos demonstram que, pelo contrário, a presença dos painéis de enchimento de alvenaria faz-se sentir de forma significativa na resposta sísmica das estruturas, de forma favorável ou desfavorável mas invariavelmente importante e que, como tal, deve ser considerada.

Este trabalho teve como objectivo estudar numericamente a influência dos painéis de enchimento de alvenaria no comportamento sísmico de estruturas porticadas de betão armado, para melhor compreender a importância de considerar ou não os painéis nas modelações correntes.

São apresentados os principais efeitos, favoráveis ou desfavoráveis, que os painéis de alvenaria de enchimento exercem na resposta sísmica de estruturas de betão armado. Foi feito um estudo da forma como estes elementos não estruturais interagem com os pórticos envolventes, apresentando-se as metodologias mais correntes para a sua correcta modelação.

Realizaram-se modelações numéricas de três edifícios existentes, dois no Porto e um em Lisboa, projectados na década de 50 com formas, tipologias e utilizações correntes nas nossas cidades. As modelações discriminaram as situações com e sem painéis de enchimento de alvenaria, sobre as quais se correram análises dinâmicas não-lineares para avaliar e quantificar as diferenças encontradas, ao nível do deslocamento dos pisos, deslocamento relativo entre pisos ou “drift”, esforços de corte e exigências de ductilidade de curvatura dos elementos estruturais.

No final, procurou-se extrair conclusões gerais abrangentes a todos os modelos estudados, com o intuito de sistematizar os resultados particulares e encontrar tendências comuns. Constatou-se e confirmou-se assim a grande importância dos painéis de enchimento de alvenaria na resposta sísmica das estruturas, apontando-se ainda as consequências da sua não consideração na análise.

PALAVRAS-CHAVE: alvenaria de tijolo, painéis de enchimento, edifícios de betão armado, resposta sísmica.

ABSTRACT

The usual design practice of structures does not include the contribution of masonry infill panels, due to the common belief that this is a conservative procedure. However, experimental studies and analysis of damage and failure of reinforced concrete structures under seismic loading show that masonry infill panels can heavily modify the seismic response of these buildings, in a favourable or unfavourable way but nevertheless significant, and thus should be considered.

The purpose of this work was to perform a numerical study of the influence of masonry infill panels on the seismic response of reinforced concrete frame buildings, to better understand the importance of including or not these panels in the standard models.

The main effects, favourable or adverse, that masonry infill panels imply on the seismic response of buildings are presented. A study was developed on how these non structural elements interact with the surrounding frames, referring the most common methods for their numerical modelling.

Numerical models of three existing buildings were developed, two in Oporto and one in Lisbon, designed in the 50's and with typologies and characteristics quite standard in these cities. The models focused on the situations with and without masonry infill panels, for which non-linear dynamic analyses were carried out in order to evaluate and quantify the differences found concerning global storey displacement, storey drifts, shear forces and ductility demands on the structural elements.

In the end, overall conclusions related to all studied models are drawn, trying to sum up the individual results and to find common tendencies. The importance of masonry infill panels on the seismic response of structures was confirmed, and the consequences of not including them in the analysis were pointed out.

KEYWORDS: brick masonry, infill panels, reinforced concrete buildings, seismic response.

ÍNDICE GERAL

AGRADECIMENTOS	i
RESUMO	iii
ABSTRACT	v

1. INTRODUÇÃO	1
1.1. ENQUADRAMENTO E OBJECTIVOS DA DISSERTAÇÃO	1
1.2. ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO	2

2. PAINÉIS DE ENCHIMENTO DE ALVENARIA EM ESTRUTURAS PORTICADAS DE BETÃO ARMADO 3 |

2.1. INTRODUÇÃO	3
2.2. INFLUÊNCIA DOS PAINÉIS DE ALVENARIA DE ENCHIMENTO NA RESPOSTA SÍSMICA DE ESTRUTURAS PORTICADAS DE BETÃO ARMADO	3
2.3. COMPORTAMENTO DE PÓRTICOS DE BETÃO ARMADO PREENCHIDOS COM PAINÉIS DE ALVENARIA	6
2.4. MODELAÇÃO DO COMPORTAMENTO ESTRUTURAL DE PAINÉIS DE ENCHIMENTO DE ALVENARIA	9
2.4.1. MÉTODO DE STAFFORD SMITH E CARTER	10
2.4.2. MÉTODO DE MAINSTONE	17
2.4.3. MÉTODO DE AL-CHAAR	18
2.5. LEIS DE COMPORTAMENTO HISTERÉTICO NÃO-LINEAR	20
2.5.1. LEI DE COMPORTAMENTO DE COMBESURE	21
2.5.2. LEI DE COMPORTAMENTO DE ZARNIC E GOSTIC	24
2.6. O PROGRAMA PORANL	27
2.6.1. MODELAÇÃO DOS PAINÉIS DE ALVENARIA	28
2.6.2. MODELO DE COMPORTAMENTO HISTERÉTICO NÃO-LINEAR EM FLEXÃO DE ELEMENTOS DE BETÃO ARMADO	30
2.6.3. PROGRAMA VISUALANL	31
2.7. CONSIDERAÇÕES FINAIS	33

3. APRESENTAÇÃO DOS CASOS DE ESTUDO 35 |

3.1. INTRODUÇÃO	35
-----------------------	----

3.2. BLOCO DE COSTA CABRAL – PORTO 1953	35
3.2.1. DESCRIÇÃO ARQUITECTÓNICA	36
3.2.2. DESCRIÇÃO ESTRUTURAL	37
3.2.3. DISPOSIÇÃO DOS PAINÉIS DE ALVENARIA	38
3.3. UNIDADES TIPO A NA AVENIDA INFANTE SANTO – LISBOA 1954	39
3.3.1. DESCRIÇÃO ARQUITECTÓNICA	40
3.3.2. DESCRIÇÃO ESTRUTURAL	41
3.3.3. DISPOSIÇÃO DOS PAINÉIS DE ALVENARIA	42
3.4. EDIFÍCIO PARNASO – PORTO 1955	43
3.4.1. DESCRIÇÃO ARQUITECTÓNICA	44
3.4.2. DESCRIÇÃO ESTRUTURAL	44
3.4.3. DISPOSIÇÃO DOS PAINÉIS DE ALVENARIA	46
3.5. CONSIDERAÇÕES FINAIS	47
 4. MODELAÇÃO DOS CASOS DE ESTUDO	 49
4.1. INTRODUÇÃO	49
4.2. PROCESSO DE MODELAÇÃO	49
4.3. MODELAÇÃO NUMÉRICA POR ASSOCIAÇÃO DE PÓRTICOS EM COMBOIO	50
4.4. LEIS DE COMPORTAMENTO NÃO-LINEAR	51
4.4.1. LEIS DE COMPORTAMENTO DOS ELEMENTOS DE BETÃO ARMADO	51
4.4.2. LEIS DE COMPORTAMENTO DOS PAINÉIS DE ENCHIMENTO DE ALVENARIA	52
4.5. QUANTIFICAÇÃO DA CARGA ESTÁTICA, MASSA E AMORTECIMENTO	53
4.6. CALIBRAÇÃO DOS MODELOS NUMÉRICOS	54
4.7. MODELAÇÃO DO EDIFÍCIO COSTA CABRAL	56
4.7.1. VISITA AO LOCAL	57
4.7.2. FREQUÊNCIAS EXPERIMENTAIS E MODOS DE VIBRAÇÃO	58
4.7.3. ASPECTOS PARTICULARES DE MODELAÇÃO	59
4.7.4. CALIBRAÇÃO DOS MODELOS NUMÉRICOS	61
4.8. MODELAÇÃO DO EDIFÍCIO INFANTE SANTO	63
4.8.1. VISITA AO LOCAL	65
4.8.2. FREQUÊNCIAS EXPERIMENTAIS E MODOS DE VIBRAÇÃO	65
4.8.3. ASPECTOS PARTICULARES DE MODELAÇÃO	65
4.8.4. CALIBRAÇÃO DOS MODELOS NUMÉRICOS	67

4.9. MODELAÇÃO DO EDIFÍCIO PARNASO	69
4.9.1. VISITA AO LOCAL	69
4.9.2. FREQUÊNCIAS EXPERIMENTAIS E MODOS DE VIBRAÇÃO	70
4.9.3. ASPECTOS PARTICULARES DE MODELAÇÃO	72
4.9.4. CALIBRAÇÃO DOS MODELOS NUMÉRICOS.....	74
4.10. Acção Sísmica	76
4.10.1. ZONAMENTO SÍSMICO	76
4.10.2. DEFINIÇÃO DO ESPECTRO DE RESPOSTA ELÁSTICO HORIZONTAL.....	77
4.10.3. ESPECTROS DE RESPOSTA ELÁSTICOS PARA AS REGIÕES DO PORTO E LISBOA.....	78
4.10.4. ACELEROGRAMAS REPRESENTATIVOS DA ACÇÃO SÍSMICA.....	79
4.10.5. LOCALIZAÇÃO DAS FREQUÊNCIAS NUMÉRICAS NOS ESPECTROS DE RESPOSTA DO EC8	81
4.11. MÉTODO DE ANÁLISE	83
4.11.1. EQUAÇÃO DE EQUILÍBRIO DINÂMICO	83
4.11.2. QUANTIFICAÇÃO DA MATRIZ DE RIGIDEZ	83
4.11.3. QUANTIFICAÇÃO DA MATRIZ DE MASSA	84
4.11.4. QUANTIFICAÇÃO DA MATRIZ DE AMORTECIMENTO.....	85
4.11.5. ACÇÃO SÍSMICA.....	85
4.11.6. RESOLUÇÃO DA EQUAÇÃO DE MOVIMENTO	86
4.12. CONSIDERAÇÕES FINAIS.....	87
 5. ANÁLISE DINÂMICA NÃO-LINEAR	 89
5.1. INTRODUÇÃO	89
5.2. PARÂMETROS AVALIADOS	90
5.2.1. DESLOCAMENTO DOS PISOS.....	90
5.2.2. DESLOCAMENTO RELATIVO ENTRE PISOS OU “DRIFT”	90
5.2.3. CORTE AO NÍVEL DOS PISOS	90
5.2.4. EXIGÊNCIAS DE DUCTILIDADE DE CURVATURA DOS ELEMENTOS ESTRUTURAIS	90
5.2.5. PARÂMETROS ADICIONAIS	91
5.3. EDIFÍCIO COSTA CABRAL	92
5.3.1. DIRECÇÃO LONGITUDINAL (X).....	92
5.3.2. DIRECÇÃO TRANSVERSAL (Y).....	97
5.4. EDIFÍCIO INFANTE SANTO	101
5.4.1. DIRECÇÃO LONGITUDINAL (X).....	101

5.4.2. DIRECÇÃO TRANSVERSAL (Y)	104
5.5. EDIFÍCIO PARNASO	109
5.5.1. DIRECÇÃO LONGITUDINAL (X)	109
5.5.2. DIRECÇÃO TRANSVERSAL (Y)	113
5.6. CONSIDERAÇÕES FINAIS	116

6. CONCLUSÃO	121
---------------------------	------------

6.1. INTRODUÇÃO	121
6.2. CONCLUSÃO FINAL	121
6.3. DESENVOLVIMENTOS FUTUROS	123

BIBLIOGRAFIA	125
---------------------------	------------

ANEXOS

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2.1 – Colapsos de paredes de alvenaria para fora do plano após a rotura devido à acção sísmica (Varum, 2003)	4
Figura 2.2 – Pórtico de betão armado parcialmente preenchido (Paulay e Priestley, 1992)	4
Figura 2.3 – Mecanismos de pilar curto devido a aberturas nos painéis de alvenaria (Varum, 2003)....	5
Figura 2.4 – Mecanismos de “soft-storey” (Rodrigues, 2005).....	5
Figura 2.5 – Separação ente o pórtico e o painel criando uma biela diagonal equivalente (Melro, 2006).	7
Figura 2.6 – Mecanismo de rotura por fissuração diagonal (Melro, 2006)	7
Figura 2.7 – Mecanismo de rotura por corte ao longo da junta horizontal de argamassa (Melro, 2006)	8
Figura 2.8 – Mecanismo de rotura por esmagamento dos cantos comprimidos (Melro, 2006)	8
Figura 2.9 – Pórtico preenchido com alvenaria com abertura modelado por Elementos Finitos (Alvarenga, 2002).....	9
Figura 2.10 – Deslocamento Total do Modelo apresentado na Figura 2.9 (Alvarenga, 2002).....	10
Figura 2.11 – Comprimentos de contacto entre o painel e o pórtico (Oliveira, 1995)	10
Figura 2.11 – Resistência da escora diagonal em função de λh (Melro, 2006) (adaptado de Stafford Smith, 1966).....	12
Figura 2.12 – Representação da escora diagonal equivalente (Oliveira, 1995).....	13
Figura 2.13 – Ábacos para determinar a largura da escora equivalente (Melro, 2006) (adaptado de Stafford Smith e Carter, 1969)	14
Figura 2.14 – Resistência à tracção do painel de alvenaria (Melro, 2006) (adaptado de Stafford Smith e Carter, 1969)	15
Figura 2.15 – Resistência à compressão do painel de alvenaria (Melro, 2006) (adaptado de Stafford Smith e Carter, 1969).....	16
Figura 2.16 – Resistência ao corte do painel de alvenaria (Melro, 2006) (adaptado de Stafford Smith e Carter, 1969)	16
Figura 2.17 – Modelação dos Painéis de Alvenaria proposta por Al-Chaar (2002) (Melro, 2006)	19
Figura 2.18 – Lei de comportamento do modelo de diagonais de Combescure: a) modelo geométrico associado; b) lei multi-linear (Combescure, 1996).....	21
Figura 2.19 – Lei de comportamento do modelo de andar de Combescure: a) modelo geométrico associado; b) lei multi-linear (Combescure, 1996).....	23
Figura 2.20 – Lei de comportamento de Zarnic e Gostic: a) distribuição de forças; b) lei tri-linear (Zarnic e Gostic, 1998).....	24
Figura 2.21 – Comportamento histerético da Lei de Zarnic e Gostic: a) rigidez de descarga; b) efeito de “pinching” (Zarnic e Gostic, 1998).....	27

Figura 2.22 – Modelo Global de um Pannel de Alvenaria confinado (Rodrigues, 2005)	28
Figura 2.23 – Curva base de comportamento não-linear para um sentido genérico (Rodrigues, 2005)	29
Figura 2.24 – Comportamento histerético do pannel: a) efeito de “pinching”; b) degradação de resistência (Rodrigues et al, 2005)	29
Figura 2.25 – Curva base de comportamento trilinear para ambos os sentidos (Varum, 1996)	30
Figura 2.26 – Comportamento histerético do modelo não-linear em flexão (Varum, 1996)	30
Figura 2.27 – Macro-elemento de barra com 6 graus de liberdade (Varum, 1996)	31
Figura 2.28 – Programa VisualANL	32
Figura 3.1 – Bloco de Costa Cabral: a) alçado frontal; b) alçado de tardo; c) corte transversal	36
Figura 3.2 – Planta estrutural do tecto da cave do bloco de Costa Cabral	37
Figura 3.3 – Planta estrutural do tecto tipo do bloco de Costa Cabral	38
Figura 3.4 – Planta arquitectónica do R/C (adaptado de Fonseca, 2005)	38
Figura 3.5 – Planta arquitectónica dos pisos 1,2,3,4 e 5 (adaptado de Fonseca, 2005)	39
Figura 3.6 – Implantação das unidades tipo A (Fonseca, 2005)	39
Figura 3.7 – Unidade tipo A: a) alçado frontal; b) alçado lateral; c) corte transversal (Fonseca, 2005)	40
Figura 3.8 – Planta do piso térreo (Rodrigues, 2005)	41
Figura 3.9 – Planta dos pisos ímpares (1º, 3º, 5º e 7º) (Rodrigues, 2005)	41
Figura 3.10 – Planta dos pisos pares (2º, 4º, 6º e 8º) (Rodrigues, 2005)	42
Figura 3.11 – Planta arquitectónica do piso inferior (adaptado de Fonseca, 2005)	42
Figura 3.12 – Planta arquitectónica do piso superior (adaptado de Fonseca, 2005)	42
Figura 3.13 – Bloco de Habitações: a) alçado frontal; b) alçado de tardo; c) corte transversal	43
Figura 3.14 – Implantação geral do Edifício Parnaso	44
Figura 3.15 – Disposição dos pórticos em planta ao nível do piso 1	45
Figura 3.16 – Pórticos Longitudinais: a) pórtico I; b) pórticos II e III	45
Figura 3.17 – Planta arquitectónica dos pisos 2,3 e 4.	46
Figura 3.18 – Planta arquitectónica do piso 5.	46
Figura 4.1 – Associação de pórticos em comboio (Costa, 1999)	50
Figura 4.2 – Curva momento-curvatura (linha tracejada) e aproximação tri-linear (linha sólida) (Arêde, 1997)	51
Figura 4.3 – Curva envolvente penta-linear para um pannel de alvenaria	52

Figura 4.4 – Curva inicial do painel (azul) e curvas ajustadas para um γ de 1.3 (vermelho) e 0.7 (verde).	55
Figura 4.5 – Direcções estudadas no edifício Costa Cabral.	56
Figura 4.6 – Modelo inicial do edifício Costa Cabral na direcção longitudinal (X).	56
Figura 4.7 – Modelo inicial do edifício Costa Cabral na direcção transversal (Y).	57
Figura 4.8 – Rampas de acesso à garagem no piso enterrado do edifício Costa Cabral.	57
Figura 4.9 – Localização dos acelerómetros na medição das frequências do edifício Costa Cabral.	58
Figura 4.10 – Método do EDFF na identificação de frequências próprias do edifício Costa Cabral.	58
Figura 4.11 – Deformadas dos modos de vibração: a) 1º modo (transversal); b) 2º modo (longitudinal).	59
Figura 4.12 – Modelo do edifício Costa Cabral na direcção longitudinal (X) sem alvenaria.	60
Figura 4.13 – Modelo do edifício Costa Cabral na direcção longitudinal (X) com alvenaria.	61
Figura 4.14 – Modelo do edifício Costa Cabral na direcção transversal (Y) sem alvenaria.	61
Figura 4.15 – Modelo do edifício Costa Cabral na direcção transversal (Y) com alvenaria.	61
Figura 4.16 – 1º modo de vibração do edifício Costa Cabral na direcção longitudinal (X) sem alvenaria.	62
Figura 4.17 – 1º modo de vibração do edifício Costa Cabral na direcção longitudinal (X) com alvenaria.	62
Figura 4.18 – 1º modo de vibração do edifício Costa Cabral na direcção transversal (Y) sem alvenaria.	62
Figura 4.19 – 1º modo de vibração do edifício Costa Cabral na direcção transversal (Y) com alvenaria.	63
Figura 4.20 – Direcções estudadas no edifício Infante Santo.	63
Figura 4.21 – Modelo inicial do edifício Infante Santo na direcção longitudinal (X).	64
Figura 4.22 – Modelo inicial do edifício Infante Santo na direcção transversal (Y).	64
Figura 4.23 – Modelo do edifício Infante Santo na direcção longitudinal (X): a) sem alvenaria; b) com alvenaria.	67
Figura 4.24 – Modelo do edifício Infante Santo na direcção transversal (Y): a) sem alvenaria; b) com alvenaria.	67
Figura 4.25 - 1º modo de vibração do edifício Infante Santo na direcção longitudinal (X): a) sem alvenaria; b) com alvenaria.	68
Figura 4.26 - 1º modo de vibração do edifício Infante Santo na direcção transversal (Y): a) sem alvenaria; b) com alvenaria.	68
Figura 4.27 – Direcções estudadas no edifício Parnaso.	69
Figura 4.28 – Pormenor da caixa de escadas e estrutura principal adjacente no edifício Parnaso.	70
Figura 4.29 – Localização dos acelerómetros na medição das frequências do edifício Parnaso.	70

Figura 4.30 – Método do EDFF na identificação de frequências próprias do edifício Parnaso.	71
Figura 4.31 – Deformadas dos modos de vibração: a) 1º modo (transversal); b) 2º modo (longitudinal).	71
Figura 4.32 – Pormenor da ligação transversal da viga B aos pilares adjacentes no edifício Parnaso.	73
Figura 4.33 – Modelo do edifício Parnaso na direcção longitudinal (X) sem alvenaria.	73
Figura 4.34 – Modelo do edifício Parnaso na direcção longitudinal (X) com alvenaria.	73
Figura 4.35 – Modelo do edifício Parnaso na direcção transversal (Y) sem alvenaria.	74
Figura 4.36 – Modelo do edifício Parnaso na direcção transversal (Y) com alvenaria.	74
Figura 4.37 – 1º modo de vibração do edifício Parnaso na direcção longitudinal (X) sem alvenaria. ..	75
Figura 4.38 – 1º modo de vibração do edifício Parnaso na direcção longitudinal (X) com alvenaria. ..	75
Figura 4.39 – 1º modo de vibração do edifício Parnaso na direcção transversal (Y) sem alvenaria....	75
Figura 4.40 – 1º modo de vibração do edifício Parnaso na direcção transversal (Y) com alvenaria....	75
Figura 4.41 – Zonamento sísmico da NP EN 1998-1: a) Sismo do Tipo 1 (afastado); b) Sismo do Tipo 2 (próximo).....	76
Figura 4.42 – Forma genérica do espectro de resposta elástico (EC8, 2004).....	77
Figura 4.43 – Espectros de Resposta Elásticos para a Região do Porto (Solo B).	79
Figura 4.44 – Espectros de Resposta Elásticos para a Região de Lisboa (Solo B).	79
Figura 4.45 – Aspecto dos acelerogramas para a Região do Porto: a) Sismo do Tipo 1; b) Sismo do Tipo 2.	80
Figura 4.46 – Aspecto dos acelerogramas para a Região de Lisboa: a) Sismo do Tipo 1; b) Sismo do Tipo 2.	80
Figura 4.47 – Espectros de resposta médios para a Região do Porto.	81
Figura 4.48 – Espectros de resposta médios para a Região de Lisboa.	81
Figura 4.49 – Localização das frequências numéricas do edifício Costa Cabral no espectro da Região do Porto.	82
Figura 4.50 – Localização das frequências numéricas do edifício Infante Santo no espectro da Região de Lisboa.	82
Figura 4.51 – Localização das frequências numéricas do edifício Parnaso no espectro da Região do Porto.	82
Figura 4.52 – Macro-elemento de barra definido pela associação em série de três sub-elementos (Varum, 1996).....	84
Figura 5.1 – Direcção longitudinal (X) do Edifício Costa Cabral: a) Envolventes de Deslocamento; b) Perfis de “Drift”	94
Figura 5.2 – Direcção longitudinal (X) do Edifício Costa Cabral: a) Perfis de Corte; b) Distribuição média do Esforço de Corte entre Pilares e Alvenarias.....	95

Figura 5.3 – Exigências de Ductilidade para a direcção longitudinal (X) do Edifício Costa Cabral: a) Com Alvenaria (C.A); b) Sem Alvenaria (S.A); c) Rácio C.A / S.A.	96
Figura 5.4 – Direcção transversal (Y) do Edifício Costa Cabral: a) Envolventes de Deslocamento; b) Perfis de “Drift”	98
Figura 5.5 – Direcção transversal (Y) do Edifício Costa Cabral: a) Perfis de Corte; b) Distribuição média do Esforço de Corte entre Pilares e Alvenarias	99
Figura 5.6 – Exigências de Ductilidade para a direcção transversal (Y) do Edifício Costa Cabral: a) Com Alvenaria (C.A); b) Sem Alvenaria (S.A); c) Rácio C.A / S.A.	100
Figura 5.7 – Direcção longitudinal (X) do Edifício Infante Santo: a) Envolventes de Deslocamento; b) Perfis de “Drift”	102
Figura 5.8 – Direcção longitudinal (X) do Edifício Infante Santo: a) Perfis de Corte; b) Distribuição média do Esforço de Corte entre Pilares e Alvenarias.	103
Figura 5.9 – Exigências de Ductilidade dos Pilares para a direcção longitudinal (X) do Edifício Infante Santo	104
Figura 5.10 – Direcção transversal (Y) do Edifício Infante Santo: a) Envolventes de Deslocamento; b) Perfis de “Drift”	106
Figura 5.11 – Direcção transversal (Y) do Edifício Infante Santo: a) Perfis de Corte; b) Distribuição média do Esforço de Corte entre Pilares e Alvenarias.	107
Figura 5.12 – Exigências de Ductilidade para a direcção transversal (Y) do Edifício Infante Santo: a) Com Alvenaria (C.A); b) Sem Alvenaria (S.A); c) Rácio C.A / S.A.	108
Figura 5.13 – Direcção longitudinal (X) do Edifício Parnaso: a) Envolventes de Deslocamento; b) Perfis de “Drift”	110
Figura 5.14 – Direcção longitudinal (X) do Edifício Parnaso: a) Perfis de Corte; b) Distribuição média do Esforço de Corte entre Pilares e Alvenarias	111
Figura 5.15 – Exigências de Ductilidade para a direcção longitudinal (X) do Edifício Parnaso: a) Com Alvenaria (C.A); b) Sem Alvenaria (S.A); c) Rácio C.A / S.A.	112
Figura 5.16 – Direcção transversal (Y) do Edifício Parnaso: a) Envolventes de Deslocamento; b) Perfis de “Drift”	114
Figura 5.17 – Direcção transversal (Y) do Edifício Parnaso: a) Perfis de Corte; b) Distribuição média do Esforço de Corte entre Pilares e Alvenarias	115
Figura 5.18 – Exigências de Ductilidade dos Pilares para a direcção transversal (Y) do Edifício Parnaso	116

ÍNDICE DE TABELAS

Tabela 2.1 – Valores empíricos para a largura da escora equivalente (Mainstone, 1971)	17
Tabela 2.2 – Coeficiente redutor R_2	18
Tabela 4.1 – Propriedades da alvenaria.	53
Tabela 4.2 – Modos de vibração e frequências experimentais do edifício Costa Cabral.	59
Tabela 4.3 – Características dos materiais para o edifício Costa Cabral.	60
Tabela 4.4 – Frequências experimentais e numéricas do edifício Costa Cabral.	62
Tabela 4.5 – Modos de vibração e frequências experimentais do edifício Infante Santo.	65
Tabela 4.6 – Características dos materiais para o edifício Infante Santo.	65
Tabela 4.7 – Frequências experimentais e numéricas do edifício Infante Santo.	68
Tabela 4.8 – Modos de vibração e frequências experimentais do edifício Parnaso.	71
Tabela 4.9 – Características dos materiais para o edifício Parnaso.	72
Tabela 4.10 – Frequências experimentais e numéricas do edifício Parnaso.	74
Tabela 4.11 – Valores da aceleração máxima de projecto de referência a_{gR} para as diferentes zonas sísmicas segundo a NP EN 1998-1 (Carvalho, 2007).	76
Tabela 4.12 – Valores das variáveis definidoras da configuração espectral em rocha na NP EN 1998-1.	78
Tabela 5.1 – Valores máximos dos parâmetros avaliados para os três casos de estudo	116

1

INTRODUÇÃO

1.1. ENQUADRAMENTO E OBJECTIVOS DA DISSERTAÇÃO

Os painéis de enchimento de alvenaria são amplamente utilizados em estruturas porticadas de betão armado na delimitação de espaços interiores e definição da envolvente das construções. No entanto, a prática corrente de projecto considera os painéis de enchimento como elementos não estruturais, desprezando a sua modelação e assumindo que se está do lado da segurança.

Com efeito, o grande número de parâmetros e variáveis de que depende o comportamento dos painéis de alvenaria e sua difícil quantificação cria dificuldades de modelação numérica. As propriedades mecânicas dos materiais e qualidade de construção têm variações significativas que criam obstáculos à sistematização do comportamento dos painéis. Verifica-se que o número de pórticos e de pisos das estruturas, dimensões e aberturas dos painéis de enchimento são também relevantes nas suas características de rigidez e resistência.

Outras dificuldades surgem na previsão e modelação do comportamento conjunto entre os painéis de alvenaria de enchimento e os seus pórticos envolventes. Estudos experimentais demonstram que as características do conjunto são mais do que o simples somatório das propriedades do pórtico e da alvenaria. Para baixos níveis de acções horizontais estes apresentam um comportamento monolítico e coeso, que com o aumento das forças se degrada através da separação entre o pórtico e o painel.

Estes e outros factores são responsáveis pela habitual não inclusão dos painéis de enchimento nas modelações numéricas correntes, partindo do princípio que estes apenas trazem benefícios para a estrutura em termos de rigidez e resistência lateral.

Estudos recentes e observação de danos e colapsos de edifícios sujeitos a sismos revelam que, pelo contrário, a presença dos painéis de alvenaria faz-se sentir de forma significativa na resposta sísmica das estruturas, de forma favorável ou desfavorável, alterando o seu comportamento não só globalmente mas também ao nível de efeitos locais e atraindo forças para elementos estruturais que não foram dimensionados para resistir a esses esforços.

Assim, os painéis de alvenaria de enchimento devem ser contabilizados nas modelações de edifícios em zonas potencialmente sísmicas, para obter resultados mais realistas, seguros e fidedignos.

Este trabalho surge neste contexto com o objectivo de estudar numericamente a influência dos painéis de enchimento no comportamento sísmico das estruturas. Para conferir um maior grau de realismo, o estudo incidiu sobre três edifícios existentes, dois no Porto e um em Lisboa, projectados na década de 50 com formas, tipologias e utilizações correntes nas nossas cidades e dimensionados numa época onde se dava pouca importância às acções horizontais, nomeadamente as acções sísmicas.

Discriminaram-se as situações com e sem painéis de alvenaria de enchimento, realizando análises dinâmicas não-lineares para avaliar e quantificar as diferenças encontradas, procurando extrair conclusões abrangentes e tendências comuns.

1.2. ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO

Este trabalho está organizado em seis capítulos. Neste primeiro capítulo é apresentado o enquadramento do trabalho e seu objectivo.

No Capítulo 2 é feita inicialmente uma análise e reflexão da influência que os painéis de alvenaria de enchimento exercem na resposta sísmica de estruturas de betão armado. É feito um estudo da forma como estes elementos não estruturais interagem com os pórticos envolventes, apresentando-se as metodologias mais correntes para a sua correcta modelação. No final é apresentado o programa PORANL utilizado neste trabalho e seus aspectos fundamentais.

No Capítulo 3 são apresentados os casos estudados relativamente à sua arquitectura e concepção estrutural, indicando também disposição dos painéis de alvenaria nas plantas arquitectónicas dos edifícios.

No Capítulo 4 é descrito todo o processo de modelação seguido para a análise dos diferentes casos de estudo, descrevendo cada uma das etapas que o constitui e seus objectivos. É detalhado processo de modelação para cada caso de estudo ao nível das visitas ao local, frequências experimentais e modos de vibração, aspectos particulares de modelação e respectiva calibração dos modelos. No final, apresenta-se a acção sísmica utilizada e uma breve descrição do método de análise seguido.

No Capítulo 5 apresentam-se os resultados das análises dinâmicas não-lineares para os modelos estudados, avaliando pormenorizadamente as diferenças entre as situações com e sem alvenaria. No final procuram-se extrair conclusões gerais abrangentes a todos os modelos, com o intuito de sistematizar os resultados particulares e encontrar tendências comuns.

No Capítulo 6 resume-se o trabalho elaborado, realçando os aspectos mais importantes e tecendo os principais comentários e conclusões a reter. Apresentam-se também alguns possíveis desenvolvimentos futuros.

2

PAINÉIS DE ENCHIMENTO DE ALVENARIA EM ESTRUTURAS PORTICADAS DE BETÃO ARMADO

2.1. INTRODUÇÃO

Assumindo a alvenaria um papel cada vez mais decorativo e delimitador de espaços nas construções correntes, e sendo reconhecidas as dificuldades associadas à sua modelação numérica, é prática usual nos projectos de estruturas correntes que se opte por desprezar a contribuição estrutural dos painéis de alvenaria no dimensionamento, sendo considerado que se está do lado da segurança. No entanto, se este procedimento é conservativo quando se tratam de acções verticais, o mesmo já não acontece para as acções horizontais, concretamente para as acções sísmicas.

Se a prática corrente parte do pressuposto que, aquando de um sismo, as alvenarias entram em colapso numa fase muito inicial e prematura da resposta da estrutura, devido à sua baixa resistência às acções horizontais quando comparada com a do seu pórtico de betão armado envolvente, estudos recentes e análises de danos e colapsos de edifícios sujeitos a sismos (Dolsek e Fajfar, 2008) (Varum, 2003) revelam que, pelo contrário, a presença dos painéis de alvenaria faz-se sentir de forma significativa na resposta sísmica, de forma favorável ou desfavorável, mas invariavelmente importante e que, como tal, deve ser considerada.

Assim sendo, neste capítulo é feita inicialmente uma análise e reflexão da influência que os painéis de alvenaria de enchimento exercem na resposta sísmica de estruturas de betão armado, baseada em conceitos estruturais teóricos e em casos práticos observados em sismos recentes. É feito um estudo da forma como estes elementos não estruturais interagem com os pórticos envolventes, quando sujeitos a acções horizontais, apresentando-se as metodologias mais correntes para a sua correcta modelação. No final é apresentado o programa PORANL utilizado neste trabalho e seus aspectos fundamentais.

2.2. INFLUÊNCIA DOS PAINÉIS DE ALVENARIA DE ENCHIMENTO NA RESPOSTA SÍSMICA DE ESTRUTURAS PORTICADAS DE BETÃO ARMADO

Ao desprezar a contribuição das paredes de alvenaria no dimensionamento de estruturas, a resposta sísmica prevista pode estar consideravelmente díspar da efectiva. O comportamento frágil destes elementos é susceptível de alterar tanto as condições estáticas como dinâmicas da estrutura, ao nível da rigidez, resistência, características dinâmicas e dissipação de energia, atraindo forças para elementos estruturais que não foram dimensionados para resistir a esses esforços (Paulay e Priestley, 1992).

Daqui resulta um conjunto de mecanismos particulares que, ignorados, poderão provocar graves danos ou mesmo colapso de edifícios quando sujeitos à acção sísmica.

Os painéis de enchimento de alvenaria implicam um acréscimo significativo da rigidez global da estrutura, logo, uma frequência natural de vibração superior e que, dependendo do espectro sísmico relevante, pode implicar um acréscimo das forças sísmicas. As tensões de corte elevadas concentram-se nos pórticos mais rígidos preenchidos com alvenaria, resultando no colapso dos painéis que, por aceleração transversal ao pórtico, podem cair para dentro das habitações, caixas de escadas ou para a rua, com graves consequências materiais e humanas, ainda agravadas pela muito provável presença de pessoas nestes locais (Figura 2.1).



Figura 2.1 – Colapsos de paredes de alvenaria para fora do plano após a rotura devido à acção sísmica (Varum, 2003).

Quando os painéis de alvenaria não preenchem na totalidade a altura de um andar, devido à existência de portas, janelas ou patamares, parte dos pilares adjacentes ficam sujeitos a maiores esforços de corte, que frequentemente não são contabilizados visto que estas aberturas não são tidas em conta no dimensionamento. Sabendo que, por norma, as estruturas são dimensionadas para garantir ductilidade na resposta à acção sísmica, é esperada a formação de rótulas plásticas nas extremidades dos elementos. Todavia, a presença de um painel parcial em altura confere bastante mais rigidez à porção do pilar contíguo onde se desenvolve, deixando um troço entre o topo do painel e o topo do pilar mais frágil onde se concentra a deformação (Figura 2.2). Surge assim uma rótula plástica num local intermédio do pilar onde a pormenorização da armadura pode não prever este mecanismo, originando o aumento das forças de corte no pilar e a sua consequente rotura (Figura 2.3). Este troço crítico do pilar é correntemente designado por pilar curto ou “short-column” e é causa de inúmeros danos em estruturas sujeitas a sismos.

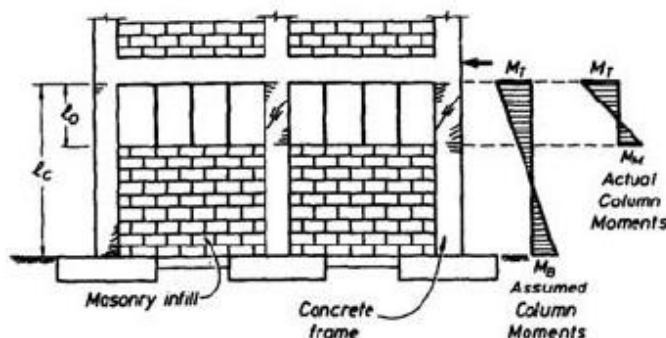


Figura 2.2 – Pórtico de betão armado parcialmente preenchido (Paulay e Priestley, 1992).



Figura 2.3 – Mecanismos de pilar curto devido a aberturas nos painéis de alvenaria (Varum, 2003).

Irregularidades e descontinuidades na distribuição da rigidez e massa em altura são erros de projecto com consequências graves na resposta sísmica. Efectivamente, as análises elásticas implicam uma distribuição uniforme das forças ao longo de toda a estrutura. No entanto, se as características estruturais não forem uniformes ou não variarem de forma contínua, as deformações irão certamente concentrar-se nas zonas críticas de descontinuidade, levando ao limite ou mesmo ultrapassando a capacidade dúctil dos elementos estruturais aí situados (Varum, 2003).

Exemplos clássicos destas descontinuidades surgem quando num piso de um edifício não existem painéis de alvenaria, normalmente o piso térreo, devido a aproveitamentos de espaços para garagens ou estabelecimentos comerciais. Quando sujeitos à acção sísmica, a deformação em edifícios com esta tipologia (bastante corrente) concentra-se essencialmente no piso térreo, agravada pelo facto de normalmente o seu pé-direito ser superior aos restantes pisos. A exigência de ductilidade torna-se de tal ordem que ocorre a rotura dos pilares e a perda do piso, fenómeno agravado se as cargas axiais forem elevadas. Este mecanismo de rotura é designado de “soft-storey” (Figura 2.4), sendo amplamente conhecido e muito recorrente. A análise não-linear assume nestes casos um papel fundamental, devido às elevadas deformações que são esperadas, levando os materiais a um comportamento muito afastado do elástico.



Figura 2.4 – Mecanismos de “soft-storey” (Rodrigues, 2005).

Associadas às distribuições irregulares em altura, encontram-se as descontinuidades em planta. Se por norma um piso típico de um edifício apresenta simetria, uma distribuição assimétrica dos painéis de alvenaria em planta cria esforços de torção adicionais que não são contabilizados, se a presença dos painéis não for tida em conta no dimensionamento.

A excentricidade do centro de massa em relação ao centro de rigidez origina esforços de corte que se fazem sentir com mais intensidade nos pórticos de fachada, cuja capacidade pode não ser suficiente.

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 estes mecanismos de rotura.

Contudo, a contribuição dos painéis de enchimento de alvenaria na resposta sísmica de edifícios de betão armado não é só negativa. Com efeito, estes acarretam um aumento significativo da rigidez lateral e da resistência máxima, comparativamente com pórticos não preenchidos. Análises de sismos na Grécia revelam que muitos danos foram evitados devido ao acréscimo de resistência garantido pelos painéis de alvenaria, danos esses que se verificaram em estruturas sem estes elementos (Oliveira, 1995).

Conferem também às estruturas uma capacidade adicional de dissipação de energia por histerese, essencialmente por atrito ao longo das fendas, auxiliando assim a função das rótulas plásticas dimensionadas para este efeito. Em sismos onde os pilares entrem em rotura, se as paredes de alvenaria ainda existirem estas são capazes de receber as cargas verticais destinadas aos pilares e evitar assim o colapso do edifício.

Importante é também o efeito que os painéis têm em reduzir os deslocamentos relativos entre pisos, conduzindo a menos danos em elementos não estruturais como canalizações, juntas de dilatação, etc, elementos esses que por norma representam um custo económico significativo de reparação após um sismo (Melro, 2006).

Seja do lado da segurança ou contra, a presença dos painéis de alvenaria afigura-se como relevante na resposta sísmica e deve ser considerada, para obter resultados mais exactos e fidedignos.

2.3. COMPORTAMENTO DE PÓRTICOS DE BETÃO ARMADO PREENCHIDOS COM PAINÉIS DE ALVENARIA

Os estudos experimentais e analíticos efectuados sobre a interacção entre os painéis de alvenaria e os pórticos envolventes revelam que as propriedades do conjunto são mais do que o simples somatório das propriedades do pórtico e da alvenaria (Al-Chaar, 2002). Com efeito, a presença dos painéis aumenta significativamente a resistência global do pórtico uma vez que, se para esforços de tracção a alvenaria é pouco resistente, para esforços de compressão a sua capacidade de carga é relevante e daí a sua modelação como escoras comprimidas. Os próprios painéis beneficiam desta interacção, ao adquirir uma ductilidade bastante superior ao comportamento frágil que apresentam por si só.

Na década de 50, Polyakov foi o primeiro a estudar este mecanismo de interacção pórtico/alvenaria confinada, identificando três fases fundamentais que o conjunto apresenta quando sujeito a acções horizontais crescentes e introduzindo o conceito de biela equivalente (Figura 2.5).

Inicialmente, o painel de alvenaria e o pórtico apresentam um comportamento coeso e monolítico, com uma capacidade de carga elevada e sem fendilhação significativa. A duração desta primeira fase é função das condições de ligação entre o pórtico e o painel.

Quando as deformações do pórtico são incompatíveis com as da parede surgem fendas na interface ao longo dos cantos traccionados, havendo a separação entre o pórtico e o painel. Dá-se assim início à segunda fase, caracterizada pela progressão das fendas até aos cantos comprimidos, com as tensões de compressão a serem transmitidas ao longo dos cantos diagonalmente opostos onde a separação não ocorreu. O painel de alvenaria adquire então um comportamento de biela diagonal comprimida (Figura 2.5).

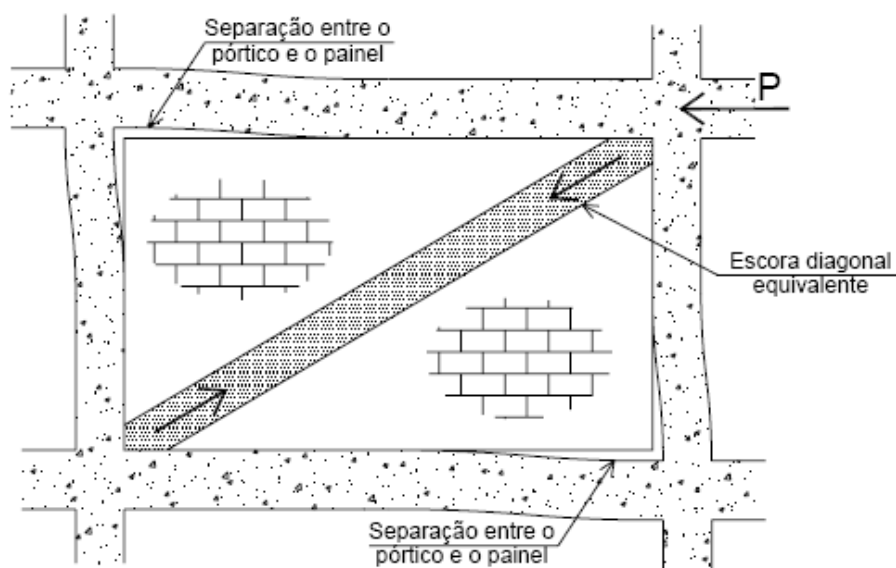


Figura 2.5 – Separação ente o pórtico e o painel criando uma biela diagonal equivalente (Melro, 2006).

Na terceira e última fase ocorre a rotura da alvenaria, que pode ocorrer devido a um de três grandes mecanismos ou a combinações destes (Figuras 2.6 a 2.8). Um dos modos de rotura consiste na fissuração da alvenaria na direcção da biela diagonal comprimida devido a esforços de tracção, com as fendas a surgir ao longo das juntas de argamassa de ligação cuja resistência é inferior à dos blocos de alvenaria (Figura 2.6).

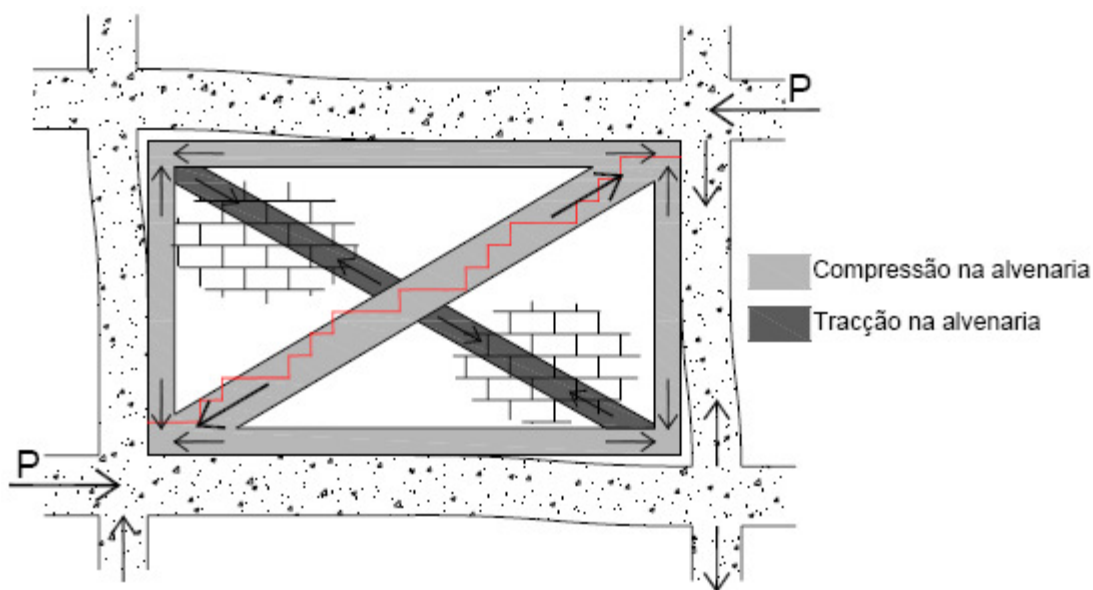


Figura 2.6 – Mecanismo de rotura por fissuração diagonal (Melro, 2006).

Se a argamassa de ligação for muito fraca, a rotura pode ocorrer por deslizamento ao longo das juntas horizontais de argamassa, resultante da baixa resistência da alvenaria a esforços de corte (Figura 2.7).

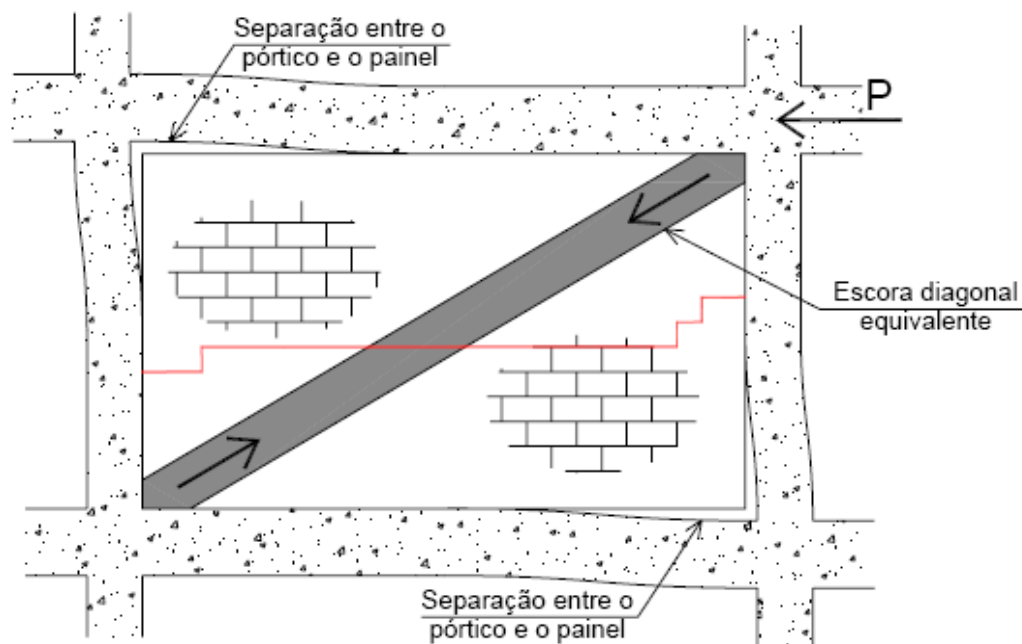


Figura 2.7 – Mecanismo de rotura por corte ao longo da junta horizontal de argamassa (Melro, 2006).

Em paredes de alvenaria com elevada resistência ao corte e à tracção, a rotura é condicionada pelo esmagamento dos cantos comprimidos (Figura 2.8). A probabilidade de ocorrência deste mecanismo aumenta quando o pórtico é muito deformável, provocando uma diminuição do comprimento de contacto entre este e o painel de alvenaria na zona dos cantos comprimidos e aumentando assim a tensão de compressão (Oliveira, 1995). Este modo de rotura possui elevada rigidez e resistência mas baixa ductilidade, uma vez que após o colapso do painel as forças são subitamente transmitidas ao pórtico.

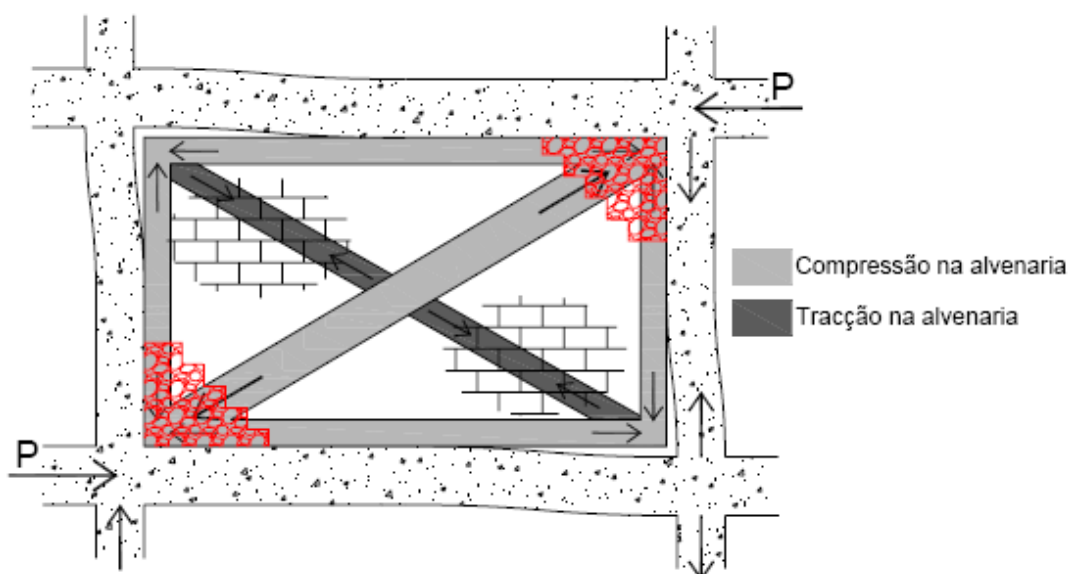


Figura 2.8 – Mecanismo de rotura por esmagamento dos cantos comprimidos (Melro, 2006).

Enquanto que os três modos de rotura apresentados implicam que é o painel de alvenaria o elemento condicionante no colapso, podem surgir casos em que a resistência da parede é bastante elevada quando comparada com a do pórtico envolvente, originando uma rotura prematura nas vigas ou nos pilares.

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. Embora a análise linear elástica seja a usual, o estudo da estrutura é feito para a segunda fase com a separação entre o pórtico e o painel de alvenaria, recorrendo ao método da biela equivalente de seguida apresentado.

2.4. MODELAÇÃO DO COMPORTAMENTO ESTRUTURAL DE PAINÉIS DE ENCHIMENTO DE ALVENARIA

Quando em 1956 Polyakov realizou os ensaios experimentais para estudar a participação das alvenarias em pórticos de betão armado, introduziu o conceito de escora diagonal equivalente, verificando que ao comportamento inicial monolítico segue-se a separação dos painéis nos cantos traccionados, passando estes a funcionar como duas bielas comprimidas, uma para cada direcção.

Seguiram-se vários trabalhos com o objectivo de aprofundar este conceito e determinar a largura da escora equivalente. Devido ao elevado grau de complexidade e pormenorização que envolve a contribuição dos painéis de alvenaria em estruturas porticadas, os métodos desenvolvidos são análises aproximadas. Destacam-se os trabalhos de Stafford Smith & Carter (1969), Mainstone (1971), Paulay e Priestley (1992) e Al-Chaar (2002), entre muitos outros.

Recentemente surgiram novos métodos de análise com base em Elementos Finitos (Alvarenga, 2002), com modelação individual de elementos de tijolo e da argamassa entre eles como elementos de interface (Figura 2.9). As propriedades dos blocos de alvenaria e da argamassa são definidas com base em resultados experimentais, contabilizando também a disposição e geometria dos blocos devido a aberturas e a espessura das juntas de argamassa. Obtém-se assim um modelo extremamente detalhado e complexo que produz resultados bastante próximos dos reais (Figura 2.10), reproduzindo os efeitos locais e globais, a ocorrência de fendilhação, a carga última atingida e o correspondente mecanismo de colapso (Rodrigues, 2005).

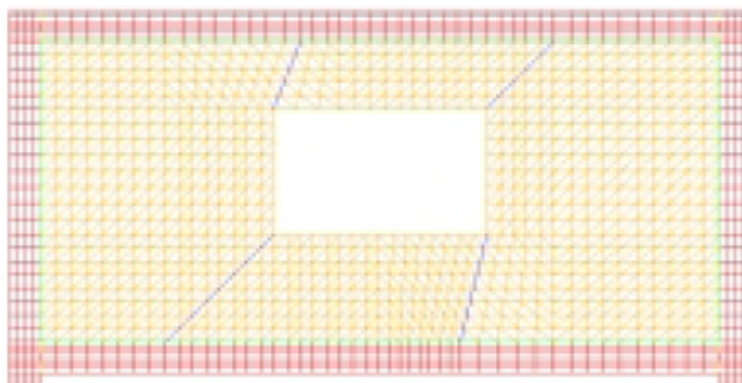


Figura 2.9 – Pórtico preenchido com alvenaria com abertura modelado por Elementos Finitos (Alvarenga, 2002).

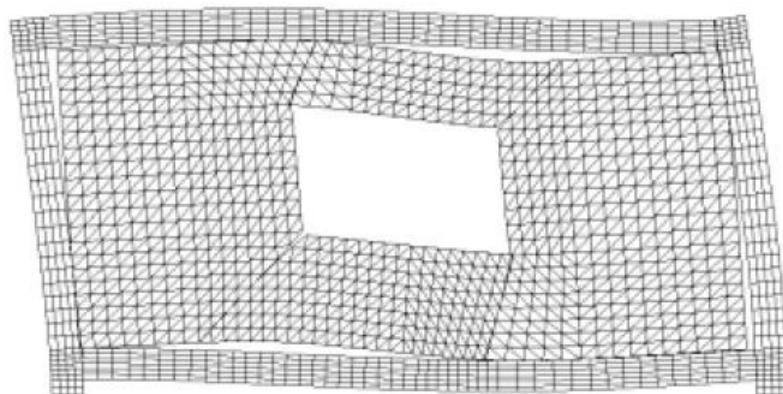


Figura 2.10 – Deslocamento Total do Modelo apresentado na Figura 2.9 (Alvarenga, 2002).

A este tipo de análise está associado um grau de pormenorização e esforço de cálculo que se torna inviável para análises correntes, sendo por isso reservado para fins de investigação e calibração de outros modelos mais simplificados.

Assim sendo, para estudos correntes da resposta de estruturas porticadas preenchidas com painéis de alvenaria são utilizados modelos globais simplificados. Os métodos de análise que se apresentam de seguida são baseados no conceito da biela diagonal equivalente.

2.4.1. MÉTODO DE STAFFORD SMITH E CARTER

Através de ensaios experimentais, Stafford Smith (1966) observou que a largura da escora equivalente é função não só da dimensão e características físicas da parede, mas também do comprimento de contacto entre o pórtico e o painel. Este comprimento de contacto entre a parede e os pilares, α , revelou ser dependente da rigidez relativa entre os dois elementos, enquanto que o comprimento de contacto entre o painel e as vigas assumia um valor praticamente constante nos casos estudados e igual a metade da largura da parede (Figura 2.11).

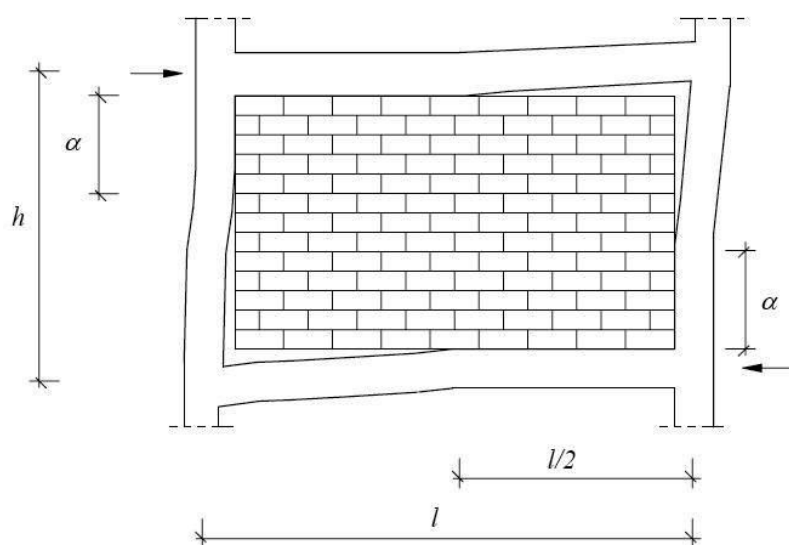


Figura 2.11 – Comprimentos de contacto entre o painel e o pórtico (Oliveira, 1995).

Stafford Smith (1966) estudou inicialmente painéis de alvenaria quadrados, debruçando-se posteriormente nos painéis rectangulares. Em 1969, propôs juntamente com Carter um método de análise para pórticos preenchidos com alvenaria (Stafford Smith e Carter, 1969), método que ainda hoje é apontado como dos mais consistentes e fiáveis por diversos autores.

Painéis Quadrados

Stafford Smith iniciou o seu estudo com pórticos metálicos quadrados preenchidos com alvenaria, sujeitos a acções horizontais. Através da distribuição de forças e tensões ao longo do comprimento de contacto entre o painel e os pilares, utilizou a Teoria Elástica das Vigas considerando que os pilares se comportam como vigas em apoio elástico, obtendo a seguinte expressão para o valor de α :

$$\frac{\alpha}{h} = \frac{\pi}{2 \cdot \lambda h} \quad (2.1)$$

em que:

- α é o comprimento de contacto entre o pilar e a parede;
- h é a distância entre eixos das vigas do pórtico;
- λh é um parâmetro adimensional que traduz a relação de rigidez entre o pórtico e a parede.

Para λh , foi proposta a expressão 2.2:

$$\lambda h = h \times \sqrt[4]{\frac{E_a \cdot t}{4 \cdot E_p \cdot I \cdot h'}} \quad (2.2)$$

onde:

- E_a é o módulo de elasticidade do painel;
- t é a espessura da parede;
- E_p é o módulo de elasticidade do pilar;
- I é o momento de inércia do pilar;
- h' é a altura da parede.

Com o comprimento de contacto entre o pórtico e a parede definido, aplicou uma distribuição triangular ou parabólica das tensões ao longo desta superfície e determinou a largura da escora diagonal equivalente, definindo assim uma secção transversal para a biela que traduz a rigidez do painel de alvenaria.

Stafford Smith (1966) identificou dois modos de rotura dos painéis. Um primeiro onde a rotura ocorre por fendilhação repentina da diagonal comprimida, estendendo-se do centro aos cantos comprimidos do painel (Figura 2.6), e um segundo com a rotura por esmagamento dos cantos comprimidos do painel (Figura 2.8) (Alvarenga, 2002).

Determinando as tensões na escora pelas expressões acima descritas e tendo em conta a resistência do material que constitui o painel, Stafford Smith (1966) traçou duas curvas para estimar a resistência dos painéis de alvenaria correspondentes aos dois modos de rotura (Figura 2.11), em que R_t é a força aplicada segundo a diagonal da parede que provoca a fendilhação por tracção e R_c é a força que provoca o esmagamento dos cantos comprimidos. Os valores de f'_t e f'_c representam a tensão de rotura à tracção e compressão, respectivamente, do material da parede. Estas curvas permitem avaliar o modo de rotura condicionante, verificando-se que para pórticos mais rígidos com valores de λh inferiores a 9.5 é esperada uma rotura por fendilhação diagonal, enquanto que para valores de λh superiores a 9.5 correspondentes a pórticos mais flexíveis, a rotura esperada é por esmagamento dos cantos.

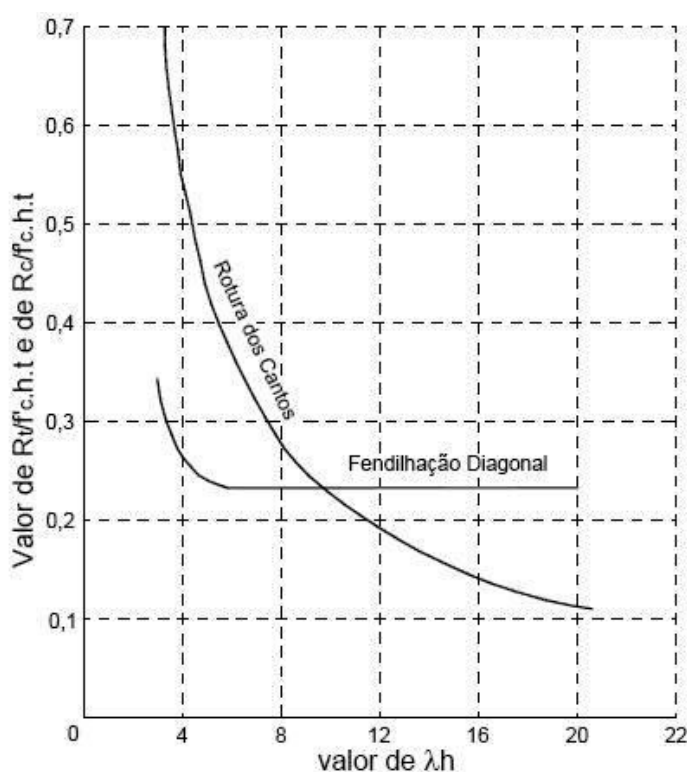


Figura 2.11 – Resistência da escora diagonal em função de λh (Melro, 2006)

(adaptado de Stafford Smith, 1966).

Painéis Rectangulares

No seguimento do estudo dos painéis quadrados, Stafford Smith e Carter (1969) debruçaram-se sobre os painéis rectangulares. Verificaram que a largura da escora diagonal equivalente dependia da relação de rigidez entre o pórtico e a parede (λh), da relação comprimento/altura do painel de alvenaria, do módulo de elasticidade da parede (E_a) e da intensidade do esforço na escora.

De forma análoga com os painéis quadrados, apresentaram a expressão 2.3 para o parâmetro λh :

$$\lambda h = h \times \sqrt[4]{\frac{E_a \cdot t \cdot \sin(2\theta)}{4 \cdot E_p \cdot I \cdot h'}} \quad (2.3)$$

onde θ é o ângulo entre a escora equivalente e a horizontal e os restantes parâmetros são os definidos na equação 2.2 (Figura 2.12).

Com base nas equações 2.1 e 2.3, traçaram um conjunto de ábacos para determinar a largura da escora equivalente W (Figura 2.12), verificando que esta dependia do carregamento lateral aplicado ao pórtico.

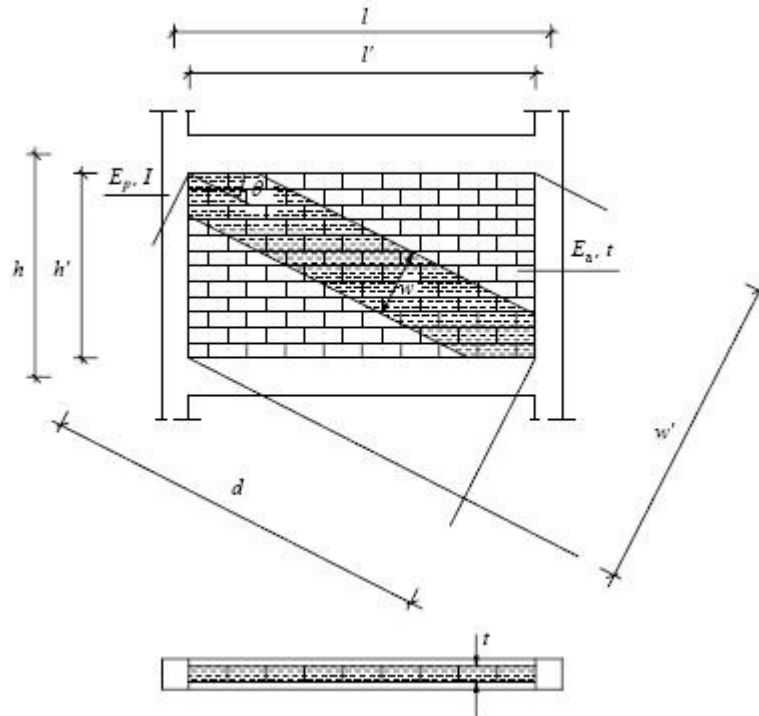


Figura 2.12 – Representação da escora diagonal equivalente (Oliveira, 1995).

Na Figura 2.13 apresentam-se os ábacos que exprimem o valor de W/d em função de λh , para painéis com diferentes relações (l'/h') e para diferentes valores de R/R_c , sendo R a força aplicada segundo a diagonal e R_c a força que, aplicada segundo a diagonal, provoca a rotura da parede por compressão.

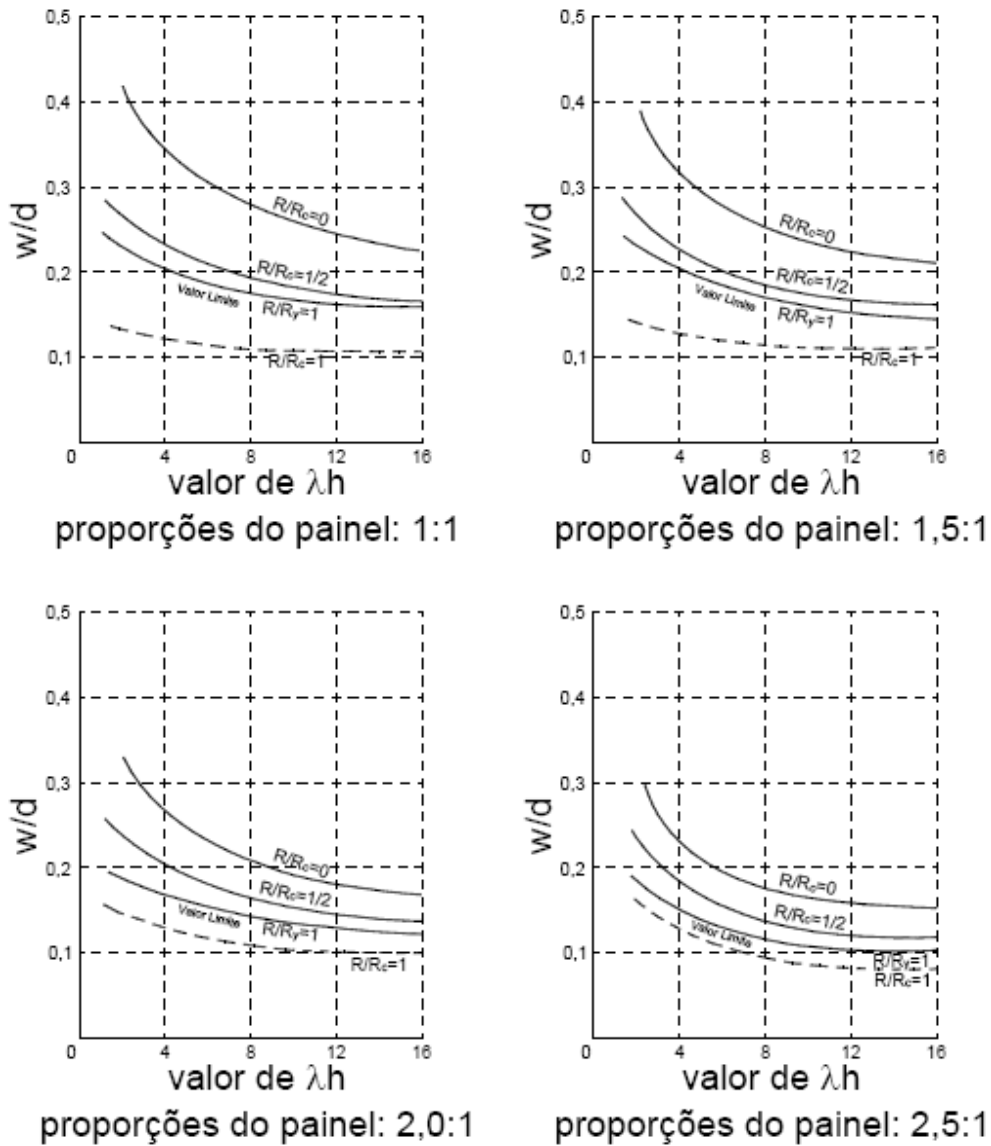


Figura 2.13 – Ábacos para determinar a largura da escora equivalente (Melro, 2006)

(adaptado de Stafford Smith e Carter, 1969).

Décadas mais tarde, Al-Chaar (2002) definiu por interpolação as curvas de Stafford Smith e Carter, propondo também o conjunto de equações simplificadas (2.4) a (2.6) para traduzir estes valores. Para valores de (l'/h') compreendidos entre 1.0 e 1.5 deve ser utilizada uma interpolação linear.

$$W = 0.0835 \cdot C \cdot d \cdot \left(1 + \frac{2.574}{\lambda h}\right), \text{ para } l'/h' \geq 1.5 \quad (2.4)$$

$$C = -0.3905 \cdot \left(l'/h'\right) + 1.7829 \quad (2.5)$$

$$W = 0.1106 \cdot d \cdot \left(1 + \frac{6.027}{\lambda h}\right), \text{ para } l'/h' = 1.0 \quad (2.6)$$

Stafford Smith e Carter (1969) propuseram então um método para determinar a resistência do painel confinado, para os diferentes modos de rotura da parede. Para painéis confinados em betão e em alvenaria, definiram os três modos de rotura apresentados na secção 2.3, sendo que as roturas por fissuração diagonal ao longo da escora comprimida e por esmagamento dos cantos comprimidos são comuns aos painéis de alvenaria e de betão, enquanto que a rotura por corte ao longo da junta horizontal de argamassa só se aplica às alvenarias. Neste caso, μ representa o coeficiente de atrito entre o tijolo e a argamassa.

Para cada modo de rotura traçaram um ábaco em função da rigidez relativa entre o pórtico e a parede, λh , para diferentes relações geométricas do painel, l/h . Os parâmetros f'_t , f'_c e f'_{bs} correspondem, respectivamente, à resistência média do painel de alvenaria à tracção, à compressão e ao corte.

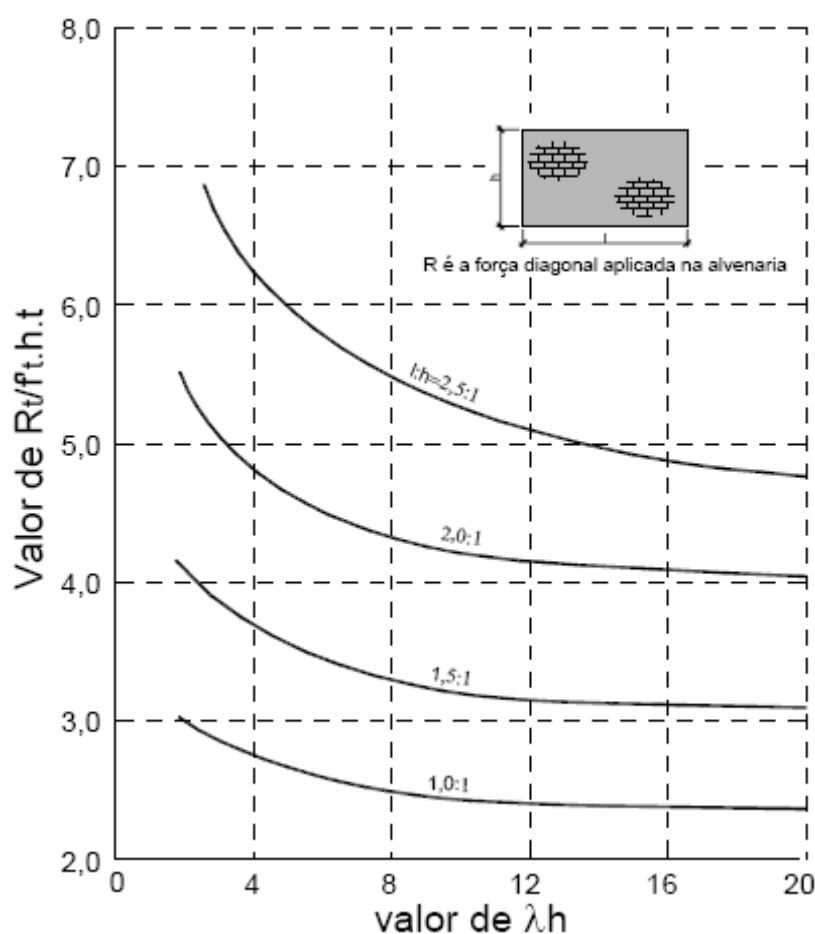


Figura 2.14 – Resistência à tracção do painel de alvenaria (Melro, 2006)

(adaptado de Stafford Smith e Carter, 1969).

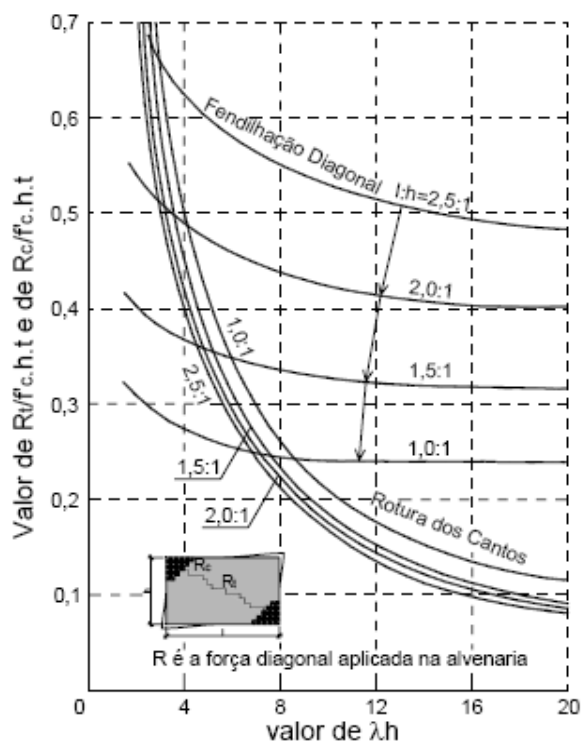


Figura 2.15 – Resistência à compressão do painel de alvenaria (Melro, 2006)

(adaptado de Stafford Smith e Carter, 1969).

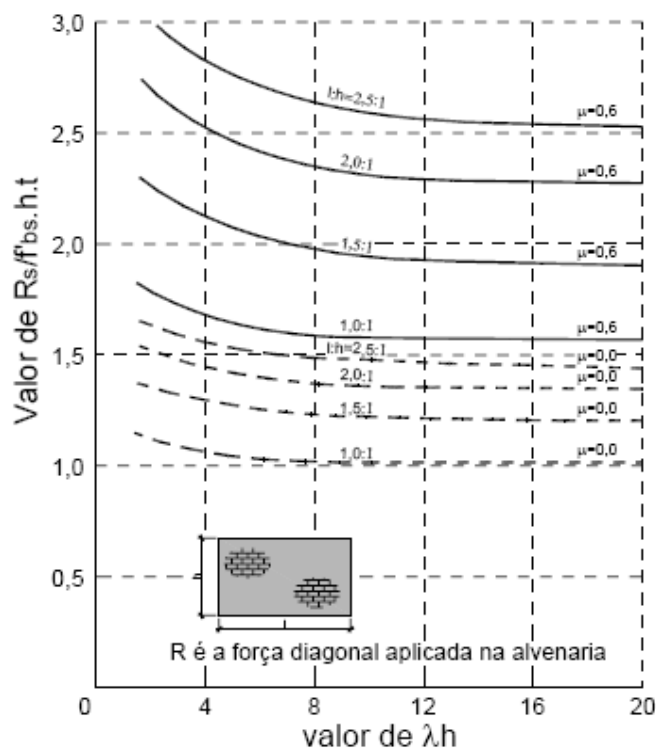


Figura 2.16 – Resistência ao corte do painel de alvenaria (Melro, 2006)

(adaptado de Stafford Smith e Carter, 1969).

Stafford Smith e Carter (1969) consideraram que nos painéis de alvenaria a rotura por esmagamento dos cantos comprimidos era pouco provável, passando a resistência à compressão do painel a ser condicionada pela capacidade da argamassa resistir a esforços de compressão (Figura 2.15).

De acordo com Al-Chaar (2002), a largura da escora equivalente fornecida pelo método de Stafford Smith e Carter representa um limite superior do valor real, enquanto que o método de Mainstone (1971) de seguida apresentado 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.

2.4.2. MÉTODO DE MAINSTONE

Mainstone (1971) conduziu uma série de ensaios em modelos constituídos por pórticos metálicos, preenchidos com paredes de alvenaria de tijolo e de betão. Estudando as variáveis que condicionam o comportamento do painel, verificou que tanto a folga inicial entre a parede e o pórtico adjacente como as propriedades elásticas e de resistência dos painéis eram fundamentais na resposta do conjunto pórtico/parede. Mainstone concluiu também que, se houver uma boa ligação entre o pórtico e o painel, a contribuição do pórtico para a rigidez global do conjunto é desprezável, até surgirem as primeiras fendas na alvenaria (Alvarenga, 2002).

Para efeitos de projecto Mainstone adoptou o conceito de escora diagonal equivalente, no seguimento dos estudos de Stafford Smith e Carter (1969) e como tal os valores que as suas expressões fornecem são conservativos. Apresentou também 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} , conforme apresentado na Tabela 1. Os parâmetros são os ilustrados na Figura 2.12.

Tabela 2.1 – Valores empíricos para a largura da escora equivalente (Mainstone, 1971).

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

2.4.3. MÉTODO DE AL-CHAAR

Al-Chaar (2002) divulgou um relatório sobre a modelação e análise de pórticos preenchidos com painéis de alvenaria. Nele sugere que a rigidez relativa entre o pórtico e a parede seja determinada pela equação (2.3), resultante do trabalho desenvolvido por Stafford Smith e Carter (1969), enquanto que a largura da escora equivalente seja calculada pela expressão de Mainstone (1971) relativa a painéis de alvenaria com $\lambda h < 5$, que se repete de seguida:

$$W = W' \cdot 0.175 \cdot (\lambda \cdot h)^{-0.4} \quad (2.7)$$

No entanto, Al-Chaar propõe alterações a esta expressão para ter em conta efeitos que Mainstone não considerou no seu estudo, sugerindo dois coeficientes redutores: um coeficiente R_1 , se houverem aberturas na parede, e outro coeficiente R_2 , se existirem danos na alvenaria. Assim, a largura da escora equivalente passará a ser determinada por:

$$W_{red} = W \cdot R_1 \cdot R_2 \quad (2.8)$$

onde W_{red} é a largura da escora equivalente reduzida e W é a largura da escora determinada pela equação (2.7).

O coeficiente redutor R_1 deve ser calculado por:

$$R_1 = 0.6 \cdot \left(\frac{A_{open}}{A_{panel}} \right)^2 - 1.6 \cdot \frac{A_{open}}{A_{panel}} + 1 \quad (2.9)$$

em que:

- A_{open} é a área das aberturas no painel de alvenaria;
- A_{panel} é a área do painel dada por $l' \times h'$ (Figura 2.12).

Se a área das aberturas for superior a 60% da área total do painel, não é necessário contabilizar o painel de alvenaria na modelação do edifício.

Para o coeficiente redutor R_2 é utilizada a Tabela 2:

Tabela 2.2 – Coeficiente redutor R_2 .

h'/t	R ₂ para o tipo de dano na alvenaria	
	Moderados	Severos
≤ 21	0.7	0.4
> 21	Necessita de Reparação	

Al-Chaar (2002) propõe também que, para contabilizar a transmissão local de esforços entre o painel e os pilares, sejam introduzidos nós de ligação entre a escora e o pilar a uma distância l_{column} dos nós viga-pilar (Figura 2.17 a)). Se se pretender contabilizar o efeito da alvenaria nas vigas, a componente vertical da força transmitida pela escora deve ser aplicada a uma distância l_{beam} do nó de ligação entre o pilar e a viga (Figura 2.17 b)).

Considerando que os elementos do pórtico preenchido com alvenaria do modelo numérico são demasiado flexíveis, devido à falta de confinamento que a escora confere em relação a modelos mais exactos, como os elementos finitos, 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 escora com o pórtico (Figura 2.17).

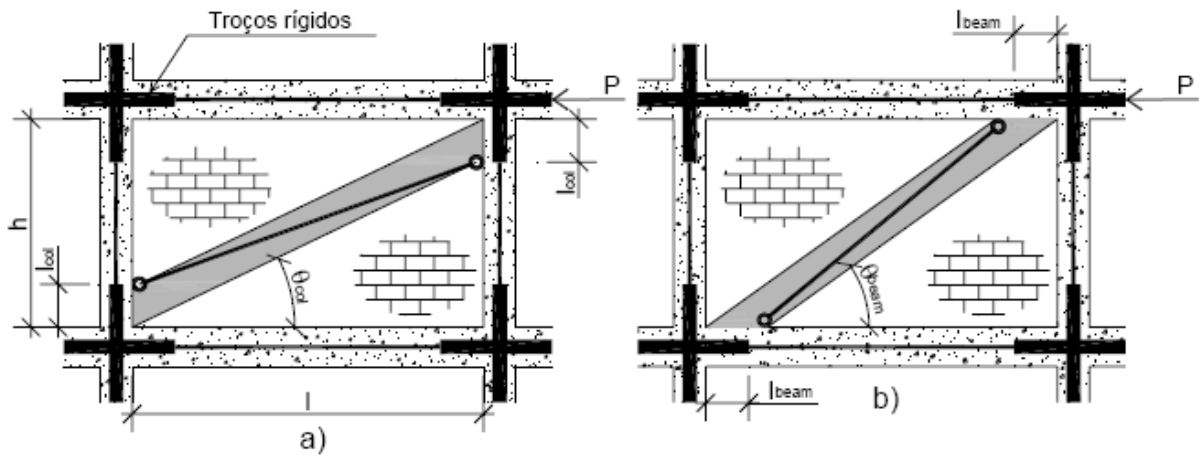


Figura 2.17 – Modelação dos painéis de alvenaria proposta por Al-Chaar (2002) (Melro, 2006).

A modelação recomendada por Al-Chaar (2002) é a representada na Figura 2.17 a). Para tal, a distância l_{column} é determinada pela resolução do seguinte sistema de equações:

$$l_{column} = \frac{W}{\cos(\theta_{col})} \quad (2.10)$$

$$tg(\theta_{col}) = \frac{h - \frac{W}{\cos(\theta_{col})}}{l} \quad (2.11)$$

Para contabilizar o efeito da escora nas vigas, a distância l_{beam} resulta da resolução simultânea das seguintes expressões:

$$l_{beam} = \frac{W}{\sin(\theta_{beam})} \quad (2.10)$$

$$tg(\theta_{beam}) = \frac{h}{l - \frac{W}{\sin(\theta_{beam})}} \quad (2.11)$$

A rigidez da escora será controlada pelo seu modo de elasticidade e pela secção transversal ($a \times t$). A sua carga máxima admissível, aplicada na direcção da escora equivalente, será:

$$R_{strut} = \min \left\{ \begin{matrix} R_{cr} \\ R_{shear} / \cos(\theta_{strut}) \end{matrix} \right\} \quad (2.12)$$

$$\tan \theta_{strut} = \frac{h - 2 \cdot l_{column}}{l} \quad (2.13)$$

em que:

- θ_{strut} é o ângulo entre a escora equivalente e a horizontal;
- R_{cr} é a resistência da escora ao esmagamento, dada pela equação (2.14);
- R_{shear} é a resistência da parede ao corte, dada pela equação (2.15).

$$R_{cr} = W_{red} \cdot t \cdot f'_m \quad (2.15)$$

$$R_{shear} = I \cdot t \cdot f'_v \cdot R_1 \cdot R_2 \quad (2.16)$$

onde:

- f'_m é a resistência da alvenaria à compressão;
- f'_v é a resistência da alvenaria ao corte.

Outros autores propuseram expressões simplificadas para o valor da largura equivalente da biela. Paulay e Priestley (1992) apontam $W=0.25d$, em que d é o comprimento diagonal da biela (Figura 2.12). O valor proposto é elevado e como tal conservativo em termos de segurança, visto que ao adoptar uma largura de escora maior a rigidez da estrutura aumenta, implicando maiores forças sísmicas.

2.5. LEIS DE COMPORTAMENTO HISTERÉTICO NÃO-LINEAR

As normas em vigor apontam a análise não-linear dinâmica como o método mais adequado para avaliar a resposta sísmica das estruturas. Todavia, devido à sua complexidade inerente, a prática corrente substitui a análise não-linear por uma análise elástica, corrigida por coeficientes de comportamento que tentam estimar os valores que se obteriam em regime não-linear. Surgem no entanto situações, como a verificação de disposições regulamentares, nomeadamente dos coeficientes de comportamento a adoptar, dimensionamentos mais precisos e realistas e estudos mais aprofundados da resposta sísmica estrutural, onde a análise não-linear se torna indispensável.

Assim, é necessário desenvolver modelos capazes de simular realisticamente o comportamento não-linear das estruturas, reproduzindo resultados experimentais. No âmbito deste trabalho, são necessárias leis de comportamento histerético que representem a resposta não-linear de painéis de alvenaria confinados por pórticos de betão armado sujeitos a carregamentos cíclicos horizontais.

Conjugados com os modelos da biela equivalente apresentados na secção 2.4, estas leis de comportamento não-linear fornecem as ferramentas para levar a cabo as análises não-lineares dinâmicas onde se pretenda incluir a resposta dos painéis de alvenaria confinados.

De entre os inúmeros trabalhos existentes, destacam-se as propostas de Combescure (1996) e Zarnic e Gostic (1998), apresentadas de seguida.

2.5.1. LEI DE COMPORTAMENTO DE COMBESCURE

A lei de comportamento proposta por Combescure (1996) pressupõe um painel de alvenaria de enchimento simulado como duas bielas diagonais independentes (Figura 2.18 a)), atribuindo a cada barra uma lei de comportamento uniaxial (Figura 2.18 b)). Esta lei Força vs Deslocamento é capaz de reproduzir os principais fenómenos a que os painéis confinados estão sujeitos, nomeadamente fissuração, esmagamento da diagonal comprimida, efeito de “pinching” ou de aperto e deslizamento dos cantos comprimidos em relação ao pórtico envolvente.

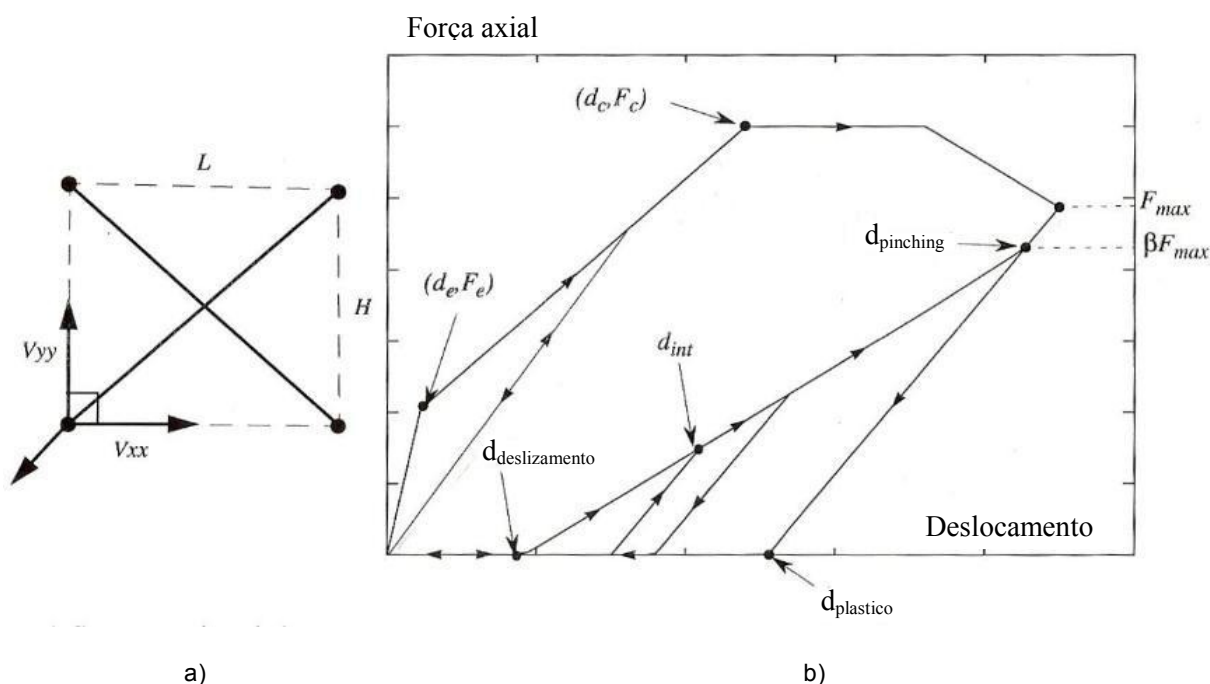


Figura 2.18 – Lei de comportamento do modelo de diagonais de Combescure: a) modelo geométrico associado; b) lei multi-linear (Combescure, 1996).

A resistência à tracção é nula, sendo a curva de carregamento em compressão multilinear. O primeiro troço corresponde à fase elástica e o segundo traduz o comportamento fissurado do painel, após o qual a lei assume um comportamento plástico que se inicia com o esmagamento da diagonal comprimida, correspondente ao troço horizontal.

O comportamento é linear elástico até ao ponto (d_e, F_e) com um módulo de Young $E_0 = \frac{F_e}{d_e}$.

O segundo troço, correspondente à fissuração do painel, é definido pelo ponto (d_c, F_c) com uma diminuição de rigidez quantificada por um parâmetro de dano D variável entre 0 e $D_{\max}$, com:

$$D_{\max} = 1 - \frac{1}{E_0} \frac{F_c}{d_c} \quad (2.17)$$

O respectivo módulo de Young secante é:

$$E_{\text{sec ante}} = (1 - D) \cdot E_0 \quad (2.18)$$

O resto da curva tem um comportamento plástico com endurecimento nulo (troço horizontal) ou negativo (troço descendente), onde:

$$d_{\text{plastico}} = d_{\text{actual}} - \frac{F_{\text{actual}}}{(1 - D_{\max}) \cdot E_0} \quad (2.19)$$

e o módulo de Young residual é igual a:

$$E_{\text{residual}} = (1 - D_{\max}) \cdot E_0 \quad (2.20)$$

O comportamento histerético traduz os fenómenos de deslizamento e “pinching”. Para o primeiro, quando se inverte o sentido do carregamento (com o módulo de Young E_{residual}) e se passa a solicitar a outra biela diagonal, a primeira perde o contacto com o pórtico envolvente por deslizamento devido às forças horizontais a actuar. Quando volta a ser solicitada, é necessário um deslocamento $d_{\text{deslizamento}}$ para que a escora e o pórtico fiquem novamente em contacto e se possa mobilizar a biela diagonal do painel de alvenaria.

O efeito de “pinching” ou de aperto consiste numa diminuição da rigidez do painel quando as fendas existentes nos dois sentidos estão abertas; com o aumento da força, uma das fendas fecha e consequentemente a rigidez cresce. Este efeito é traduzido pelo ponto $(d_{\text{pinching}}, \beta F_{\max})$ que diminui a rigidez de recarga, sendo β um coeficiente que reduz a força máxima atingida no ciclo anterior.

Combescure (1996) propôs também um modelo de andar, para situações em que o objectivo não é representar os painéis de alvenaria confinados isoladamente mas sim o comportamento global de um andar totalmente preenchido com alvenaria de enchimento.

A lei de comportamento proposta trabalha em Esforço Transverso vs Distorção, esta última quantificada pelo parâmetro γ (Figura 2.19 a)). O modelo geométrico resume-se a uma biela diagonal ligada em cima e em baixo às vigas que delimitam o andar, à qual se aplica a lei de comportamento definida na Figura 2.19 b).

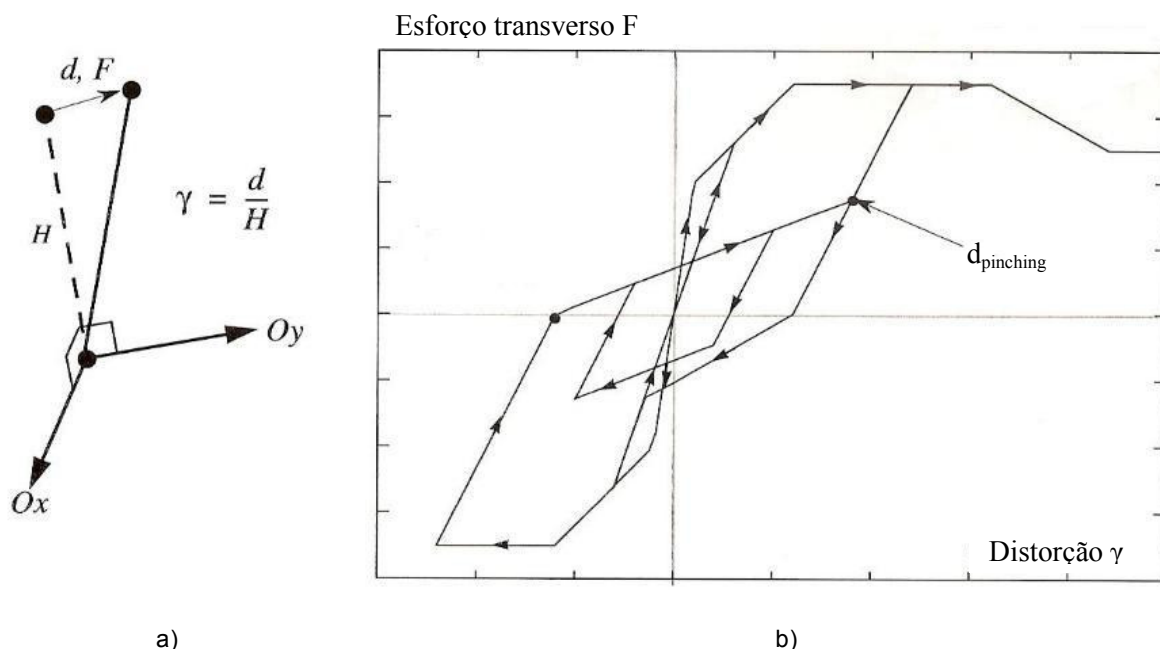


Figura 2.19 – Lei de comportamento do modelo de andar de Combescure: a) modelo geométrico associado; b) lei multi-linear (Combescure, 1996).

Para cada sentido, esta lei de comportamento é semelhante à das bielas diagonais, com a mesma curva envolvente e o mesmo comportamento histerético. No entanto, neste caso já admite o funcionamento da biela nos dois sentidos do deslocamento, forçosamente por se tratar apenas de uma escora diagonal que tem de simular o comportamento do painel de alvenaria nas duas direcções do seu plano, em oposição ao modelo das duas diagonais em que cada uma funcionava apenas para um determinado sentido e de forma independente da outra. A curva envolvente pode ser definida de forma distinta para as duas direcções de forma a ter em conta assimetrias no painel.

As leis de comportamento de Combescure, bem como a grande maioria das restantes propostas existentes, consistem em definir numericamente as diferentes fases que um painel de alvenaria confinado atravessa desde o início do carregamento até à rotura, apresentando também regras de histerese para reproduzir a resposta do painel a forças horizontais cíclicas. Não propõem no entanto formas de quantificar os pontos críticos da curva envolvente: fendilhação, cedência e rotura. A prática comum consiste em levar a cabo ensaios experimentais sobre painéis de alvenaria confinados, ajustando a lei de comportamento numérica de forma a reproduzir os resultados experimentais.

Posteriormente surgiram novos modelos numéricos extremamente pormenorizados e refinados, com leis de comportamento do betão, da armaduras e dos painéis, que pretendem reproduzir o mais fielmente possível os resultados experimentais (Combescure e Pegon, 1996).

Validados estes modelos, a obtenção dos parâmetros das curvas de comportamento para modelos globais dos painéis de alvenaria, como os apresentados neste trabalho, torna-se muito mais simples e sistemática, eliminando a fase experimental e recorrendo apenas a simulações numéricas.

Zarnic e Gostic (1998) propuseram um método empírico para determinar os parâmetros das curvas envolventes, apresentado de seguida.

2.5.2. LEI DE COMPORTAMENTO DE ZARNIC E GOSTIC

Zarnic e Gostic (1998) desenvolveram uma lei de comportamento capaz de simular a resposta não linear dos painéis de alvenaria sujeitos a carregamentos cíclicos horizontais. O aspecto mais relevante deste trabalho reside no desenvolvimento de fórmulas empíricas para determinar os pontos característicos da curva envolvente, baseadas em inúmeros testes experimentais. A lei de comportamento proposta consiste numa curva envolvente tri-linear, possível de ser distinta para cada sentido e capaz de traduzir os fenómenos de fissuração (cr), cedência (y) e rotura (u) dos painéis de alvenaria. Adicionalmente, reproduz também a degradação da força após a rotura (Figura 2.20 b)).

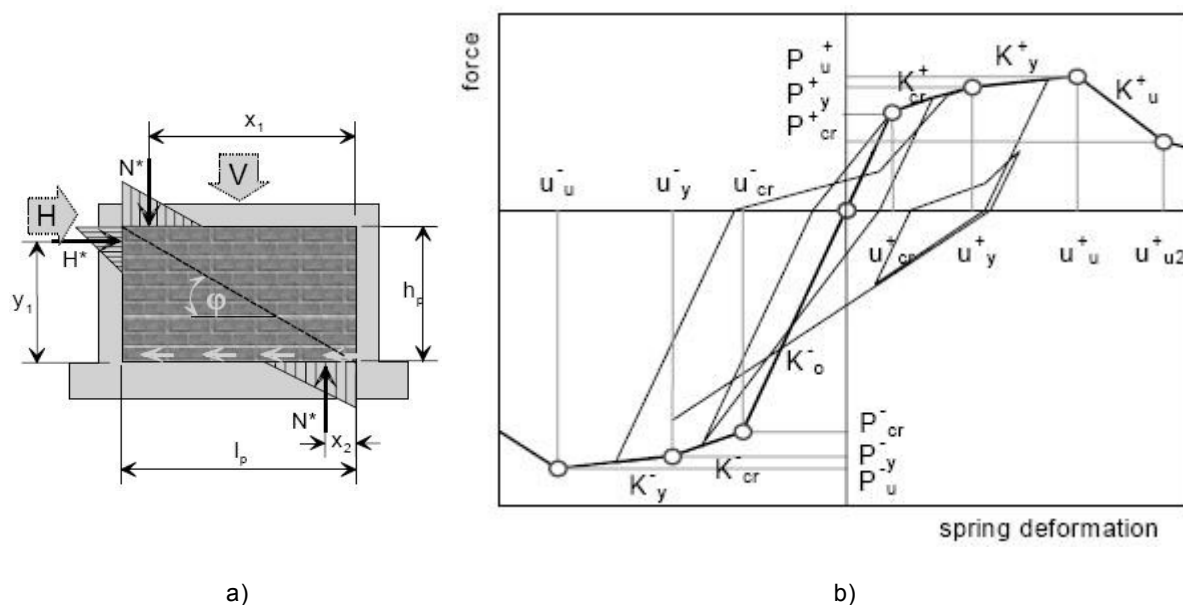


Figura 2.20 – Lei de comportamento de Zarnic e Gostic: a) distribuição de forças; b) lei tri-linear (Zarnic e Gostic, 1998).

Observando as deformações dos pórticos com alvenaria de enchimento, Zarnic e Gostic (1998) verificaram que as forças de interação entre o pilar e o painel se desenvolvem apenas no lado em que a força horizontal actua, devido à maior flexibilidade do pilar em comparação com a deformação do painel no canto inferior oposto (Figura 2.20 a)). Com base na distribuição de forças apresentada, obtiveram as seguintes expressões:

$$H_{sp} = C_R \frac{A_p \cdot f_{tp}}{C_I \cdot b} \left(1 + \sqrt{C_I^2 \cdot \left(1 + \frac{\sigma_{oz}}{f_{tp}} \right) + 1} \right) \quad (2.21)$$

$$C_I = 2 \cdot \alpha \cdot b \cdot \frac{l_p}{h_p}, \quad \alpha = \frac{(x_1 - x_2) \cdot h_p}{y_1 \cdot l_p} \quad (2.22)$$

$$K_e = \frac{1}{\frac{h_p^3}{C_F \cdot E_p \cdot I_e} + \frac{1,2 \cdot h_p}{G_p \cdot A_e}} \quad (2.23)$$

$$A_e = A_p + 2 \cdot C_E \cdot A_f \frac{G_f}{G_p} \quad (2.24)$$

$$I_e = I_p + 2 \cdot C_E \frac{E_f}{E_p} \left(I_f + A_f \frac{(h_c + l_p)^2}{4} \right) \quad (2.25)$$

onde os parâmetros das equações anteriores representam (Rodrigues, 2005):

A) Características geométricas e elásticas dos painéis de alvenaria:

l_p – comprimento do painel;

h_p – altura do painel;

e_p – espessura do painel;

E_p – módulo de Young;

G_p – módulo de rigidez transversal;

A_p – área da secção transversal horizontal;

I_p – momento de inércia da secção transversal horizontal;

γ_d – inclinação da biela em relação à horizontal;

B) Características geométricas e elásticas dos elementos que confinam o painel:

A_f – área da secção transversal horizontal;

I_f – inércia da secção transversal horizontal;

E_f – módulo de Young;

G_f – módulo de rigidez transversal;

C) Características mecânicas da secção homogeneizada e rigidez efectiva:

A_e – área da secção transversal efectiva;

I_e – momento de inércia efectiva do painel de alvenaria;

K_e – rigidez efectiva;

D) Outros parâmetros:

f_{tp} – resistência à tracção da alvenaria;

CR – factor que pondera a qualidade da mão-de-obra;

CI – factor de interacção entre o painel e os elementos que o confinam;

CE – factor de influência do pilar na rigidez do painel;

CF – factor para ter em conta um painel confinado lateralmente por um ou dois pilares;

b – factor de relação entre a tensão de corte máxima no painel e a tensão de corte no pórtico;

σ_{oz} – tensão de compressão que actua sobre a secção transversal horizontal do painel;

H_{sp} – força de corte do painel.

Com base na rigidez efectiva do painel (K_e) e na sua resistência ao corte (H_{sp}), podem-se determinar os três pontos característicos da curva envolvente:

$$P_{cr} = \frac{1}{3} \cdot P_y, \quad \delta_{cr} = \frac{P_{cr}}{K_e} \quad (2.26)$$

$$P_y = \frac{H_{sp}}{\cos \varphi}, \quad \delta_y = 1,1 \frac{P_y}{K_e} \quad (2.27)$$

$$P_u = P_y [1 - \nu \cdot (1 - \mu)], \quad \delta_u = \mu \cdot \delta_y \quad (2.28)$$

onde ficam definidos os pontos de fissuração (cr), de cedência (y) e rotura (u) para cada sentido. Nestas expressões, ν é um parâmetro que define a inclinação do troço pós-cedência e μ é a ductilidade assumida do painel.

Para estimativa de alguns dos parâmetros definidos anteriormente, Zarnic e Gostic (1998) propuseram os seguintes valores:

- a resistência do painel à tracção (f_{tp}) varia entre 4 a 8% da sua resistência à compressão;
- o factor (CR) varia entre 0.5 e 1, sendo 0.9 o valor mais indicado;
- o factor (CE) deve ser 1 no caso de um contacto total entre os pilares e o painel. Para situações mais realistas, o seu valor deve variar entre 0 e 0.5;

- o factor (CF) vale 3 ou 12, consoante o painel esteja confinado lateralmente por um ou dois pilares, respectivamente;
- o factor (b) deve ser tomado como 1.1 no caso de não haver aberturas no painel;
- devido ao espaço normalmente existente entre a viga e o painel, não há transmissão de tensões entre os dois elementos. Como tal, σ_{oz} pode ser desprezado.
- o módulo de rigidez transversal do painel (G_p) varia entre 10 a 30% do seu módulo de Young (E_p).

O comportamento histerético da curva é definido por três parâmetros: o parâmetro α , que afecta a rigidez de descarga ao apontar o troço descendente sempre para o mesmo ponto (Figura 2.21 a)); o parâmetro β que afecta a força máxima de chegada, degradando a resistência e a rigidez e o parâmetro γ que traduz o efeito de “pinching” (Figura 2.21 b)), já sumariamente explicado na secção 2.5.1.

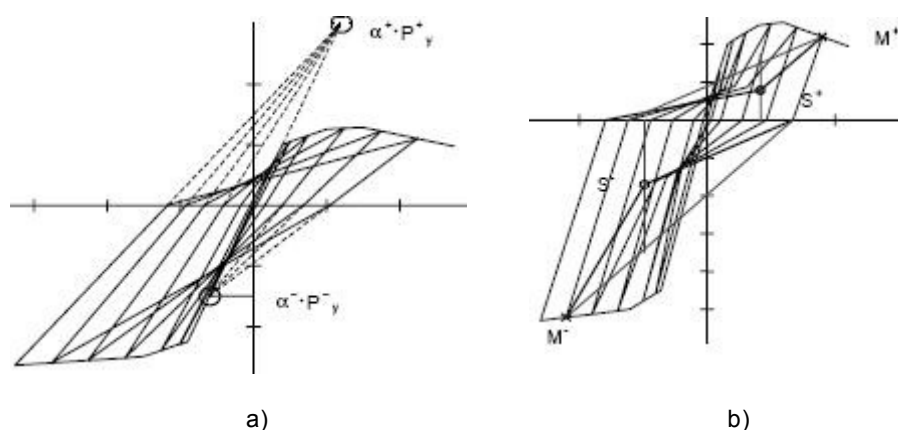


Figura 2.21 – Comportamento histerético da Lei de Zarnic e Gostic: a) rigidez de descarga; b) efeito de “pinching” (Zarnic e Gostic, 1998).

A grande variabilidade das características mecânicas dos painéis de alvenaria torna qualquer sistematização extremamente difícil de concretizar. No entanto, para estudos em que não seja possível realizar ensaios sobre os painéis em causa de forma a obter as suas características e parâmetros, as fórmulas empíricas de Zarnic e Gostic (1998) são uma boa ferramenta para definir a lei de comportamento não-linear dos painéis de alvenaria.

2.6. O PROGRAMA PORANL

Conforme referido no Capítulo 1, o estudo numérico da influência dos painéis de alvenaria na resposta sísmica de estruturas porticadas de betão armado foi realizado através do programa PORANL, criado por Varum (1996). Posteriormente foi implementado um índice de dano por Romão (2002), sendo também desenvolvidos por Rodrigues (2005) dois modelos histeréticos não-lineares, um capaz de simular painéis de alvenaria confinados sujeitos a acções horizontais e outro representativo do comportamento de elementos de betão armado sujeitos ao corte. Rodrigues (2005) desenvolveu também o interface gráfico VisualANL de pré e pós-processamento de dados.

O programa PORANL foi desenvolvido para simular o comportamento sísmico de estruturas de betão armado, com a análise estrutural efectuada através da modelação em pórticos planos. O programa permite obter a resposta a acções estáticas e/ou dinâmicas, considerando o comportamento histerético não-linear dos elementos sujeitos à flexão. A análise não-linear é realizada recorrendo a um processo incremental utilizando a rigidez tangente em cada instante, e para a resolução das equações diferenciais de equilíbrio dinâmico é utilizado o método implícito de Newmark numa formulação incremental (Varum, 1996) (Rodrigues, 2005).

De todas as características e possibilidades do programa, as que mais interessa apresentar são o modelo dos painéis de alvenaria de enchimento, a modelação do comportamento histerético à flexão e a plataforma gráfica VisualANL, visto serem estes os aspectos fulcrais e mais importantes do programa no âmbito deste trabalho.

2.6.1. MODELAÇÃO DOS PAINÉIS DE ALVENARIA

A simulação numérica dos painéis de alvenaria de enchimento foi feita através do modelo implementado por Rodrigues (2005), que permite representar o comportamento dos painéis sujeitos a cargas cíclicas.

O modelo global desenvolvido por Rodrigues é baseado no método da dupla biela equivalente, mas com significativas melhorias em relação ao modelo tradicional. Para representar o painel de alvenaria confinado são utilizadas quatro bielas rígidas com comportamento elástico linear que suportam um quinto elemento central onde se concentra todo o comportamento não-linear histerético do painel (Rodrigues *et al*, 2005), conforme representado na Figura 2.22.

Esta configuração do modelo permite ter em conta a interacção do comportamento do painel nas duas direcções, enquanto que no modelo clássico as duas bielas trabalham de forma independente uma da outra.

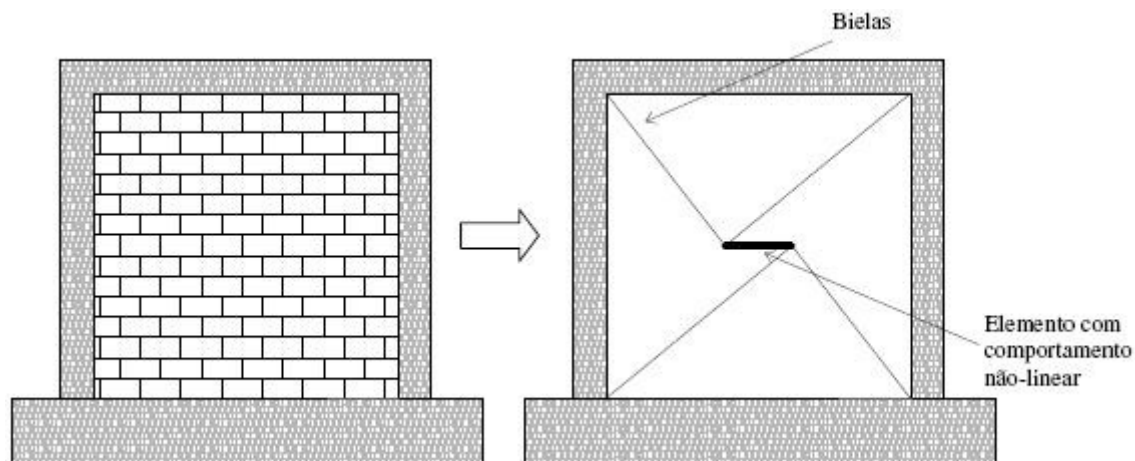


Figura 2.22 – Modelo global de um painel de alvenaria confinado (Rodrigues, 2005).

O comportamento não-linear é definido por uma curva penta-linear envolvente (Figura 2.23) definida por nove parâmetros em cada direcção, representando: fendilhação, cedência, resistência de pico, decaimento da rigidez pós-pico e resistência residual (Rodrigues *et al*, 2005).

Os parâmetros são definidos para cada sentido do deslocamento permitindo assim considerar comportamentos distintos nas duas direcções, de forma a simular assimetrias geométricas no painel e rigidez distinta dos elementos do pórtico envolvente.

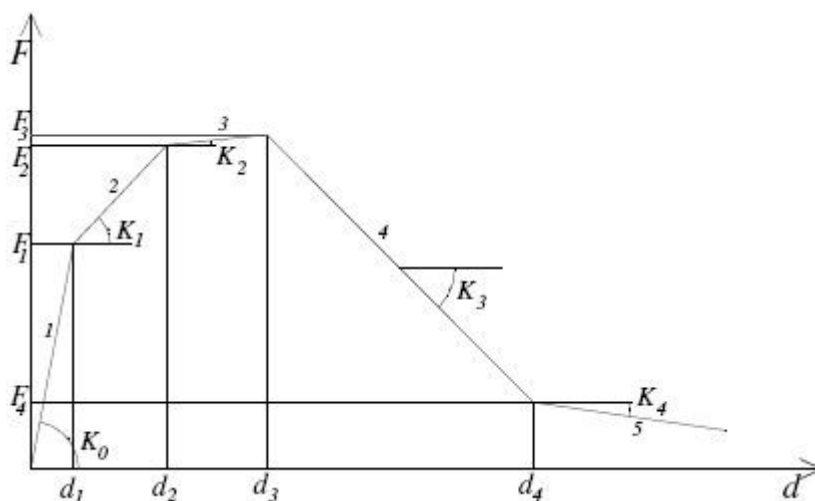


Figura 2.23 – Curva base de comportamento não-linear para um sentido genérico (Rodrigues, 2005).

Os parâmetros da curva de comportamento dos painéis de alvenaria podem ser determinados através do método empírico proposto por Zarnic e Gostic (1998), que se encontra descrito na secção 2.5.2.

O comportamento histerético do painel de alvenaria é definido através da curva de comportamento não-linear e por três parâmetros adicionais: degradação de rigidez (α), efeito de “pinching” (β) e degradação de resistência (γ).

A degradação de rigidez afecta a rigidez de descarga (inversão do carregamento até a força generalizada se anular), bem como a rigidez de recarga (mudança de sinal da força de carregamento).

O efeito de “pinching” ou de aperto consiste numa diminuição da rigidez do painel quando, logo após a inversão do sentido do carregamento, as fendas existentes nos dois sentidos estão abertas; com o aumento da força, uma das fendas fecha e consequentemente a rigidez cresce (Figura 2.24 a)).

A degradação de resistência tem em conta o efeito que o dano numa direcção exerce na outra, considerando os deslocamentos acumulados até ao ciclo em questão. Assim, para um determinado sentido, a força máxima de chegada é inferior à do ciclo anterior (Figura 2.24 b)).

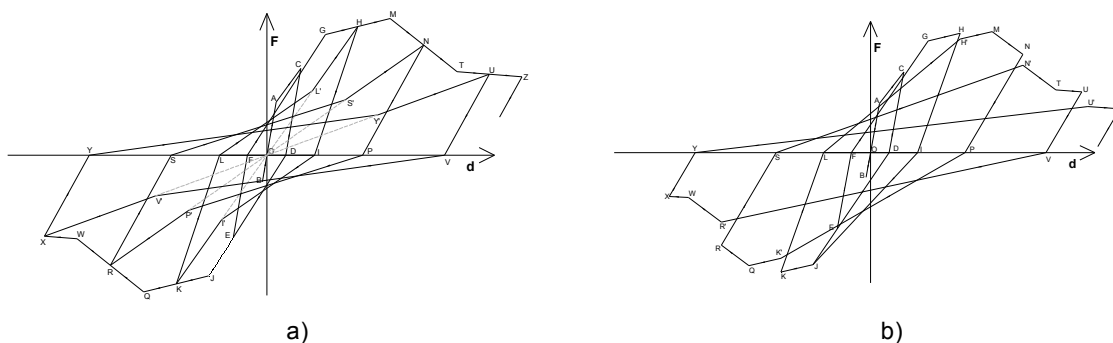


Figura 2.24 – Comportamento histerético do painel: a) efeito de “pinching”; b) degradação de resistência (Rodrigues et al, 2005).

2.6.2. MODELO DE COMPORTAMENTO HISTERÉTICO NÃO-LINEAR EM FLEXÃO DE ELEMENTOS DE BETÃO ARMADO

O modelo implementado por Varum (1996), com base no modelo desenvolvido por Costa e Costa (1989), é caracterizado por uma curva base trilinear para cada sentido (Figura 2.25), definida por uma rigidez inicial K_0 , uma rigidez após fissuração K_1 e respectiva curvatura D_c e uma rigidez após cedência K_2 com a correspondente curvatura D_y .

Estes cinco parâmetros são definidos para cada sentido, com excepção da rigidez inicial que é igual para ambos os sentidos, visto que é apenas função das características geométricas do elemento. Desta forma é possível caracterizar um comportamento distinto para cada sentido de esforço, tendo em conta assimetrias de secções ou de armaduras.

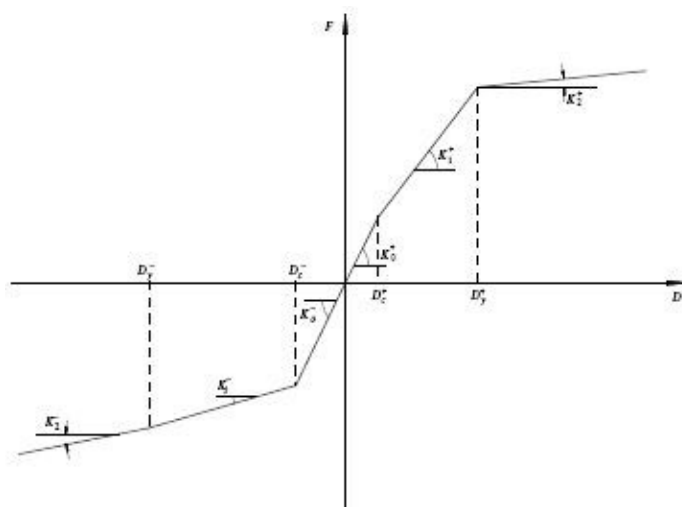


Figura 2.25 – Curva base de comportamento trilinear para ambos os sentidos (Varum, 1996).

O modelo histerético em flexão reproduz o comportamento de elementos de betão armado sujeitos a carregamentos cíclicos, traduzindo a degradação de rigidez com a deformação, a degradação da resistência e o efeito de “pinching”, já sumariamente apresentados na secção anterior (Figura 2.26).

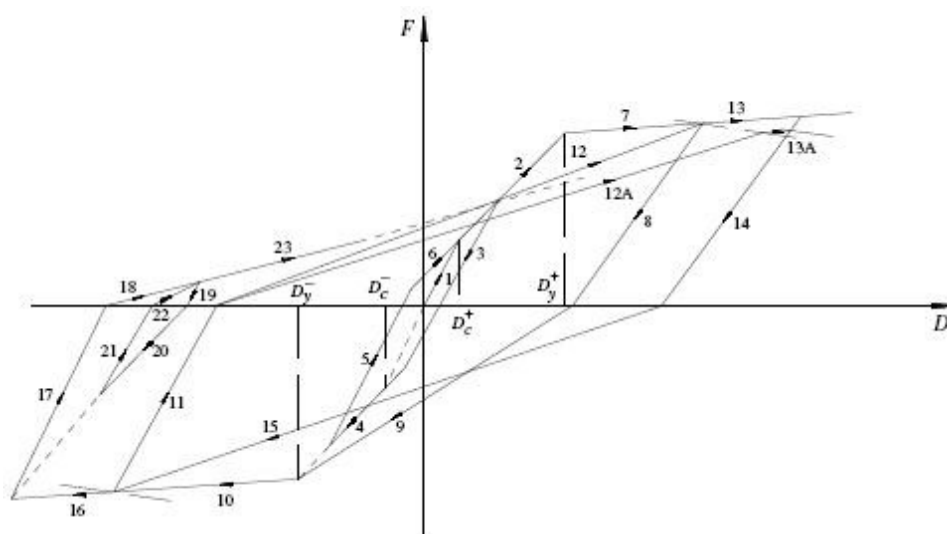


Figura 2.26 – Comportamento histerético do modelo não-linear em flexão (Varum, 1996).

Face à acção sísmica, o comportamento dos pórticos é condicionado pela sua capacidade de dissipação de energia nas rótulas plásticas, verificando-se que estas se localizam preferencialmente nas extremidades dos elementos. É então considerado que em cada elemento estrutural as zonas inelásticas se localizam nas suas extremidades, sendo estas ligadas por uma zona com comportamento elástico linear (Varum, 1996).

Assim, este modelo idealiza um elemento estrutural como um macro-elemento de barra constituído pela associação em série de três sub-elementos (Figura 2.27). O sub-elemento central tem um comportamento elástico linear, estando ligado em cada extremidade a um sub-elemento com comportamento não-linear. A estes sub-elementos extremos é aplicado o modelo histerético aos diagramas momento-curvatura das suas secções médias, para traduzir a eventual não-linearidade que aí possa ocorrer. Tratando-se de elementos em estruturas planas, são considerados três graus de liberdade por nó: uma rotação em torno de um eixo perpendicular ao plano da estrutura, um deslocamento na direcção axial e outro na direcção perpendicular à barra.

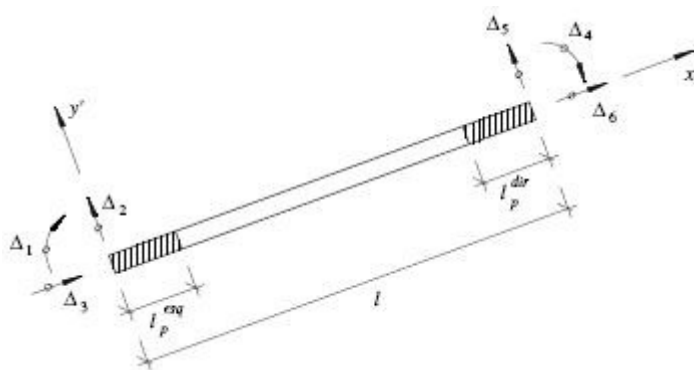


Figura 2.27 – Macro-elemento de barra com 6 graus de liberdade (Varum, 1996).

2.6.3. PROGRAMA VISUALANL

Tratando-se de análises não-lineares dinâmicas baseadas em modelos numéricos complexos e técnicas incrementais iterativas, é gerada uma quantidade significativa de resultados. O programa original de cálculo utilizava ficheiros em formato de texto, muito extensos e difíceis de interpretar (Rodrigues, 2005). Com o intuito de facilitar não só a geração e visualização dos dados mas também a análise dos resultados obtidos, Rodrigues (2005) desenvolveu o programa VisualANL (Figura 2.28) como um interface gráfico de pré e pós-processamento de dados, permitindo realizar análises estáticas lineares ou não-lineares, não-lineares com deslocamentos impostos ou não-lineares dinâmicas.

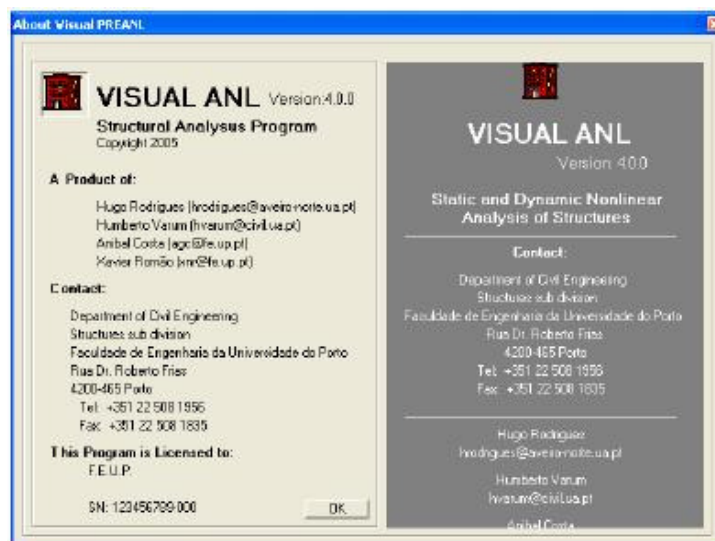


Figura 2.28 – Programa VisualANL.

Destacam-se as seguintes funcionalidades do programa VisualANL (Rodrigues, 2005):

Pré-Processamento

- Geração automática da geometria da estrutura ou importação da mesma a partir de um ficheiro em formato DXF;
- Manipulação da geometria da estrutura;
- Introdução de condições fronteira (apoios);
- Definição das características do comportamento linear e não-linear dos materiais;
- Introdução de cargas estáticas, concentradas ou distribuídas;
- Visualização da numeração de nós, elementos e suas características;
- Definição do tipo de análise a realizar e respectivos dados.

Pós-Processamento

- Visualização de diagramas de esforços (M, V, N) em qualquer instante;
- Visualização da deformada da estrutura em qualquer instante;
- Gráficos de momento-curvatura de cada secção com comportamento não-linear em flexão;
- Gráficos de força-deslocamento em cada painel de alvenaria;
- Gráficos de resultados globais ao nível dos pisos (evoluções de deslocamento, corte e “drift”; curvas corte vs “drift”; perfis de “drift”);
- Representação dos modos de vibração;
- Saídas em formato de texto e imagem de todos os resultados.

Ao longo do trabalho desenvolvido, estas funcionalidades do programa VisualANL revelaram-se ser da mais extrema importância e utilidade, facilitando de forma muito significativa não só a modelação das estruturas porticadas estudadas, como também a obtenção de resultados e sua interpretação.

2.7. CONSIDERAÇÕES FINAIS

Neste capítulo foi feito um estudo da forma como os painéis de alvenaria de enchimento confinados interagem com os pórticos de betão armado envolventes, não só ao nível da forma como condicionam a resposta sísmica das estruturas mas também como se comportam e como podem ser modelados numericamente.

Os métodos de modelação apresentados focaram-se no 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. Existem no entanto outros métodos, como o trabalho desenvolvido por Duarte e Campos Costa (1988) sobre a utilização de coeficientes de comportamento, mas que se afastam do âmbito desta dissertação.

Sobre a filosofia de dimensionamento sísmico de estruturas porticadas de betão armado preenchidas com painéis de alvenaria, diversos autores apontam duas alternativas. A primeira consiste em não considerar a contribuição dos painéis, sendo para tal necessário isolá-los dos pórticos envolventes através da existência de uma faixa entre o pórtico e o painel constituída por material muito deformável, como poliestireno. Desta forma, não há compatibilidade de deformações entre os dois e a vibração da estrutura não é afectada pela presença das paredes. Esta alternativa é pouco eficaz na prática e de difícil execução, não sendo possível nem aconselhável providenciar flexibilidade na base do painel por ser difícil suportá-lo para fora do seu plano (Paulay e Priestley, 1992).

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 benéficas 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 indicados na secção 2.2 e dispor os painéis em planta e altura de forma adequada (Tomazevic, 1999).

O próprio Eurocódigo 8 (2004), embora não forneça métodos de modelação dos painéis de alvenaria de enchimento, aponta a sua importância na resposta sísmica de estruturas porticadas. Tal como descrito na secção 2.2, as irregularidades de distribuição dos painéis tanto em planta como em altura são apontadas como factores a ter em conta na análise estrutural, sendo também apresentadas medidas de pormenorização de armadura para prevenir o comportamento tipo “soft-storey” do piso térreo dos edifícios, bem como o mecanismo de pilar curto ou “short column”.

3

APRESENTAÇÃO DOS CASOS DE ESTUDO

3.1. INTRODUÇÃO

De forma a conferir maior grau de realismo ao estudo numérico da influência dos painéis de alvenaria na resposta sísmica de estruturas de betão armado, as análises incidiram sobre estruturas de edifícios existentes, quer em Lisboa quer no Porto. Os edifícios estudados foram projectados na década de 50, numa época em que era dada pouca importância às acções horizontais, nomeadamente as acções sísmicas, por ausência de disposições regulamentares e de conhecimento técnico sobre esta matéria.

Pretendeu-se que a escolha dos casos de estudo abrangesse minimamente o parque habitacional existente no nosso País, não só com formas, tipologias e utilizações correntes, mas também com construções que ainda hoje estão presentes nas nossas cidades.

Procurou-se fazer uma abordagem de pelo menos dois casos típicos em Lisboa e no Porto, mas por limite de tempo não foi possível incluir mais do que um caso referente à cidade de Lisboa.

Neste capítulo são apresentados os casos estudados relativamente à sua arquitectura e concepção estrutural. É também indicada a disposição dos painéis de alvenaria nas plantas arquitectónicas dos edifícios, para que a sua localização nos pórticos se torne clara de forma a facilitar a interpretação dos modelos numéricos desenvolvidos. Para cada caso de estudo são apenas apresentadas as plantas que se considerou serem em número suficiente para tornar clara a disposição dos painéis de alvenaria nos diferentes edifícios.

É de salientar que este trabalho debruça-se sobre os painéis de enchimento de alvenaria confinados por pórticos de betão armado, sendo que para efeitos de modelação numérica apenas são tidas em conta as paredes divisórias que estão total ou parcialmente confinadas pela estrutura porticada. Os painéis que não estão no alinhamento dos pórticos têm interacção reduzida com a estrutura e como tal não são considerados.

3.2. BLOCO DE COSTA CABRAL – PORTO 1953

Situado na Rua Costa Cabral do Porto, que faz a ligação da Praça do Marquês de Pombal à Estrada da Circunvalação, o bloco Costa Cabral foi construído para uso exclusivamente habitacional, com uma volumetria de dimensões pouco usuais na época e que veio a ser vulgarizada nos meios urbanos décadas mais tarde (Figura 3.1).

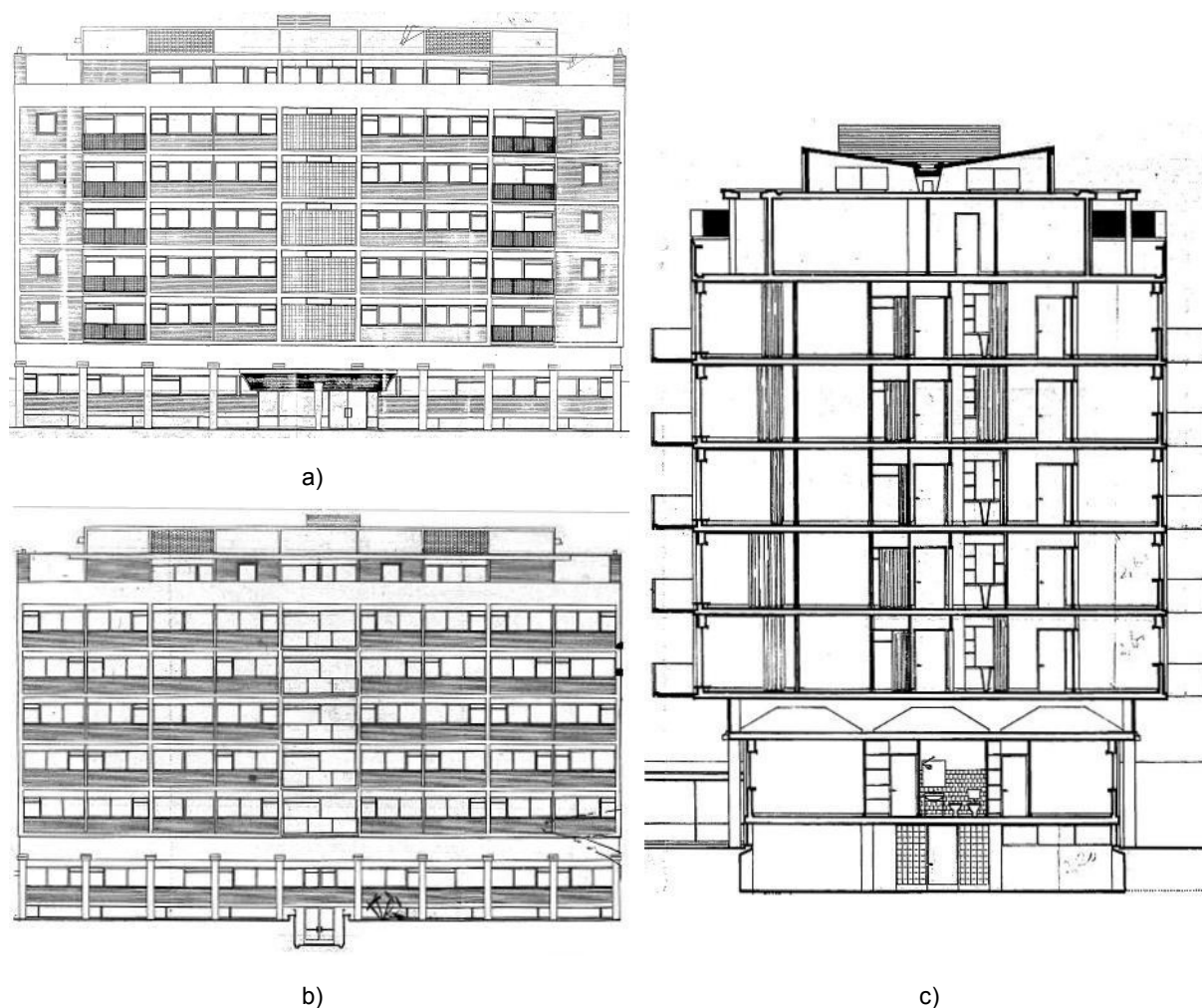


Figura 3.1 – Bloco de Costa Cabral: a) alçado frontal; b) alçado de tardoz; c) corte transversal.

3.2.1. DESCRIÇÃO ARQUITECTÓNICA

Concebido pelo Arquitecto Viana de Lima, o bloco de Costa Cabral apresenta uma implantação rectangular de $37.22 \times 16.35 \text{ m}^2$, com um desenvolvimento em altura de 24.80m a que correspondem uma cave, rés-do-chão e 6 pisos.

A cave é reservada a lugares de garagens para os moradores e respectivos arrumos. No rés-do-chão, além da entrada principal e de serviço, existem quatro habitações T3. Do primeiro ao quinto piso contam-se duas tipologias T1, duas T3+1 e uma T2+1. No sexto piso existem dois apartamentos T4+1.

As dimensões em planta da cave e rés-do-chão são inferiores às dos restantes pisos, que se apoiam em consolas na direcção das fachadas frontal e traseira do edifício (Figura 3.1 c)). O último piso é recuado, mas a sua laje de cobertura é saliente e portanto mais próxima do alinhamento vertical dos pisos inferiores.

A arquitectura moderna faz-se sentir de forma particular através dos *pilotis* do rés-do-chão, que se encontram salientes em relação ao alinhamento vertical tanto na fachada frontal como na traseira (Figura 3.1).

3.2.2. DESCRIÇÃO ESTRUTURAL

Segundo a memória descritiva, as facetas arquitectónica e estrutural estão em harmonia. Não restam dúvidas de que houve uma colaboração muito próxima entre o Arquitecto e os Engenheiros que produziu soluções inovadoras, de forma a enquadrar os elementos estruturais nas lajes e paredes para que os espaços fossem o mais livres e estéticos possível.

O projecto de estruturas deste edifício foi realizado pelos engenheiros Vercingetorix Abelha e Napoleão Amorim, que trabalhavam com o arquitecto Viana de Lima desde o início da sua carreira. A estrutura é porticada em betão armado e apresenta uma clara separação em duas partes: a cave e rés-do-chão constituem a parte inferior enquanto que os restantes pisos criam a parte superior.

Na parte inferior foi necessário garantir a regularidade do piso reservado a garagens, dando origem a uma solução estrutural com quatro pórticos longitudinais cruzados com dez pórticos transversais (Figura 3.2), solução esta que se repete no rés-do-chão e que origina a diferença de tipologias existente entre este e os restantes pisos do edifício. Na parte superior as necessidades arquitectónicas condicionaram fortemente o desenho estrutural que, de forma a garantir a harmonia desejada, levou a um deslocamento dos pilares em planta para não interferir com os espaços habitacionais (Figura 3.3).

A separação entre as duas partes faz-se através de um piso técnico situado entre o rés-do-chão e o primeiro piso (Figura 3.1 c)), que apresenta uma estrutura porticada com vigas de altura próxima de 1m, destinada a receber as cargas das lajes superiores em consola e dos pilares que não têm continuidade para a fundação, fazendo assim a transição entre as duas soluções estruturais.

As lajes são aligeiradas de betão armado com tijolo vazado nos pavimentos e maciças nas varandas, escadas e cobertura. São armadas nas duas direcções na cave, na direcção transversal no piso técnico e na direcção longitudinal nos restantes pisos.

O acesso vertical faz-se através de dois elevadores e uma caixa de escadas localizados na zona central do edifício.

Uma inspecção ao edifício revelou a existência de uma junta de dilatação localizada imediatamente antes do sexto pórtico transversal, contado a partir da esquerda (Figura 3.3), implicando um comportamento distinto das duas partes do edifício resultantes desta separação.

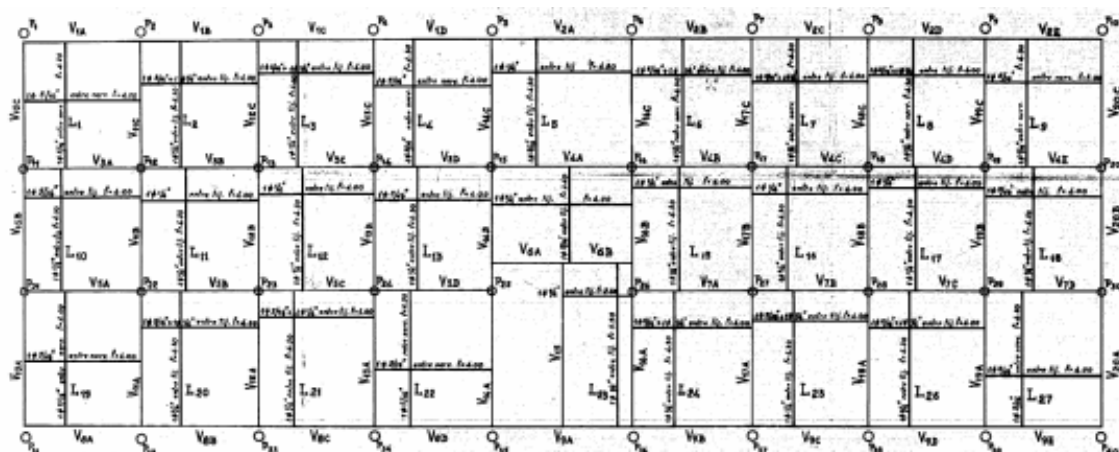


Figura 3.2 – Planta estrutural do tecto da cave do bloco de Costa Cabral.

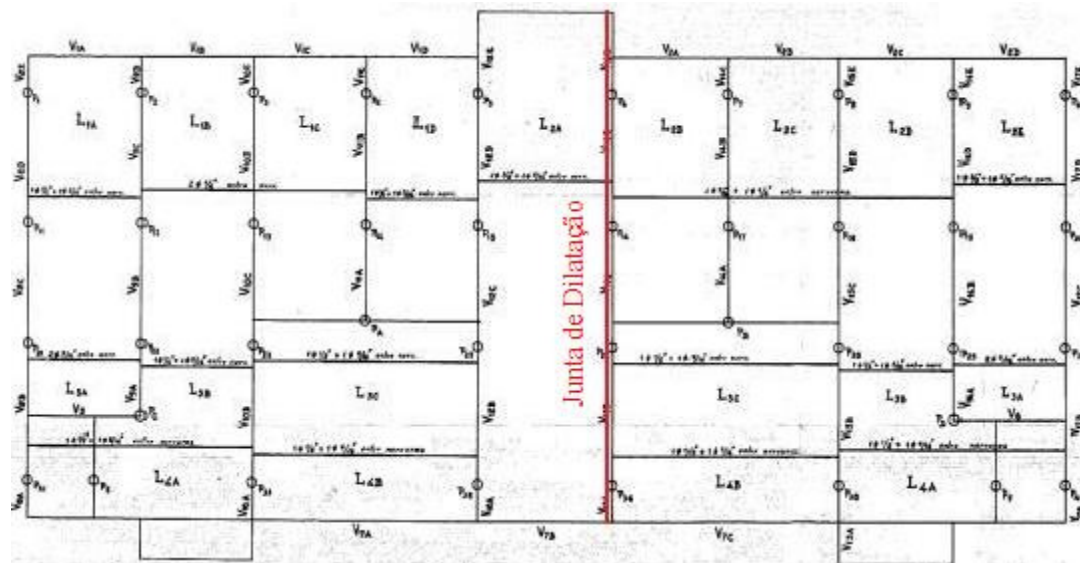


Figura 3.3 – Planta estrutural do tecto tipo do bloco de Costa Cabral.

3.2.3. DISPOSIÇÃO DOS PAINÉIS DE ALVENARIA

Nas Figuras 3.4 e 3.5 apresentam-se as plantas arquitectónicas do piso térreo e do piso 1, que se repete nos pisos 2,3,4 e 5, com os painéis de enchimento de alvenaria assinalados a vermelho. Nos pisos 1 a 5 foram considerados os painéis de fachada uma vez que, embora não estejam confinados lateralmente por pilares, as lajes conferem confinamento superior e inferior, implicando uma contribuição destes painéis para a rigidez global.

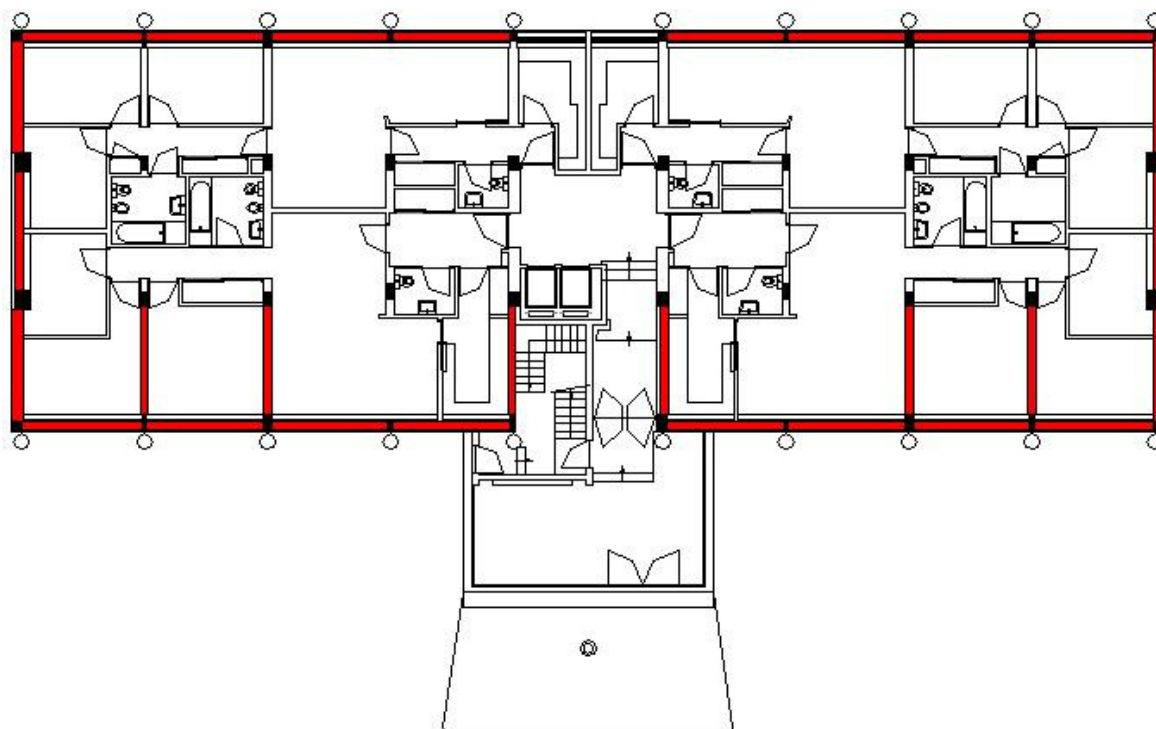


Figura 3.4 – Planta arquitectónica do R/C (adaptado de Fonseca, 2005).

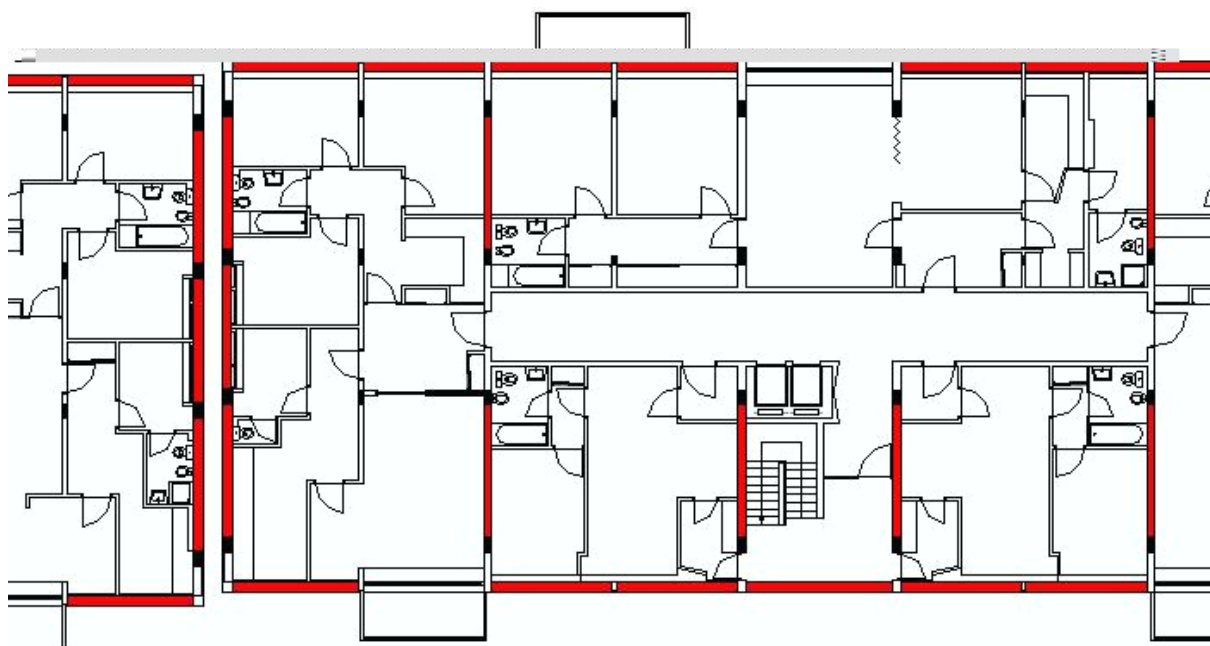


Figura 3.5 – Planta arquitectónica dos pisos 1,2,3,4 e 5 (adaptado de Fonseca, 2005).

No Anexo 1 apresenta-se a totalidade das plantas arquitectónicas e estruturais do edifício Costa Cabral, bem como os desenhos dos elementos estruturais presentes no projecto.

3.3. UNIDADES TIPO A NA AVENIDA INFANTE SANTO – LISBOA 1954

Situadas na Avenida Infante Santo, freguesia da Lapa, em Lisboa, as unidades tipo A formam um conjunto de cinco edifícios repetidos em série, construídos segundo o mesmo projecto base e que apresentam de uma forma geral as mesmas características arquitectónicas e estruturais. Nos lotes 1 a 4 existem dois pisos semi-enterrados destinados a estabelecimentos comerciais, que não foram objectivo do estudo numérico (Figura 3.6). Cada unidade consiste num bloco habitacional com o piso térreo livre, apenas ocupado com pilares e acessos verticais (Figura 3.7).

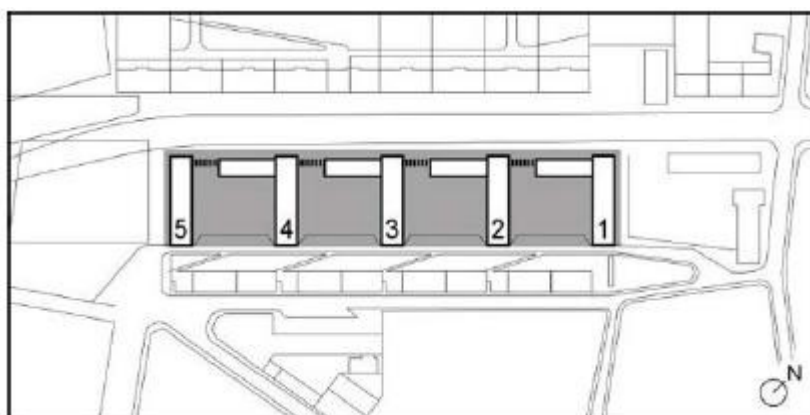
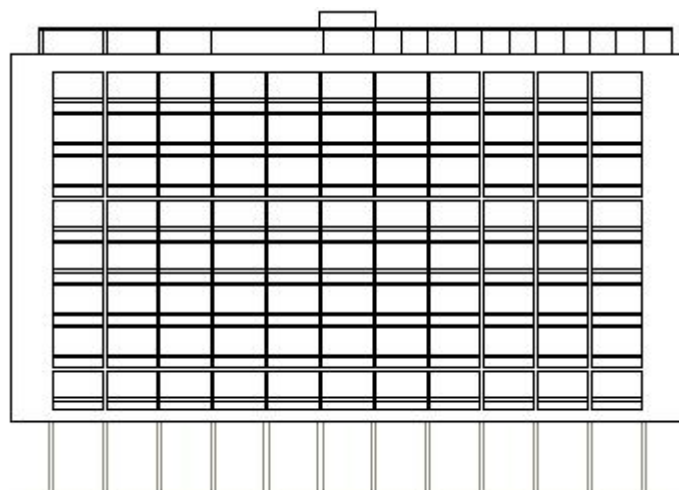
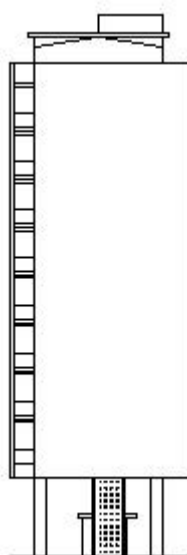


Figura 3.6 – Implantação das unidades tipo A (Fonseca, 2005).



a)



b)



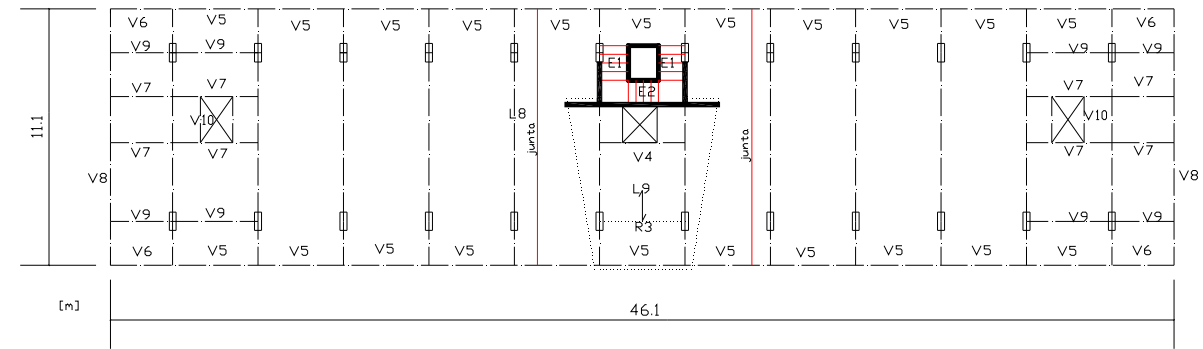
c)

Figura 3.7 – Unidade tipo A: a) alçado frontal; b) alçado lateral; c) corte transversal (Fonseca, 2005).

3.3.1. DESCRIÇÃO ARQUITECTÓNICA

Concebido pelo Arquitecto Alberto Pessoa, as unidades tipo A na Avenida Infante Santo apresentam uma implantação rectangular de $46.10 \times 11.10 \text{ m}^2$ (Figura 3.8), desenvolvendo-se 30m em altura correspondentes aos nove pisos.

No piso térreo apenas existem os acessos verticais, consistindo em dois ascensores nas extremidades e um núcleo central com outro elevador, um monta-cargas e uma escada de acesso a todo o edifício (Figura 3.8). Os oito restantes pisos são destinados à habitação, com 24 fogos do tipo duplex: duas tipologias T3+1 e quatro T4 em cada dois pisos. O terraço é acessível, existindo uma zona coberta de estendais e uma pequena habitação para o porteiro.



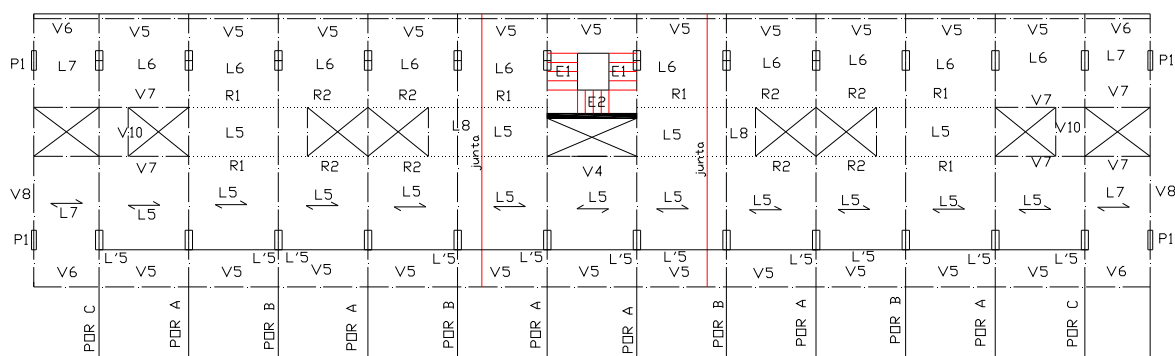


Figura 3.10 – Planta dos pisos pares (2º, 4º, 6º e 8º) (Rodrigues, 2005).

As lajes são contínuas de betão armado. Foram previstas duas juntas de dilatação transversais (Figuras 3.9 e 3.10) de forma a separar o edifício em três blocos distintos, evitando assim os cálculos à variação de temperatura. No entanto, uma inspecção ao local permitiu constatar que estas juntas não foram executadas em obra (Rodrigues, 2005).

O acesso vertical é feito pelos dois ascensores nas extremidades e pelo terceiro ascensor central, juntamente com a caixa de escadas comum. Apenas esta última é em betão simples, sendo as restantes caixas de elevadores realizadas em tijolo tradicional furado (Rodrigues, 2005).

3.3.3. DISPOSIÇÃO DOS PAINÉIS DE ALVENARIA

Nas Figuras 3.11 e 3.12 apresentam-se as plantas arquitectónicas dos pisos inferiores e superiores das habitações duplex, com os painéis de enchimento de alvenaria assinalados a vermelho.

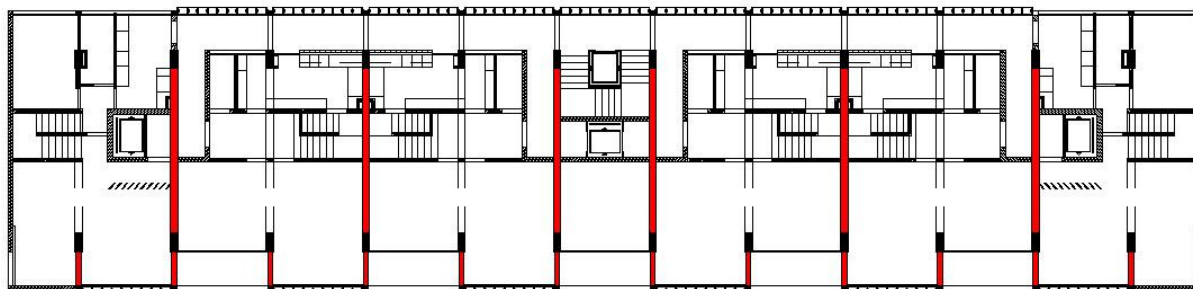


Figura 3.11 – Planta arquitectónica do piso inferior (adaptado de Fonseca, 2005).

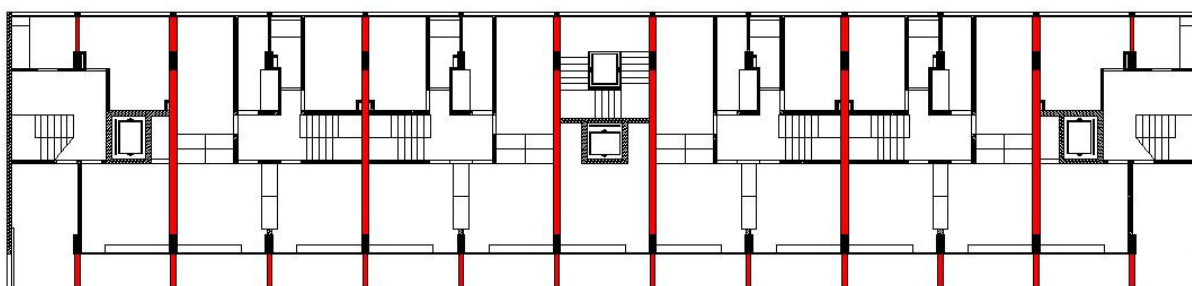


Figura 3.12 – Planta arquitectónica do piso superior (adaptado de Fonseca, 2005).

No Anexo 2 apresenta-se a totalidade das plantas arquitectónicas e estruturais das unidades tipo A na Avenida Infante Santo, bem como os desenhos dos elementos estruturais presentes no projecto.

3.4. EDIFÍCIO PARNASO – PORTO 1955

O Edifício Parnaso situa-se na zona ocidental da cidade do Porto, próximo da Rotunda da Boavista, no cruzamento das Ruas Oliveira Monteiro e Nossa Senhora de Fátima, sendo esta última uma das 8 radiais da rotunda. O edifício é constituído por três blocos em torno de um pátio central: um bloco de habitações, um bloco misto de três habitações unifamiliares com espaço comercial e uma terceira infra-estrutura dedicada a uma escola de ballet.

O estudo numérico debruçou-se unicamente no bloco de habitações principal, apresentado na Figura 3.13. A implantação geral dos três blocos do edifício é apresentada na Figura 3.14.

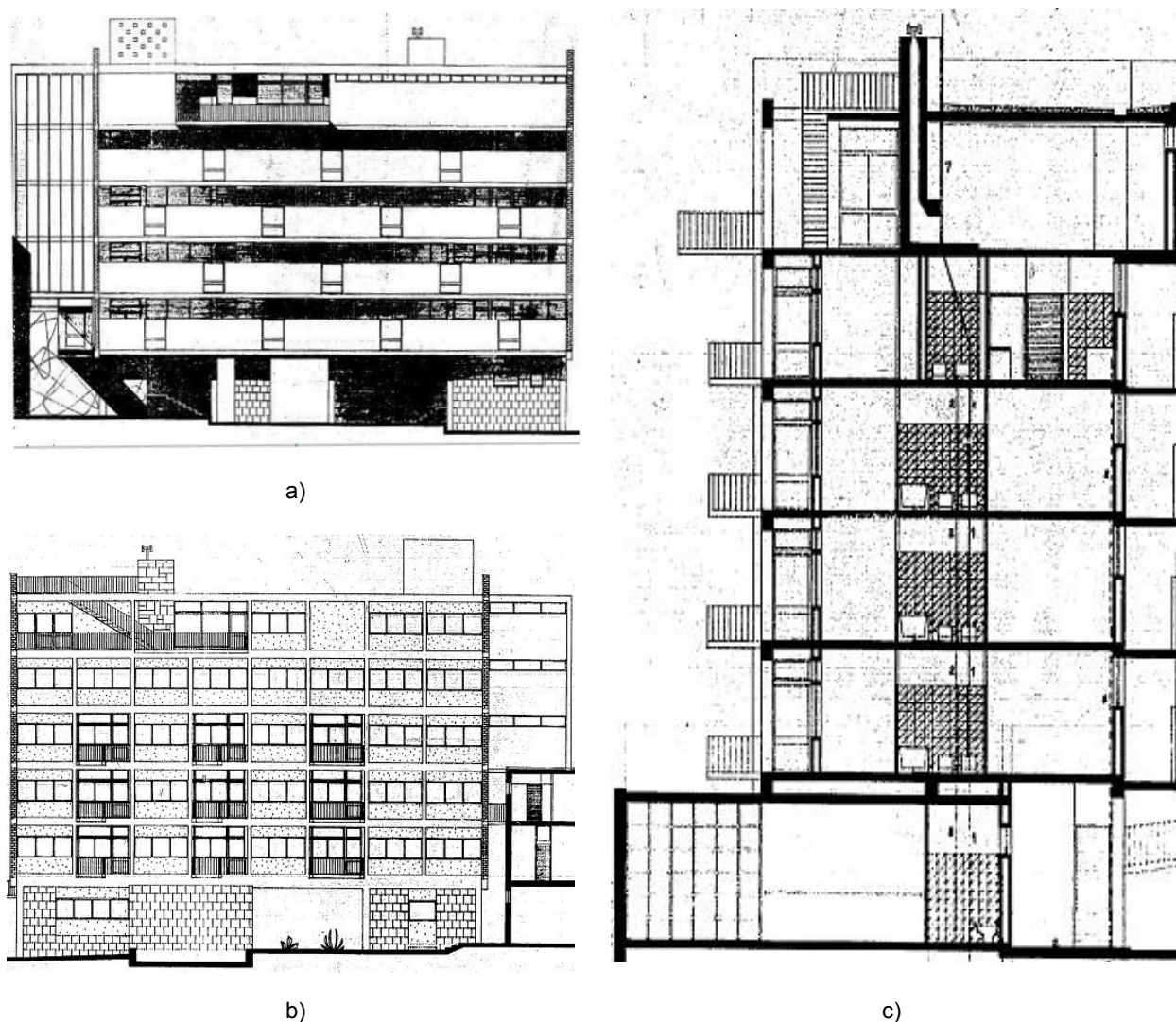


Figura 3.13 – Bloco de Habitações: a) alçado frontal; b) alçado de tardoz; c) corte transversal.

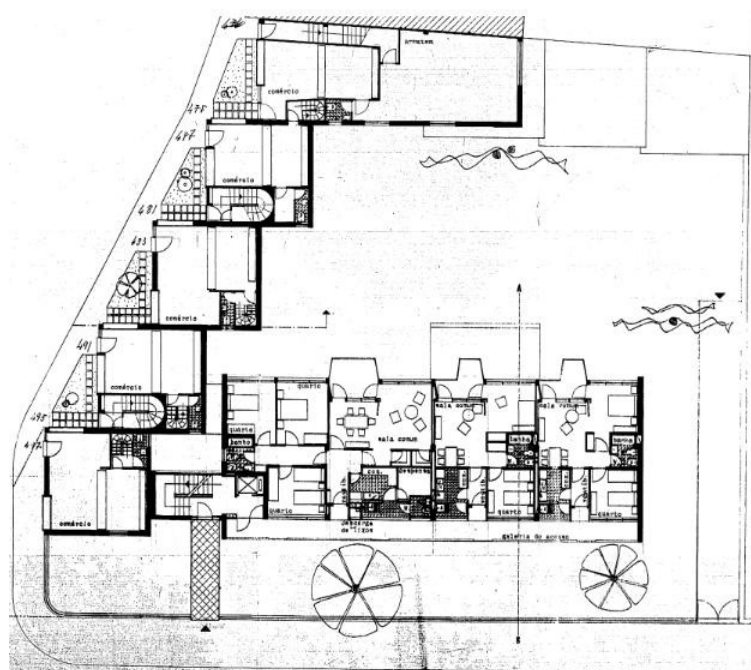


Figura 3.14 – Implantação geral do Edifício Parnaso.

3.4.1. DESCRIÇÃO ARQUITECTÓNICA

Da autoria do Arquitecto José Carlos Loureiro, o bloco de habitações do edifício Parnaso apresenta uma implantação rectangular com uma área de 26.20x9.90 m² e um desenvolvimento em altura de 18m correspondentes aos seis pisos.

No primeiro piso existem uma casa do guarda de tipologia T1, um espaço de lazer dedicado às crianças e as arrecadações dos inquilinos. Os pisos 2,3 e 4 são constituídos por duas habitações T2 e uma T3. Os pisos 5 e 6 são destinados à habitação dos proprietários, formando um apartamento duplex com escada interior de tipologia distinta das restantes, com divisões mais amplas, sala de música e quarto de hóspedes. Através do sexto piso é possível aceder à cobertura através duma escada exterior, onde existe um terraço ajardinado.

3.4.2. DESCRIÇÃO ESTRUTURAL

O projecto de estabilidade é da autoria do Engenheiro Alcino José Salvador Paixão, licenciado pela Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.

A estrutura é constituída por três pórticos longitudinais de betão armado com afastamentos de 4.00m e 4.40m e um prolongamento em consola de 1.40m, destinado à galeria de circulação (Figura 3.15).

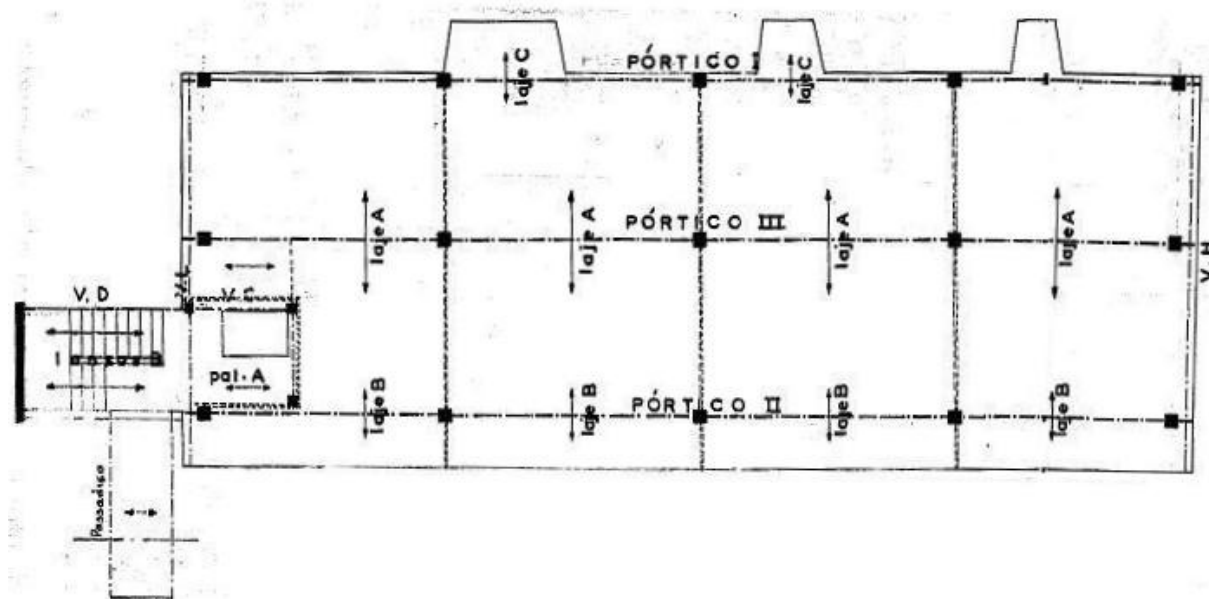


Figura 3.15 – Disposição dos pórticos em planta ao nível do piso 1.

Os vãos dos pórticos II e III são de 6.50m sendo que no pórtico I, situado nas traseiras do edifício, estes são reduzidos para metade através de pilares intermédios que suportam as varandas das habitações. Estes pilares são interrompidos no primeiro piso, para criar espaços abertos e funcionais. O pé direito do primeiro piso é de 4.00m, enquanto que o dos restantes é de 2.80m (Figura 3.16).

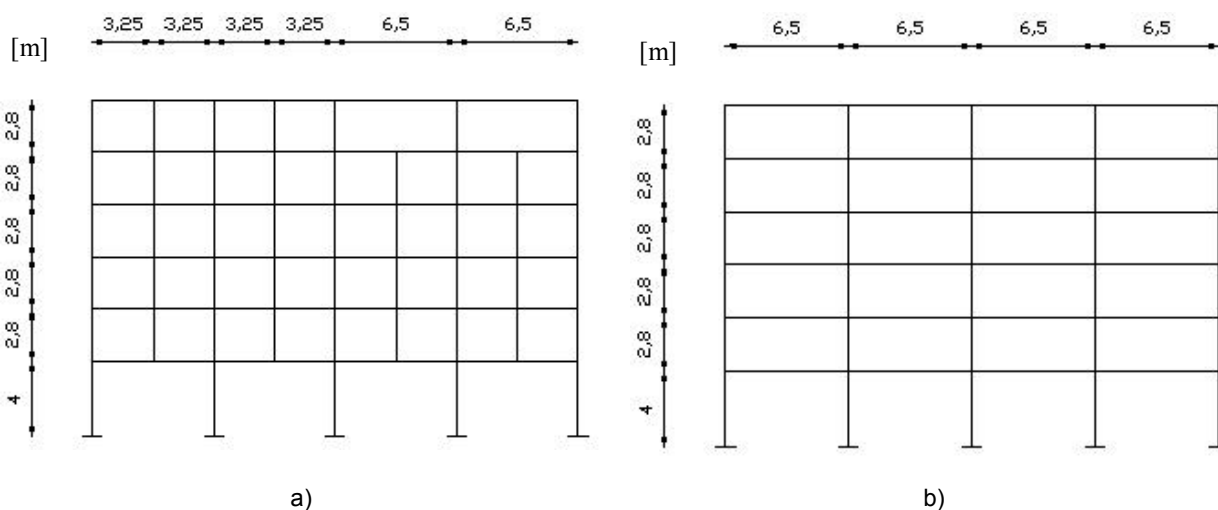


Figura 3.16 – Pórticos Longitudinais: a) pórtico I; b) pórticos II e III.

Os pisos são em lajes aligeiradas armadas transversalmente, com 0.17m de altura e uma camada de compressão de 0.05m em betão armado nos troços interiores, sendo que na zona em consola a laje é maciça de 0.14m de espessura.

No Anexo 3 apresenta-se a totalidade das plantas arquitectónicas e estruturais do edifício Parnaso, bem como os desenhos dos elementos estruturais presentes no projecto.

3.5. CONSIDERAÇÕES FINAIS

Foram apresentados os três casos de estudo sobre os quais incide este trabalho, e cuja modelação numérica, considerando ou não a presença dos painéis de enchimento de alvenaria, permitiu avaliar a influência destes na resposta sísmica destas estruturas.

Projectados na década de 50 e exemplos da arquitectura Moderna Portuguesa, os edifícios evidenciam claramente uma deficiente preocupação com as acções horizontais ao nível do projecto. Se o edifício Costa Cabral não apresenta qualquer núcleo resistente de betão, o edifício Parnaso possui a parede da caixa de escadas em betão mas esta encontra-se excêntrica ao bloco de habitações, separada por uma junta de dilatação que elimina a sua contribuição na rigidez global do edifício. As unidades tipo A na Avenida Infante Santo possuem três caixas de escadas, mas apenas uma é em betão simples, sendo insuficiente para um edifício daquelas dimensões.

Os edifícios Costa Cabral e Parnaso apresentam uma distribuição dos painéis de alvenaria em altura relativamente regular, enquanto que o edifício da Avenida Infante Santo possui o piso térreo vazado, levando a presumir um comportamento de “soft-storey”.

A modelação numérica destes edifícios é descrita no Capítulo 4, sendo a sua resposta sísmica global estudada no Capítulo 5.

4

MODELAÇÃO DOS CASOS DE ESTUDO

4.1. INTRODUÇÃO

Para levar a cabo o objectivo deste trabalho, foi necessário modelar numericamente os três casos de estudo apresentados no Capítulo 3, através do programa PORANL descrito na secção 2.6 do Capítulo 2. A modelação incidiu sobre as características geométricas e estruturais dos diferentes edifícios, ao nível das estruturas porticadas e dos painéis de alvenaria existentes, sendo complementada por visitas aos locais com inspecção e medição de frequências experimentais para calibração dos modelos.

Tratando-se esta dissertação de um estudo numérico em regime não-linear, todo o trabalho de modelação e calibração foi realizado com o objectivo de reproduzir o melhor possível, com os meios disponíveis, as estruturas reais estudadas, por forma a conferir um maior grau de realismo e fundamento a quaisquer conclusões extraídas deste trabalho.

Neste capítulo é descrito todo o processo de modelação seguido para a análise dos diferentes casos de estudo, descrevendo cada uma das etapas que o constitui e seus objectivos. São apresentados aspectos gerais de modelação que abrangem todos os modelos, explicitando os conceitos e métodos em que esta se baseou, as considerações tidas e as opções tomadas, devidamente fundamentadas. É descrito o processo de modelação para cada caso de estudo, detalhando as visitas ao local, frequências experimentais e modos de vibração, aspectos particulares de modelação e respectiva calibração dos modelos. No final, apresenta-se a acção sísmica utilizada e uma breve descrição do método de análise seguido.

4.2. PROCESSO DE MODELAÇÃO

A primeira etapa do processo de modelação consistiu na análise dos projectos estruturais, plantas arquitectónicas, alçados e cortes de cada caso de estudo, apresentada no Capítulo 3. Teve por objectivo interpretar o funcionamento estrutural dos edifícios, as características geométricas e a disposição em planta e altura dos painéis de enchimento de alvenaria confinados.

Seguiram-se as visitas ao local, realizadas não só para inspeccionar e avaliar os casos de estudo por forma a confirmar as suas características estruturais, a existência e localização de juntas de dilatação e a disposição dos painéis de alvenaria, mas também para medir as frequências experimentais dos edifícios e avaliar os respectivos modos de vibração.

A etapa seguinte consistiu na modelação numérica dos casos de estudo no programa PORANL, que compreendeu a modelação das estruturas através da associação de pórticos em comboio, a definição das leis de comportamento não-linear para os elementos de betão armado e para os painéis de enchimento de alvenaria, e a quantificação das cargas estáticas, massas e amortecimentos. Estes procedimentos são descritos nas secções 4.3 e 4.4 e 4.5, respectivamente.

A fase final da modelação tratou da calibração dos modelos produzidos. Para que o estudo numérico que consiste este trabalho fosse fundamentado e realista, foi necessário ajustar as frequências numéricas dos modelos com alvenaria às frequências experimentais medidas. O procedimento de calibração seguido é apresentado na secção 4.6.

4.3. MODELAÇÃO NUMÉRICA POR ASSOCIAÇÃO DE PÓRTICOS EM COMBOIO

A modelação numérica dos edifícios foi realizada no programa PORANL, que permite trabalhar apenas com modelos planos. Assim, para cada caso de estudo foram estudados dois modelos independentes, um para cada direcção do edifício (longitudinal, X e transversal, Y).

Os modelos planos consistem na associação de pórticos em comboio, ligados ao nível dos pisos por bielas rígidas axialmente (Figura 4.1). Estes modelos correspondem a considerar que os pisos são indeformáveis no seu próprio plano e que as forças horizontais não provocam torção na estrutura (Costa, 1999). Naturalmente, tal só acontece se a estrutura for simétrica em planta, caso contrário este tipo de modelação não permite contabilizar o efeito de torção a que as estruturas podem estar submetidas.

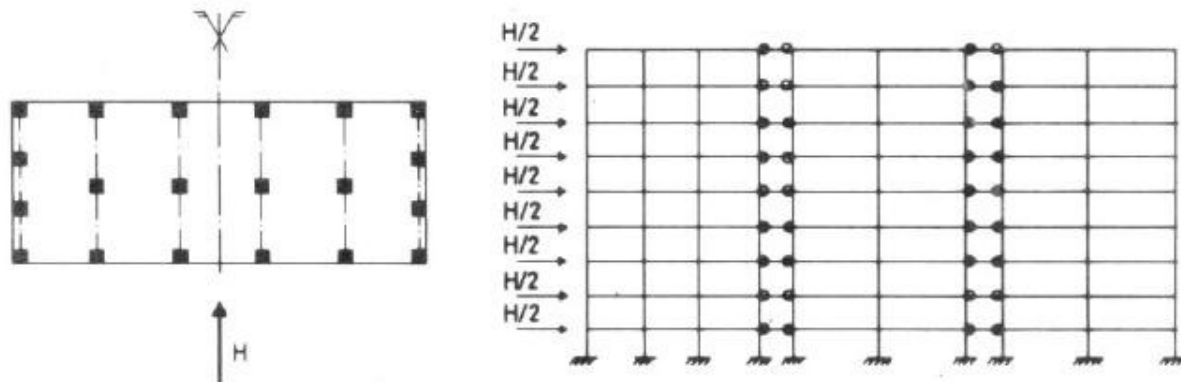


Figura 4.1 – Associação de pórticos em comboio (Costa, 1999).

Convém no entanto salientar que os edifícios estudados caracterizam-se todos pela sua regularidade em planta, mesmo o edifício Parnaso que apesar de ter a caixa de escadas excêntrica, esta está separada do bloco habitacional por uma junta de dilatação. Assim, a impossibilidade de contabilizar esforços de torção não é à partida uma falha grave nesta modelação.

Os modelos planos permitem no entanto grandes simplificações no caso de estruturas muito regulares. Com efeito, se as características geométricas dos pórticos forem repetidas, é possível associar os vários pórticos num pórtico global equivalente com vantagens claras ao nível da simplicidade do modelo resultante.

As bielas rígidas consistem numa barra com uma secção transversal e um módulo de Young tal que lhe permitam ter uma rigidez axial, EA , extremamente elevada, e uma rigidez à flexão, EI , muito reduzida. Apenas desta forma se consegue reproduzir o efeito pretendido de modelação em comboio, com as bielas a transferirem a totalidade dos esforços horizontais entre os pórticos e a não oferecerem qualquer rigidez à flexão, não estando portanto sujeitas a momentos flectores. Uma prática neste trabalho consistiu em, feito o modelo, correr uma análise muito simples e verificar se não havia esforços de momentos ao nível das bielas.

4.4. LEIS DE COMPORTAMENTO NÃO-LINEAR

Conforme apresentado na secção 2.6 do Capítulo 2, os modelos de comportamento adoptados foram os já implementados no programa PORANL, nomeadamente o modelo de comportamento histerético não-linear em flexão para elementos de betão armado e o modelo de bielas rígidas com elemento central não-linear para a representação dos painéis de enchimento de alvenaria.

Para estes dois modelos foi necessário definir as leis de comportamento não-linear, quer dos elementos de betão armado quer dos painéis de enchimento de alvenaria.

4.4.1. LEIS DE COMPORTAMENTO DOS ELEMENTOS DE BETÃO ARMADO

Conforme apresentado na secção 2.6.2 do Capítulo 2, cada elemento de betão armado (pilar ou viga) constitui um macro-elemento com comportamento linear na zona central e a não-linearidade concentrada nas rótulas plásticas das extremidades. Esta última é traduzida por uma lei de comportamento tri-linear momento-curvatura, que representa a rigidez inicial da secção, a rigidez após fendilhagem e a rigidez pós-cedência.

A determinação das curvas tri-lineares de cada elemento foi feita através do programa TRILIN (Arêde, 1997), com base nas características geométricas, posição das armaduras e propriedades dos materiais de cada secção. Desta forma, a análise dos projectos dos edifícios permite definir pormenorizadamente as características das secções dos pilares e vigas nas zonas de rótula plástica, obtendo-se assim os correspondentes diagramas de momento-curvatura para a secção média.

O programa TRILIN consiste num algoritmo que com base em modelos de material para o aço e betão, define os pontos de fissuração (C), cedência (Y) e rotura (U) através de equações de equilíbrio da secção em causa (Figura 4.2).

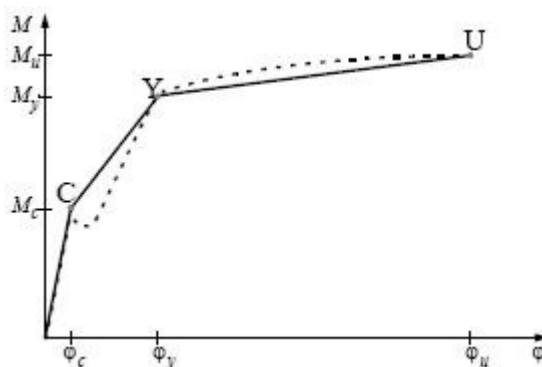


Figura 4.2 – Curva momento-curvatura (linha tracejada) e aproximação tri-linear (traço cheio) (Arêde, 1997).

O ponto de fissuração (C) é obtido quando a fibra mais esforçada atinge a resistência limite do betão à tracção, f_{ct} . Aplicando as condições de fissuração iminente à secção, homogenizada em betão, são obtidos os respectivos valores M_C e ϕ_C .

Os valores de cedência e rotura são obtidos tendo em conta a participação do aço e betão (confinado e não confinado) e respectivas leis de material na equação de equilíbrio global da secção.

O ponto de cedência corresponde a duas situações possíveis, a cedência do aço ou a cedência do betão confinado, sendo que a que acontecer primeiro dita as condições de cedência globais da secção. A primeira condição aplica-se geralmente a vigas, onde o esforço axial é muito reduzido levando a baixos esforços de compressão no betão, enquanto que a segunda condição refere-se normalmente a pilares cujo esforço axial implica maiores tensões de compressão. Neste último caso, quando se atinge a cedência do betão a armadura ainda está em regime claramente elástico.

Para o ponto de rotura aplicam-se os mesmos princípios, agora para as tensões últimas do aço e do betão confinado.

Na definição do comprimento das rótulas plásticas dos elementos, para os edifícios de Costa Cabral e Infante Santo adoptou-se um comprimento igual a metade da altura da secção dos elementos (Varum, 1996). No edifício Parnaso verificou-se que as dispensas de armadura adoptadas em projecto implicavam uma disposição de armadura variável ao longo da rótula plástica, pelo que se adoptou para o seu comprimento 25% da altura da secção, zona ao longo da qual a armadura era constante.

4.4.2. LEIS DE COMPORTAMENTO DOS PAINÉIS DE ENCHIMENTO DE ALVENARIA

Para os painéis de alvenaria a lei de comportamento adoptada foi a de Zarnic e Gostic (1998), apresentada na secção 2.5.2 do Capítulo 2. Desta forma, com base nas dimensões dos painéis, percentagem de aberturas, propriedades da alvenaria e dos elementos de betão armado envolventes, foram obtidas curvas de comportamento para cada painel de alvenaria com base nas expressões empíricas propostas.

Estas expressões apenas permitem obter leis tri-lineares, enquanto que o modelo implementado por Rodrigues (2005) e utilizado neste trabalho para simulação numérica dos painéis de enchimento de alvenaria requer curvas de comportamento penta-lineares. Foi portanto necessário estimar os 4º e 5º troços da curva envolvente, tendo-se assumido os valores do ponto correspondente ao final do 4º troço (decaimento da rigidez pós-pico) e que a rigidez residual equivale a 10% da rigidez de decaimento. Estes valores foram adoptados por se considerar conduzirem a curvas envolventes penta-lineares bem proporcionadas e coerentes (Figura 4.3).

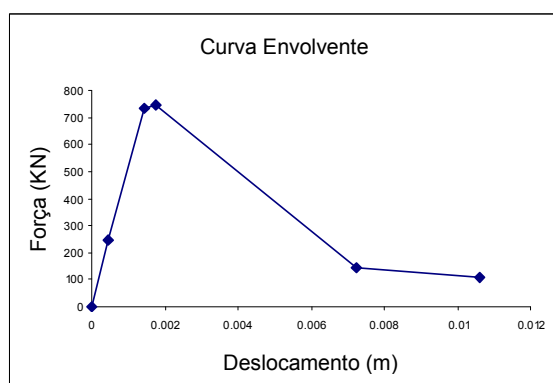


Figura 4.3 – Curva envolvente penta-linear para um painel de alvenaria.

Na Tabela 4.1 apresentam-se as propriedades da alvenaria adoptadas neste trabalho. Como os edifícios estudados são todos aproximadamente da mesma época, consideraram-se as mesmas propriedades da alvenaria para todos os casos de estudo, por forma a facilitar a metodologia de modelação dos painéis e não introduzir mais variáveis a ter em conta na análise dos resultados obtidos. Assim, os valores adoptados foram os considerados por Rodrigues (2005) aquando do seu estudo do Edifício Infante Santo.

Tabela 4.1 – Propriedades da alvenaria.

E_p (GPa)	G_p (GPa)	f_{tp} (KPa)
1.70	1.17	575

onde:

- E_p é o módulo de Young da alvenaria;
- G_p é o módulo de distorção da alvenaria;
- f_{tp} é a resistência à tracção da alvenaria.

Todos os restantes parâmetros que Zarnic e Gostic (1998) apresentam nas suas expressões foram escolhidos com base nas recomendações por eles propostas.

4.5. QUANTIFICAÇÃO DA CARGA ESTÁTICA, MASSA E AMORTECIMENTO

Foram consideradas cargas verticais distribuídas nas vigas correspondentes à sua área de influência, com a solicitação correspondente à combinação quase-permanente de acções:

$$P_{cqp} = \sum_j G_{K,j} + \sum_i \psi_{2,i} \cdot Q_{K,i} \quad (5.1)$$

A massa considerada nos modelos foi simulada admitindo que esta se encontra concentrada ao nível dos pisos e distribuída uniformemente nas vigas. Para a quantificação das acções e respectivos coeficientes foram estudadas as memórias descritivas dos projectos, avaliando a massa correspondente ao peso próprio da estrutura, paredes de alvenaria, revestimentos e sobrecargas. Os valores das acções foram os considerados por Freitas (2008), que se debruçou sobre os mesmos casos de estudo, entre outros.

Adoptou-se o mesmo valor de massa para os modelos com e sem painéis de enchimento de alvenaria, uma vez que a diferença entre considerar ou não o seu peso é pouco significativa no valor global, e evita-se assim criar mais uma variável que dificultaria a análise comparativa entre as situações com e sem painéis de enchimento.

Foi considerado um amortecimento linear de Rayleigh, com um coeficiente de amortecimento viscoso de 5% nos dois primeiros modos de vibração.

4.6. CALIBRAÇÃO DOS MODELOS NUMÉRICOS

O objectivo deste trabalho foi estudar a influência que os painéis de alvenaria de enchimento exercem na resposta sísmica de estruturas de betão armado. Para tal foi feito um estudo comparativo entre os modelos numéricos dos edifícios nas situações com e sem painéis de alvenaria, sujeitos à mesma acção sísmica, e extraídas conclusões sobre as diferenças encontradas.

Assim, a modelação numérica dos edifícios passou por uma primeira fase relativa apenas à estrutura porticada, sendo posteriormente inseridos os painéis de enchimento, resultando dois modelos para cada direcção, um sem e outro com alvenaria.

Conforme referido na introdução deste capítulo, foram medidas as frequências experimentais dos edifícios de forma a ajustar os valores dos modelos numéricos aos valores reais. Naturalmente, apenas é possível comparar com a realidade os modelos com os painéis de alvenaria simulados, porque eles existem nos edifícios e a sua influência nas frequências globais faz-se sentir de forma pertinente.

Para a calibração de frequências dos modelos numéricos, foi então assumido que a modelação da estrutura porticada foi efectuada correctamente e que correspondia à realidade, em termos da sua massa e rigidez, implicando que para atingir a frequência experimental medida apenas era necessário ajustar os painéis de alvenaria e as suas curvas.

Embora a curva base dos painéis seja penta-linear, para o ajuste pretendido apenas interessa trabalhar com a rigidez inicial K_0 correspondente à fase elástica, por ser aquela que tem influência directa na frequência global inicial do modelo em causa. As restantes rigidezes apenas são mobilizadas quando o painel é submetido à acção sísmica e sofre o comportamento não-linear, não afectando portanto o valor inicial da frequência.

Todavia, não é possível fazer o ajuste de frequências alterando só a rigidez inicial e mantendo as restantes, porque se estaria a deturpar a curva inicialmente obtida em termos da proporcionalidade entre os cinco troços que a constituem. Desenvolveu-se então a expressão 5.2 que, com base nos pressupostos acima explicitados sobre as duas fases da calibração, permite obter um coeficiente γ que é aplicado a toda a curva inicial do painel, desfazendo-a para valores superiores ou inferiores conforme o valor de γ (Figura 4.4).

$$\gamma = \frac{\left(1 - \frac{f_{NSA}^2}{f_{exp}^2}\right) \cdot \left(\frac{f_{exp}}{f_{NCA}}\right)^2}{\left(1 - \frac{f_{NSA}^2}{f_{NCA}^2}\right)} \quad (5.2)$$

onde:

- f_{NSA} é a frequência numérica do modelo sem alvenaria;
- f_{exp} é a frequência experimental medida;
- f_{NCA} é a frequência numérica do modelo com alvenaria em cada iteração.

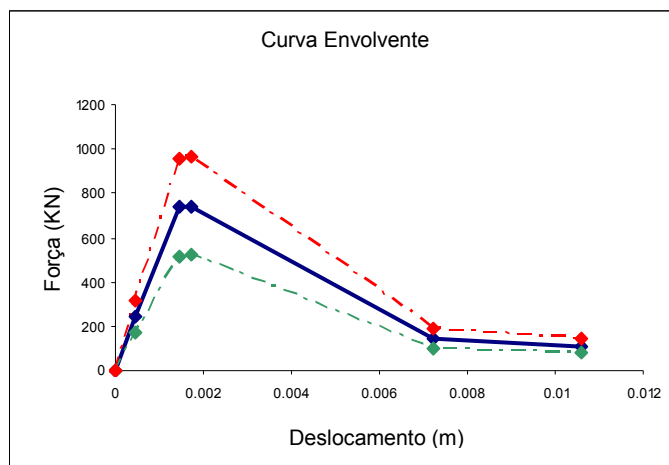


Figura 4.4 – Curva inicial do painel (azul) e curvas ajustadas para um γ de 1.3 (vermelho) e 0.7 (verde).

Assim, o processo de calibração seguiu os seguintes passos:

- determinação da frequência numérica do modelo sem alvenaria;
- obtenção das curvas iniciais dos painéis de enchimento com base nas expressões de Zarnic e Gostic (1998) e sua aplicação no modelo com alvenaria, levando à determinação duma frequência numérica com alvenaria numa primeira iteração;
- cálculo do coeficiente γ de acordo com a expressão 5.2;
- aplicação de γ a todas as curvas iniciais dos painéis, alterando as rigidezes dos seus cinco troços mas mantendo a sua proporcionalidade relativa;
- nova iteração com as curvas ajustadas e determinação da nova frequência numérica com alvenaria;
- novo cálculo de γ e respectiva iteração seguinte.

Apesar da expressão 5.2 ser aproximada, por não ter em conta os acréscimos de massa que os painéis de alvenaria introduzem na estrutura, verificou-se de forma geral serem necessárias apenas duas iterações para a frequência numérica dos modelos com alvenaria convergir para valores muito próximos das frequências experimentais, conduzindo a calibrações com resultados bastante satisfatórios.

Para a medição das frequências experimentais dos edifícios, foi colocado um acelerómetro fixo no piso mais elevado das estruturas, e utilizado um acelerómetro móvel disposto em altura e planta de forma a obter não só os modos puros longitudinais e transversais, mas qualquer componente de torção destes modos.

Os dados das leituras foram obtidos através do programa GeoDAS, posteriormente tratados em Matlab e analisados pelo software ARTEMIS. Este último permite obter as frequências experimentais com base no método “Enhanced Frequency Domain Decomposition Peak Picking” (EFDD).

A disposição dos acelerómetros para cada caso de estudo é apresentada na secção referente às frequências experimentais e modos de vibração de cada edifício.

4.7. MODELAÇÃO DO EDIFÍCIO COSTA CABRAL

O edifício Costa Cabral foi modelado independentemente nas suas duas direcções principais, resultando um modelo longitudinal (X) e um modelo transversal (Y) (Figura 4.5).

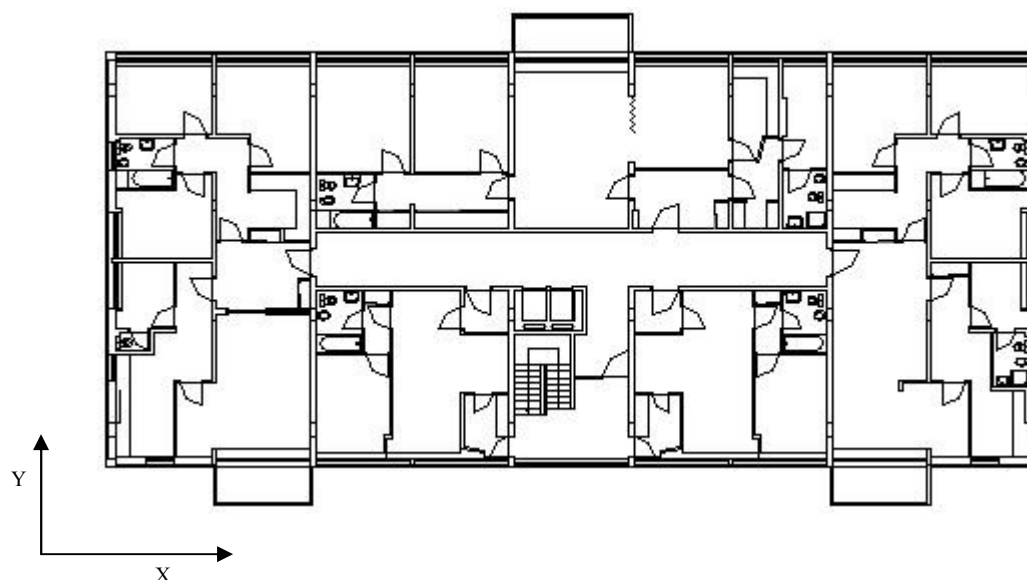


Figura 4.5 – Direcções estudadas no edifício Costa Cabral.

A modelação do edifício foi previamente realizada por Silva (2008), baseada apenas na análise dos projectos e memórias descritivas disponíveis. O edifício foi modelado na sua totalidade na direcção longitudinal, enquanto que na direcção transversal foi tirado partido da simetria da estrutura porticada, tendo sido modelada apenas metade da estrutura (Figuras 4.6 e 4.7). No entanto, a visita efectuada ao local e a análise dos modos de vibração experimentais implicaram alterações aos modelos iniciais, de seguida apresentadas.

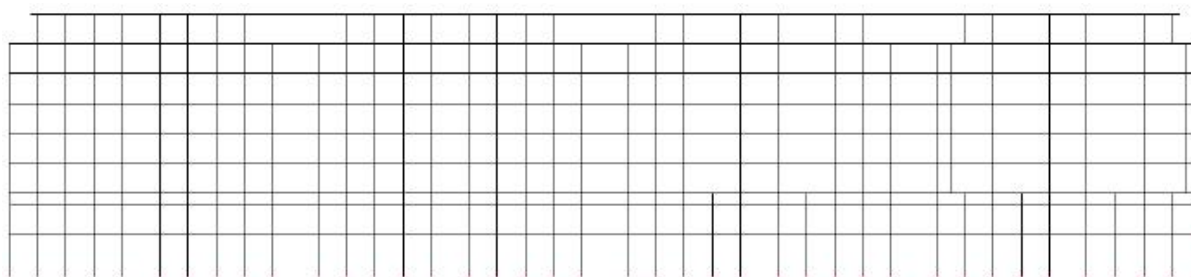


Figura 4.6 – Modelo inicial do edifício Costa Cabral na direcção longitudinal (X).



Figura 4.7 – Modelo inicial do edifício Costa Cabral na direcção transversal (Y).

4.7.1. VISITA AO LOCAL

A visita ao local permitiu identificar uma junta de dilatação que não estava mencionada no projecto, localizada imediatamente antes do sexto pórtico transversal contado a partir da esquerda, conforme apresentado na secção 3.2.2 do Capítulo 3. Existe assim um comportamento distinto das duas partes do edifício resultantes desta separação.

Esta constatação implicou que o modelo longitudinal (X) inicial estava errado ao considerar o comportamento conjunto de todo o edifício nesta direcção, sendo necessário eliminar metade da estrutura em cada pórtico longitudinal.

Na direcção transversal (Y), o eixo de simetria coincidiu aproximadamente com a localização da junta de dilatação, pelo que o que antes era um modelo representativo de uma parte da estrutura passou a ser o modelo completo relativo à metade do edifício em estudo.

Foram também observados os acessos exteriores ao edifício, nomeadamente as rampas de acesso ao piso enterrado existentes nos extremos do edifício para criar as duas entradas de garagem (Figura 4.8).

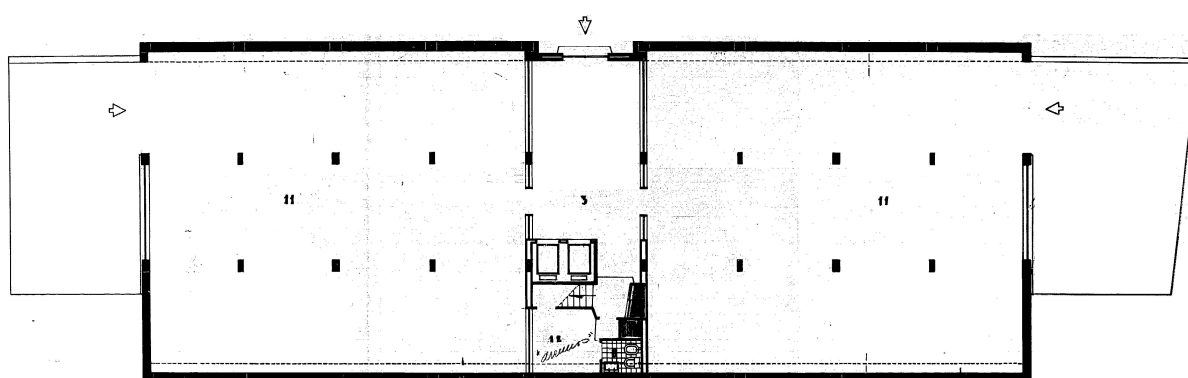


Figura 4.8 – Rampas de acesso à garagem no piso enterrado do edifício Costa Cabral.

A existência destas rampas relevou ser importante, visto que ambos os modelos iniciais nas duas direcções se encontravam travados ao nível do piso térreo por intermédio de apoios simples horizontais, por forma a traduzir o travamento que o pavimento impunha ao edifício.

Esta opção de modelação foi feita sem ter em conta a existência das rampas, pelo que surgiram dúvidas acerca deste travamento considerado. A análise dos modos de vibração do edifício permitiu extrair conclusões importantes sobre este assunto.

4.7.2. FREQUÊNCIAS EXPERIMENTAIS E MODOS DE VIBRAÇÃO

Foram medidas as acelerações longitudinais e transversais em 9 pontos do edifício, representados no alçado da Figura 4.9. Esta disposição permite obter a configuração dos modos de vibração da estrutura e valores experimentais das respectivas frequências, utilizados para proceder à calibração dos modelos numéricos.

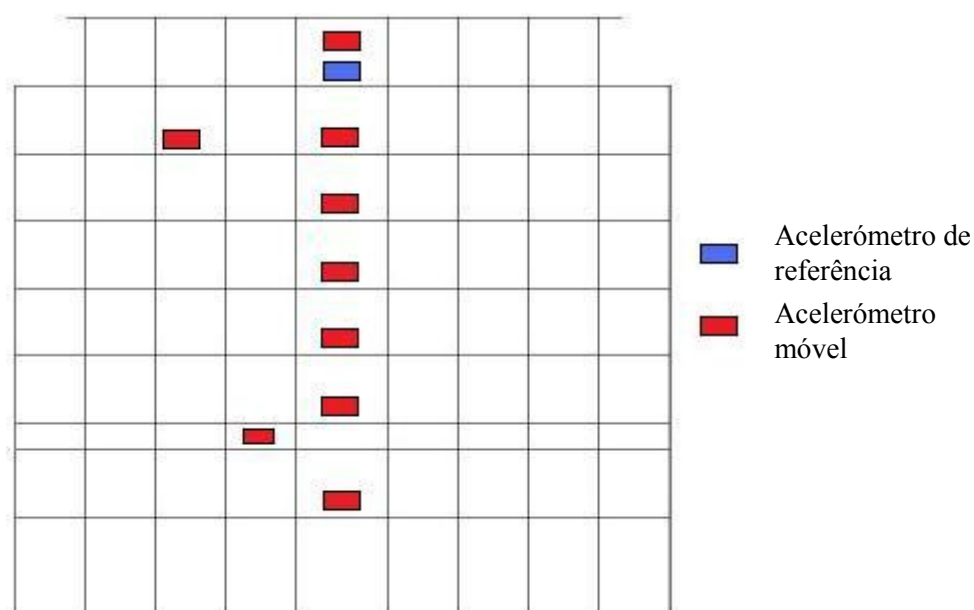


Figura 4.9 – Localização dos acelerómetros na medição das frequências do edifício Costa Cabral.

O método do EFDD do programa ARTeMIS identificou as frequências próprias do edifício resultantes da medição efectuada, conforme se apresenta na Figura 4.10.

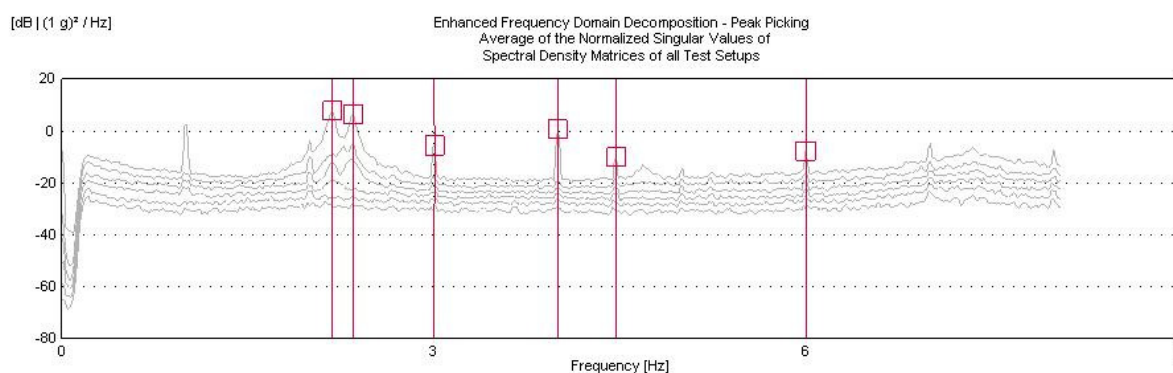


Figura 4.10 – Método do EDFF na identificação de frequências próprias do edifício Costa Cabral.

Na Tabela 4.2 apresentam-se os dois primeiros modos de vibração do edifício e respectivas frequências, identificando qual a configuração do modo.

Tabela 4.2 – Modos de vibração e frequências experimentais do edifício Costa Cabral.

Modo	Freq. (Hz)	Configuração
1	2.178	Transversal (Y)
2	2.344	Longitudinal (X)

As deformadas dos dois modos de vibração são representadas na Figura 4.11.

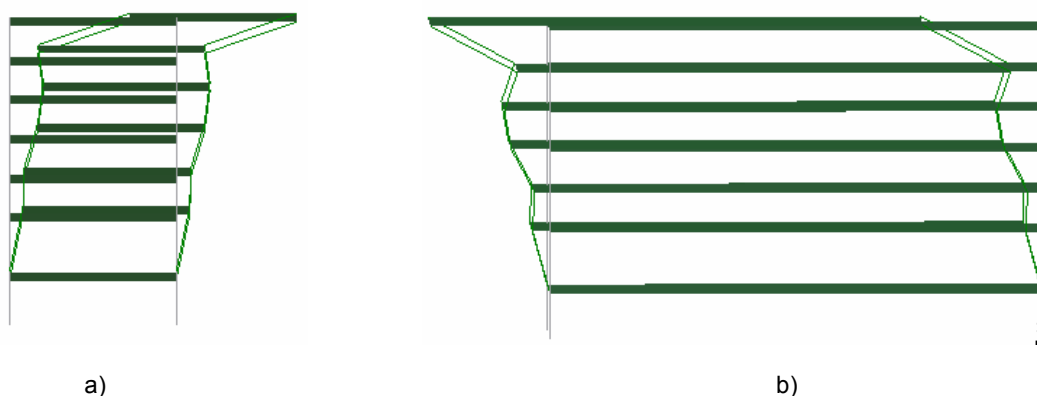


Figura 4.11 – Deformadas dos modos de vibração: a) 1º modo (transversal); b) 2º modo (longitudinal).

Analisando as deformadas dos modos de vibração, verificou-se que transversalmente (Y) o travamento do terreno era apenas parcial, e que longitudinalmente (X) este era desprezável. Estas constatações estão concordantes com a existência dos acessos laterais às garagens, que libertam claramente o edifício na direcção longitudinal.

4.7.3. ASPECTOS PARTICULARES DE MODELAÇÃO

As características adoptadas para os materiais do edifício Costa Cabral, pela época em que se insere e pelas indicações dadas em projecto, foram betão C16/20 e Aço A235 NL, cujas características se apresentam na Tabela 4.3.

Tabela 4.3 – Características dos materiais para o edifício Costa Cabral.

Betão C16/20	
E_c (GPa)	29.0
f_{ck} (MPa)	16.0
f_{ctm} (MPa)	1.9
Aço A235 NL	
E_s (GPa)	200.0
f_{sy} (MPa)	235.0
ϵ_{sy} (‰)	1.27

A visita ao local e a análise dos dois modos de vibração principais do edifício permitiu concluir que, na direcção longitudinal (X), não existe qualquer travamento do terreno. Desta forma, o modelo longitudinal inicial feito por Silva (2008) teve de ser alterado, removendo os apoios horizontais colocados ao nível do piso térreo.

Conforme explicado anteriormente, foi eliminada metade da estrutura em cada pórtico longitudinal devido à junta de dilatação. Na posição desta foram colocados apoios simples com deslocamento horizontal livre em cada piso, para traduzir a possibilidade da metade do edifício estudada se deslocar nessa direcção devido à junta. Como as medições realizadas são referentes à porção esquerda da estrutura, foi essa que se manteve e removeu-se a parte direita da mesma.

Restou a dúvida de deixar ou não o modelo transversal (Y) travado. Foram analisadas as frequências do modelo numérico com e sem travamento no piso térreo, com o valor no último caso a ser inferior em apenas 2%, diferença irrelevante para o estudo em causa. Assim, o comportamento global do modelo transversal nas duas situações é praticamente idêntico, havendo apenas diferenças no piso térreo devido à reacção horizontal introduzida. Na impossibilidade de simular molas com a rigidez do terreno no programa PORANL, optou-se por travar o modelo transversal (Y) por intermédio de apoios horizontais no piso térreo, para traduzir o travamento parcial que existe nesta direcção.

Feitos os modelos da estrutura porticada, foram introduzidos os painéis de enchimento de alvenaria de acordo com a sua disposição em planta e altura, apresentada na secção 3.2.3 do Capítulo 3.

Nas Figuras 4.12 e 4.13 apresentam-se os modelos finais do edifício Costa Cabral na direcção longitudinal (X) sem e com alvenaria, respectivamente. Nas Figuras 4.14 e 4.15 apresentam-se os correspondentes modelos para a direcção transversal (Y).

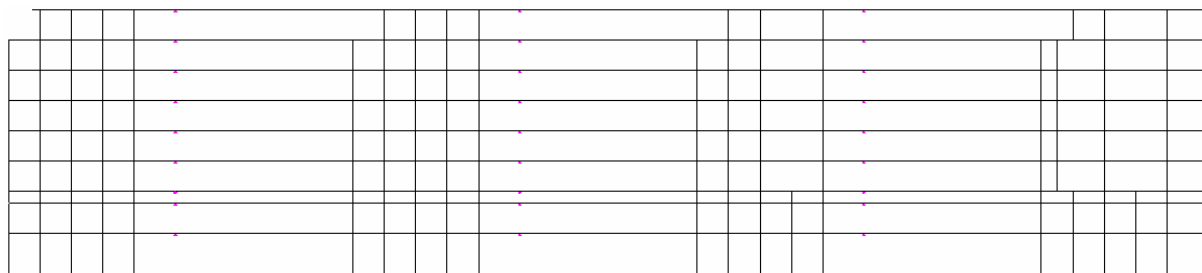


Figura 4.12 – Modelo do edifício Costa Cabral na direcção longitudinal (X) sem alvenaria.

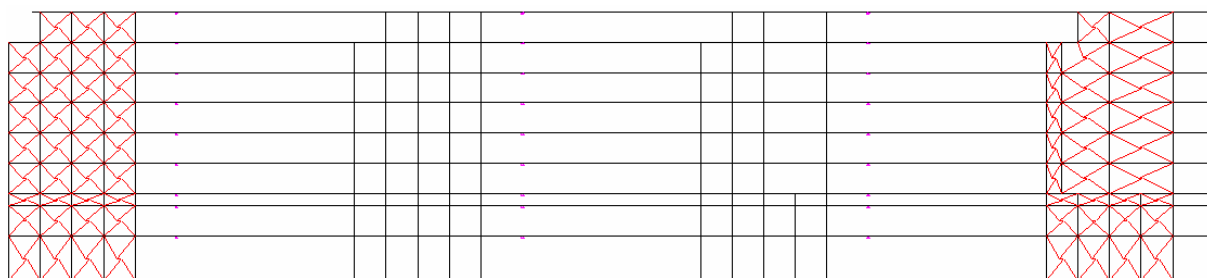


Figura 4.13 – Modelo do edifício Costa Cabral na direcção longitudinal (X) com alvenaria.

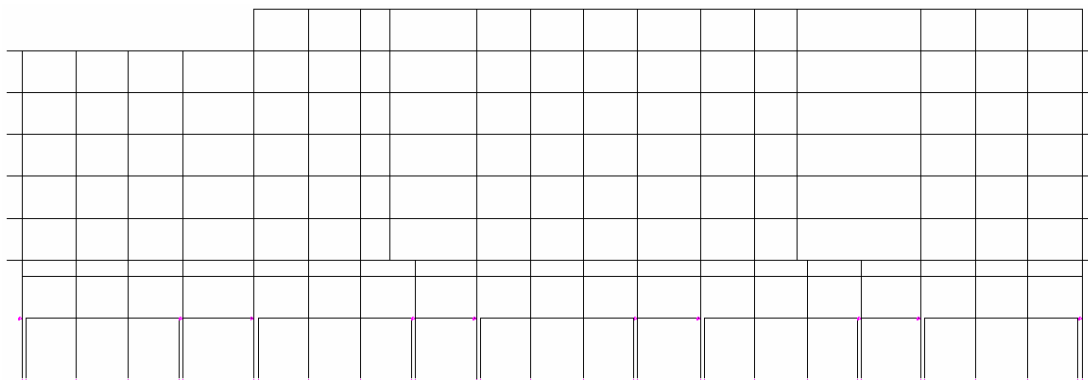


Figura 4.14 – Modelo do edifício Costa Cabral na direcção transversal (Y) sem alvenaria.

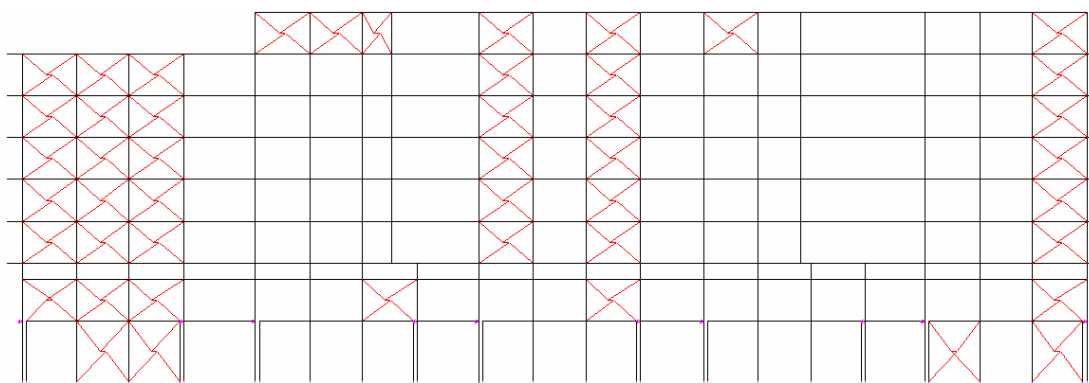


Figura 4.15 – Modelo do edifício Costa Cabral na direcção transversal (Y) com alvenaria.

4.7.4. CALIBRAÇÃO DOS MODELOS NUMÉRICOS

A calibração dos modelos com alvenaria nas duas direcções seguiu todo o procedimento apresentado na secção 4.6 deste Capítulo. Na Tabela 4.4 apresenta-se o resultado final da calibração, comparando as frequências experimentais com as respectivas frequências numéricas dos modelos sem e com alvenaria, para as duas direcções estudadas. A comparação é feita apenas para a 1ª frequência em cada direcção, visto ter sido essa a que foi alvo de ajuste numérico para se aproximar do valor experimental.

Tabela 4.4 – Frequências experimentais e numéricas do edifício Costa Cabral.

Direcção	1ª Frequência		
	Experimental (Hz)	Com Alvenaria (Hz)	Sem Alvenaria (Hz)
Longitudinal (X)	2.344	2.361	0.796
Transversal (Y)	2.178	2.207	1.344

A representação do 1º modo de vibração nos modelos sem e com alvenaria, para as duas direcções estudadas, é feita nas Figuras 4.16 a 4.19.

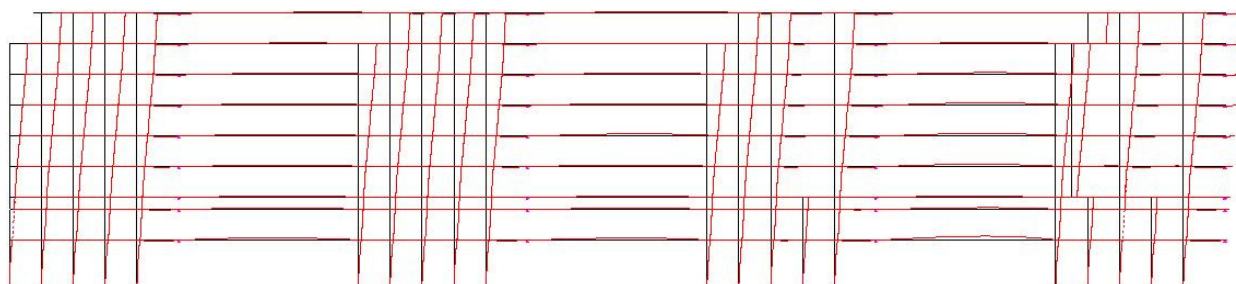


Figura 4.16 – 1º modo de vibração do edifício Costa Cabral na direcção longitudinal (X) sem alvenaria.

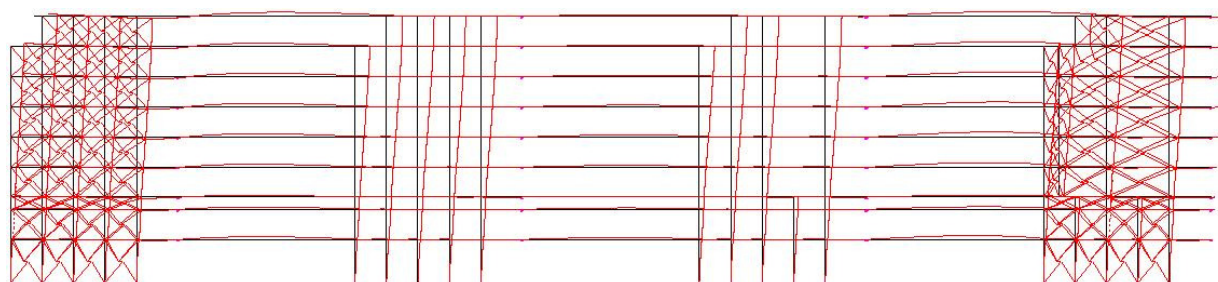


Figura 4.17 – 1º modo de vibração do edifício Costa Cabral na direcção longitudinal (X) com alvenaria.

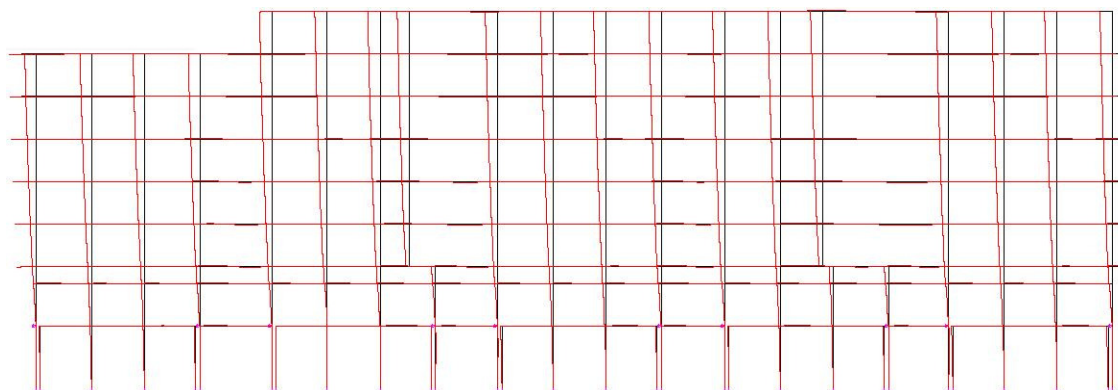


Figura 4.18 – 1º modo de vibração do edifício Costa Cabral na direcção transversal (Y) sem alvenaria.

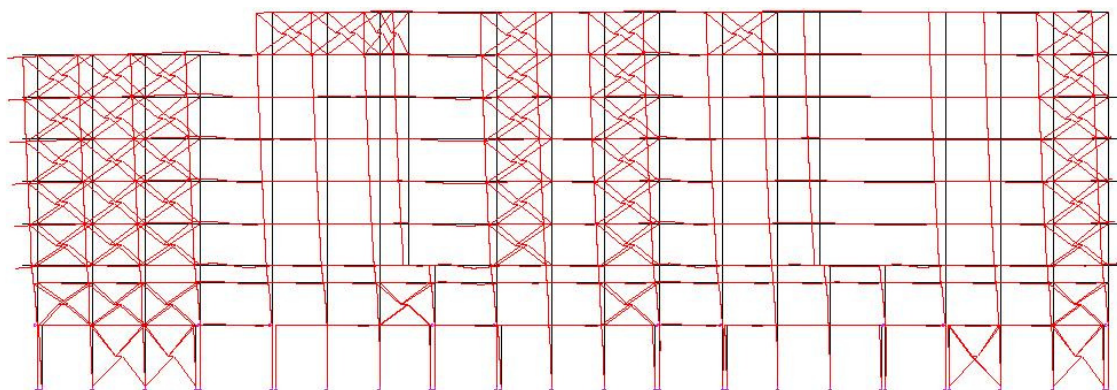


Figura 4.19 – 1º modo de vibração do edifício Costa Cabral na direcção transversal (Y) com alvenaria.

4.8. MODELAÇÃO DO EDIFÍCIO INFANTE SANTO

O edifício Infante Santo foi estudado nas suas direcções principais, através de um modelo longitudinal (X) e um modelo transversal (Y) (Figura 4.20).

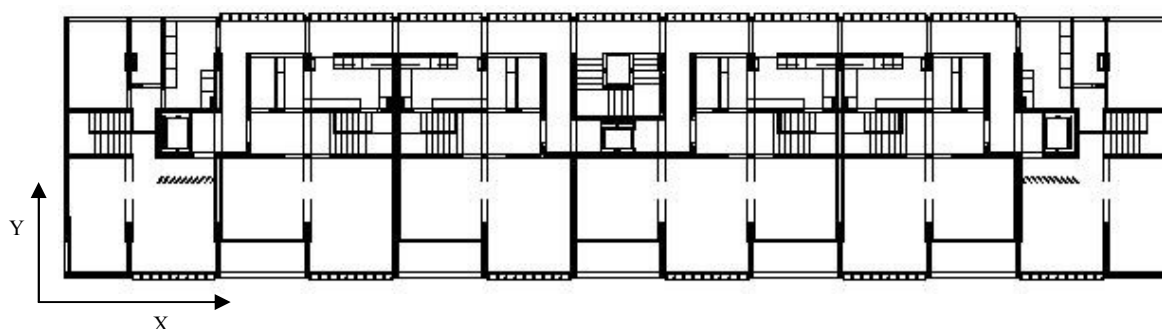


Figura 4.20 – Direcções estudadas no edifício Infante Santo.

A modelação do edifício foi previamente realizada por Rodrigues (2005), com base nos projectos e memórias descritivas e numa inspecção ao local, para averiguar as propriedades dos materiais, geometria e posição dos elementos estruturais e medir experimentalmente as frequências próprias do edifício.

Na direcção longitudinal (X), Rodrigues (2005) tirou partido da dupla simetria do edifício em planta, estudando-se apenas um quarto da estrutura. Embora as características de massa e rigidez sejam reduzidas a 25% das totais, bem como as forças de inércia que são função directa da massa, o valor da frequência de vibração do edifício nesta direcção mantém-se inalterado. Como tal, o estudo de apenas um quarto do estrutura na direcção longitudinal não afecta os resultados obtidos, visto estes estarem perfeitamente concordantes e proporcionais com os resultados globais caso o modelo tivesse sido feita na sua totalidade. A ausência de estrutura porticada na direcção longitudinal levou à união dos pilares por elementos de viga simulando a participação da laje.

Na direcção transversal (Y), Rodrigues (2005) assumiu um modelo equivalente associando os pórticos-tipo da estrutura, reduzindo a análise de doze para três pórticos. Este processo consistiu em multiplicar as características de rigidez e resistência de cada pórtico-tipo pelo número de vezes que este se repete na estrutura.

Simplificadamente, as secções transversais dos elementos (vigas e pilares) vêm a sua dimensão no sentido de menor inércia ser multiplicada pelo número de repetições do pórtico a que pertencem.

No seu estudo, Rodrigues (2005) teve em conta a presença dos painéis de alvenaria na estrutura, pelo que ambos os seus modelos apresentam os painéis de enchimento modelados. No entanto, e conforme apresentado na secção 3.3.3 do Capítulo 3, o edifício Infante Santo apenas possui painéis de alvenaria confinados na sua direcção transversal, a direcção em que se desenvolve a estrutura porticada. Longitudinalmente, apesar de os painéis não estarem confinados, estes exercem alguma influência no comportamento global do edifício nesta direcção, pelo que Rodrigues (2005) considerou um pórtico adicional a toda a altura preenchido com alvenaria de forma a simular a sua participação.

Nas Figuras 4.21 e 4.22 apresentam-se os modelos iniciais de Rodrigues (2005). A sua análise cuidada levou a fazer algumas alterações na direcção longitudinal (X), apresentadas de seguida.

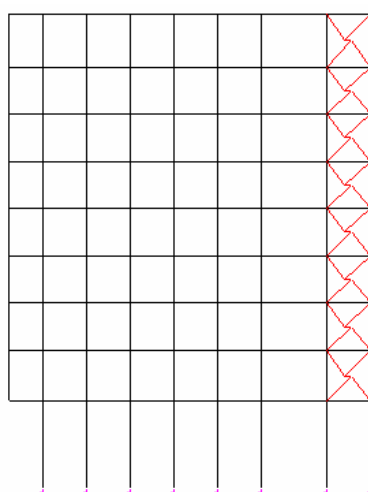


Figura 4.21 – Modelo inicial do edifício Infante Santo na direcção longitudinal (X).

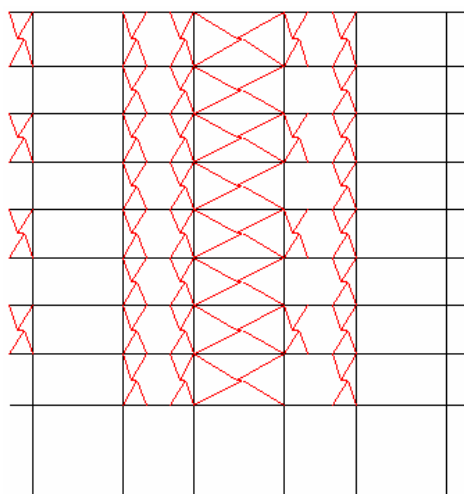


Figura 4.22 – Modelo inicial do edifício Infante Santo na direcção transversal (Y).

4.8.1. VISITA AO LOCAL

Na sua visita ao edifício Infante Santo, Rodrigues (2005) constatou que as duas juntas transversais originalmente previstas em projecto não foram construídas. Assim sendo, o edifício possui um comportamento conjunto em todo o seu desenvolvimento, pressuposto seguido na sua modelação numérica.

Pela ausência de referência no projecto aos materiais utilizados, foram realizados ensaios não destrutivos que permitiram classificar o betão como sendo da classe B25, actual C20/25, e o aço da classe A400.

4.8.2. FREQUÊNCIAS EXPERIMENTAIS E MODOS DE VIBRAÇÃO

Rodrigues (2005) realizou medições da aceleração em seis pontos do edifício, por forma a identificar as frequências próprias de vibração e proceder à calibração dos seus modelos. Os resultados da medição experimental de frequências são apresentados na Tabela 4.5, para os dois primeiros modos.

Tabela 4.5 – Modos de vibração e frequências experimentais do edifício Infante Santo.

Modo	Freq. (Hz)	Configuração
1	1.08	Longitudinal (X)
2	1.56	Transversal (Y)

Atendendo ao facto de todo o trabalho de medição experimental ter sido feito e analisado por Rodrigues (2005), nesta secção não é possível apresentar os resultados do programa ARTEMIS relativos ao método EFDD e às deformadas dos modos de vibração.

4.8.3. ASPECTOS PARTICULARES DE MODELAÇÃO

As propriedades dos materiais adoptadas por Rodrigues (2005) no seu trabalho são apresentadas na Tabela 4.6.

Tabela 4.6 – Características dos materiais para o edifício Infante Santo.

Betão C20/25	
E_c (GPa)	29.0
f_{ck} (MPa)	20.0
f_{ctm} (MPa)	2.2
Aço A400	
E_s (GPa)	210.0
f_{sy} (MPa)	400.0
ϵ_{sy} (‰)	1.9

Estudando os modelos propostos por Rodrigues (2005), adoptou-se como válido e sem qualquer necessidade de alteração o modelo transversal (Y). No entanto, houve a necessidade de proceder a duas alterações no modelo longitudinal (X).

A primeira consistiu em eliminar o pórtico adicional preenchido com alvenaria, por se considerar mais consistente a opção de ter os painéis de enchimento distribuídos dentro da estrutura porticada real. Assim, adoptou-se um painel de alvenaria fictício equivalente por piso, distribuído em todos os vãos de cada andar e que pretende representar mais realisticamente a contribuição da rigidez dos painéis existentes na direcção longitudinal, mas que não estão confinados por pórticos de betão armado.

A segunda alteração debruçou-se sobre a dúvida de a simetria considerada no modelo longitudinal estar ou não bem implementada. Segundo as regras clássicas da Teoria das Estruturas, para simular condições de simetria devem ser introduzidos apoios de roletes verticais no eixo de simetria, para ter em conta a transmissão de momentos flectores e esforços axiais que se verifica nesta situação. O modelo inicial de Rodrigues (2005) não teve em conta esta consideração, visto que no eixo de simetria apenas foram colocados apoios simples com deslocamento horizontal livre.

Efectivamente, para a análise sísmica da estrutura ser plausível é obrigatório deixar livres os deslocamentos horizontais de cada piso, estando em causa acções elas próprias horizontais. Mas introduzindo apenas apoios simples, não se respeitam as condições de simetria pretendidas.

Optou-se então por introduzir artificialmente no modelo com apoios simples as forças e deslocamentos associados à existência dos apoios de roletes verticais. Para tal, foi criado um modelo auxiliar em que se substituíram os apoios simples de cada piso pelos referidos apoios de roletes e correu-se uma análise linear elástica no programa PORANL. Analisando os resultados obtidos, registaram-se as forças horizontais, momentos flectores e deslocamentos verticais que ocorreram em cada apoio de roletes vertical, para cada piso. Estas forças e deslocamentos foram introduzidos como acções externas no modelo com apoios simples horizontais, por forma a ter simultaneamente um modelo que permite o movimento horizontal da estrutura mas que tem simuladas as condições de simetria pretendidas.

Por fim, foram corridas análises não-lineares estáticas tanto no modelo com apoios simples e acções exteriores de simetria, como no modelo com apoios de roletes. Verificou-se que os resultados obtidos nas duas situações eram exactamente os mesmos, pelo que se considerou atingido o objectivo de representar realisticamente as condições de simetria da estrutura na direcção longitudinal.

Como os modelos iniciais de Rodrigues (2005) já tinham em conta os painéis de enchimento de alvenaria confinados, restou apenas eliminá-los para obter os modelos finais do edifício Infante Santo sem e com alvenaria nas duas direcções estudadas, apresentados nas Figuras 4.23 e 4.24. Nos modelos da direcção longitudinal não estão representadas as forças concentradas e deslocamentos verticais relativos à simetria, devido à impossibilidade de o programa VisualANL representar graficamente este tipo de acção exterior, mas estas estão efectivamente aplicadas.

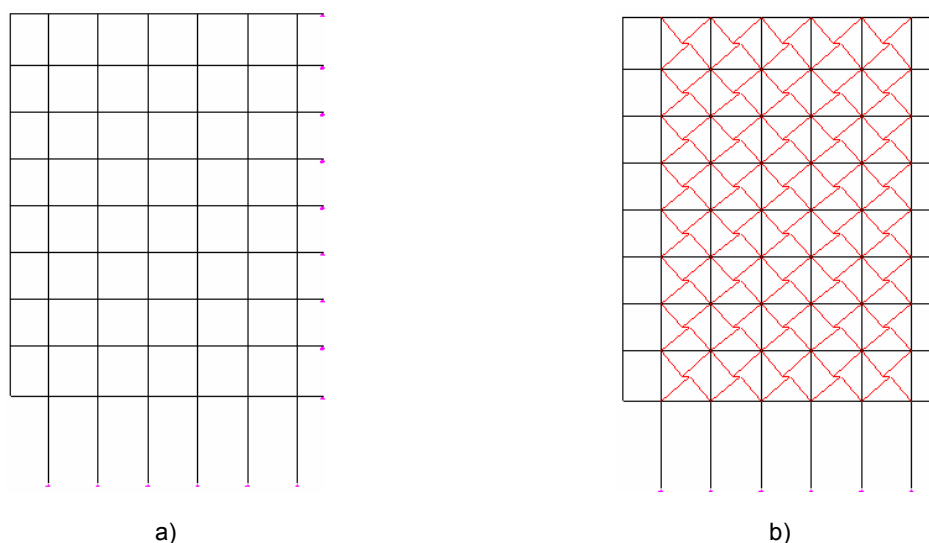


Figura 4.23 – Modelo do edifício Infante Santo na direcção longitudinal (X): a) sem alvenaria; b) com alvenaria.

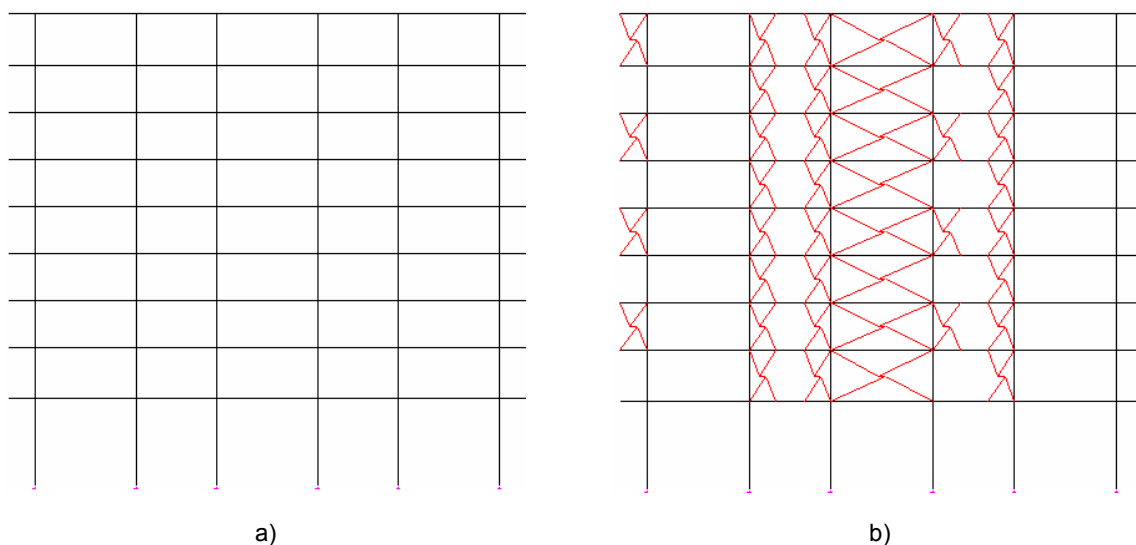


Figura 4.24 – Modelo do edifício Infante Santo na direcção transversal (Y): a) sem alvenaria; b) com alvenaria.

4.8.4. CALIBRAÇÃO DOS MODELOS NUMÉRICOS

Conforme anteriormente explicado, no seu estudo Rodrigues (2005) não só considerou os painéis de enchimento de alvenaria como também mediu experimentalmente as frequências do edifício, procedendo posteriormente à calibração dos seus modelos numéricos.

Na direcção longitudinal (X), as acções externas introduzidas provocaram um ligeiro aumento do valor da frequência de vibração, justificado por se estar a travar e rigidificar mais a estrutura devido à simulação das condições reais de simetria. Na direcção transversal (Y), não foi feita qualquer alteração pelo que os valores das frequências numéricas são os obtidos por Rodrigues (2005).

Na Tabela 4.7 comparam-se as frequências experimentais com as respectivas frequências numéricas dos modelos sem e com alvenaria, para as duas direcções estudadas. A comparação é feita apenas para a 1ª frequência em cada direcção, visto ter sido essa a que foi alvo de ajuste numérico para se aproximar do valor experimental.

Tabela 4.7 – Frequências experimentais e numéricas do edifício Infante Santo.

Direcção	1ª Frequência		
	Experimental (Hz)	Com Alvenaria (Hz)	Sem Alvenaria (Hz)
Longitudinal (X)	1.08	1.190	0.440
Transversal (Y)	1.56	1.530	1.220

A representação do 1º modo de vibração nos modelos sem e com alvenaria, para as duas direcções estudadas, é feita nas Figuras 4.25 e 4.26.

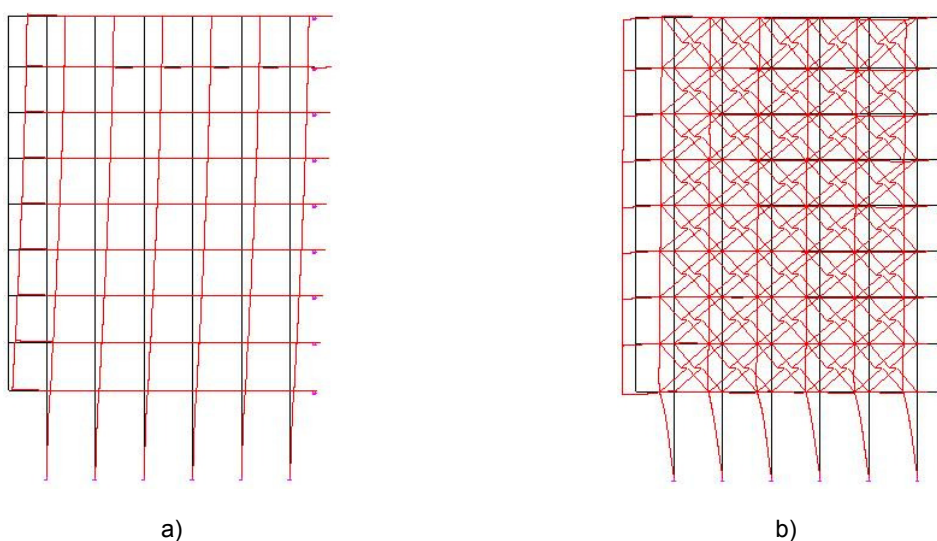


Figura 4.25 - 1º modo de vibração do edifício Infante Santo na direcção longitudinal (X): a) sem alvenaria; b) com alvenaria.

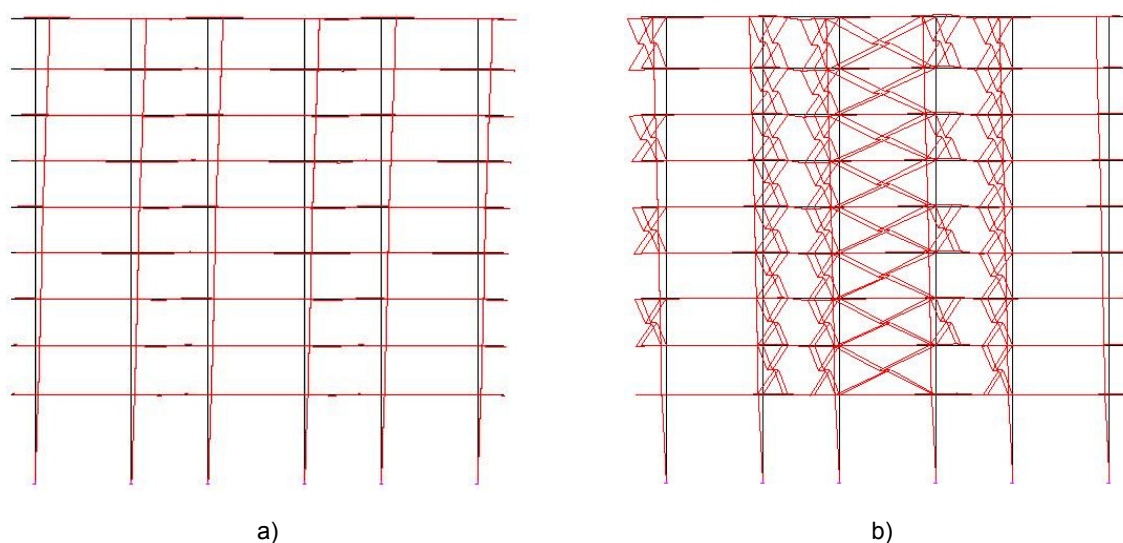


Figura 4.26 - 1º modo de vibração do edifício Infante Santo na direcção transversal (Y): a) sem alvenaria; b) com alvenaria.

4.9. MODELAÇÃO DO EDIFÍCIO PARNASO

Conforme o procedimento seguido para os outros casos de estudo, o edifício Parnaso foi modelado independentemente nas suas duas direcções principais, resultando um modelo longitudinal (X) e um modelo transversal (Y) (Figura 4.27).

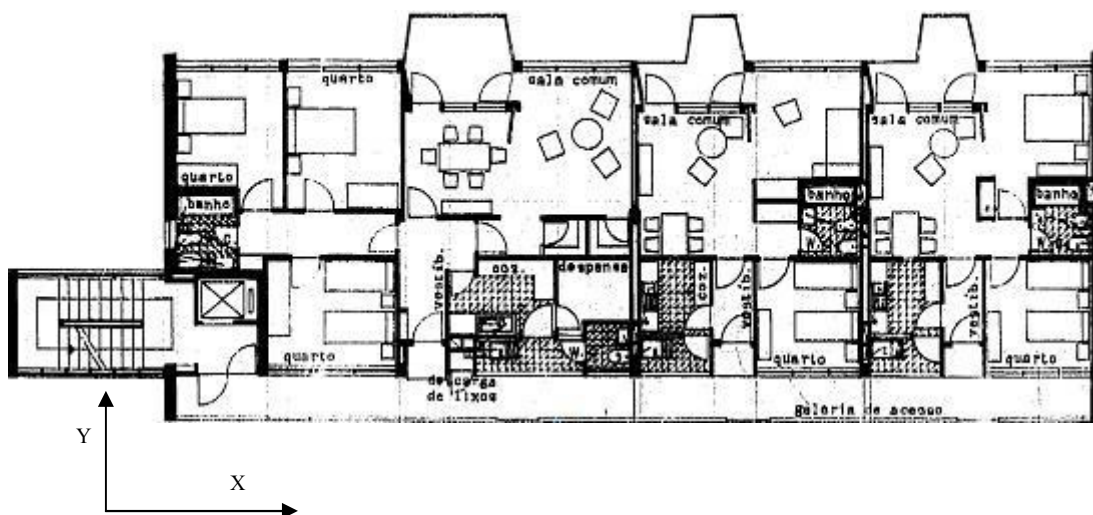


Figura 4.27 – Direcções estudadas no edifício Parnaso.

Ao contrário dos casos anteriores, o edifício Parnaso foi modelado de raiz para o presente trabalho, com base nas informações disponíveis em projecto e memória descritiva, bem como numa visita ao local realizada sempre com o intuito de confirmar as características da estrutura, nomeadamente a existência e localização de juntas de dilatação, e medir as frequências de vibração experimentais do edifício para proceder posteriormente à calibração dos respectivos modelos numéricos.

4.9.1. VISITA AO LOCAL

A grande dúvida de modelação do edifício Parnaso residiu na consideração ou não da caixa de escadas e da sua parede armada nos modelos numéricos. A memória descritiva refere que a caixa de escadas está separada do bloco principal de habitações por razões de isolamento acústico, mas omite como é feita esta separação. A visita ao local revelou ser de particular importância para averiguar este aspecto, visto que considerar ou não o conjunto caixa de escadas mais parede armada altera significativamente o comportamento global do edifício.

No local verificou-se que a referida separação da caixa de escadas é feita por uma junta de dilatação na direcção transversal (Y) que percorre todo o patamar de cada piso. No entanto, a junta termina no final do patamar e não se prolonga para as vigas longitudinais D e D', conforme se representa na Figura 4.28.

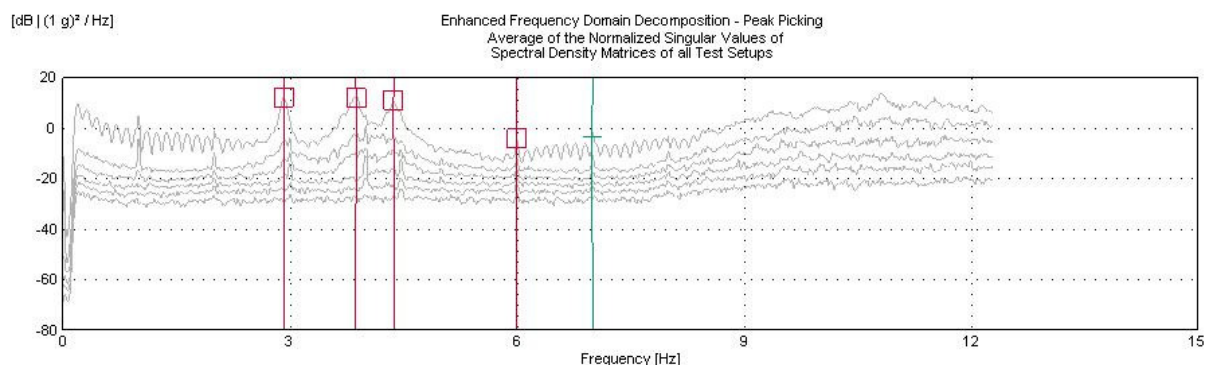


Figura 4.30 – Método do EDFF na identificação de frequências próprias do edifício Parnaso.

Na Tabela 4.8 apresentam-se os dois primeiros modos de vibração do edifício e respectivas frequências, identificando qual a configuração do modo.

Tabela 4.8 – Modos de vibração e frequências experimentais do edifício Parnaso.

Modo	Freq. (Hz)	Configuração
1	2.913	Transversal (Y)
2	3.864	Longitudinal (X)

As deformadas dos dois modos de vibração são representadas na Figura 4.31.

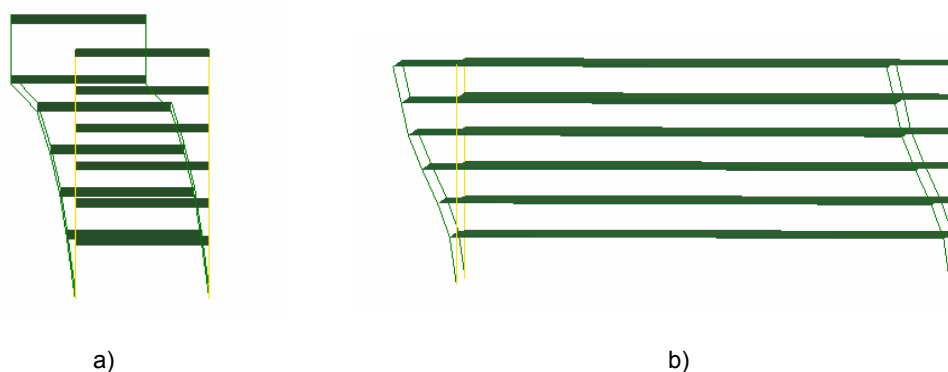


Figura 4.31 – Deformadas dos modos de vibração: a) 1º modo (transversal); b) 2º modo (longitudinal).

Analisando as deformadas dos modos de vibração, verificou-se uma ligeira componente de torção ao nível do 5º piso no modo transversal (Y), que originou uma ligeira discrepância com as considerações anteriormente tidas sobre a independência da caixa de escadas do resto do edifício nesta direcção.

O resultado justifica-se, no entanto, por a medição excêntrica realizada no 5º piso (Figura 4.29) ter sido feita com o acelerómetro colocado do outro lado de uma junta de dilatação transversal da laje, que apenas se veio a descobrir numa segunda visita ao edifício. A existência desta junta desconhecida na altura da medição justifica a ligeira componente de torção do modo de vibração transversal. Optou-se assim por tomar como válido o modo transversal experimental e ajustar a frequência numérica ao seu valor.

4.9.3. ASPECTOS PARTICULARES DE MODELAÇÃO

As características adoptadas para os materiais do edifício Parnaso foram betão C16/20 e Aço A235 NL, iguais às do edifício Costa Cabral por terem sido construídos na mesma época e cidade e de acordo com as indicações de projecto. As características dos materiais apresentam-se na Tabela 4.9.

Tabela 4.9 – Características dos materiais para o edifício Parnaso.

Betão C16/20	
E_c (GPa)	29.0
f_{ck} (MPa)	16.0
f_{ctm} (MPa)	1.9
Aço A235 NL	
E_s (GPa)	200.0
f_{sy} (MPa)	235.0
ϵ_{sy} (‰)	1.27

A constatação de que a junta de dilatação da caixa de escadas termina no patamar implica que, longitudinalmente (X), a parede e a caixa de escadas estão ligadas à estrutura principal pelas vigas D e D', visto estas serem contínuas com os pilares de extremidade do bloco habitacional. A decisão de modelar ou não o conjunto caixa de escadas mais parede armada na direcção longitudinal recaiu sobre a análise dos resultados das medições efectuadas, ao nível do valor da frequência de vibração nesta direcção, tendo no entanto em mente que longitudinalmente a inércia mobilizada da parede armada é extremamente reduzida em comparação com a da estrutura porticada, sendo a última também desenvolvida nesta direcção.

A frequência de vibração experimental longitudinal (X) é bastante elevada, 3.864 Hz, o que implica que a rigidez global mobilizada nesta direcção é também muito alta. Desta forma, qualquer eventual contribuição do conjunto caixa de escadas mais parede armada na direcção longitudinal através das vigas D e D' é desprezável, pelo que se optou por não o incluir nos modelos longitudinais do edifício.

Na direcção transversal (Y), surgiu novamente a dúvida de considerar ou não a caixa de escadas e a parede armada. Uma análise cuidada aos desenhos de projecto revelou que a viga B (Figura 4.28) tem um funcionamento independente dos seus pilares adjacentes, como se apresenta na Figura 4.32.

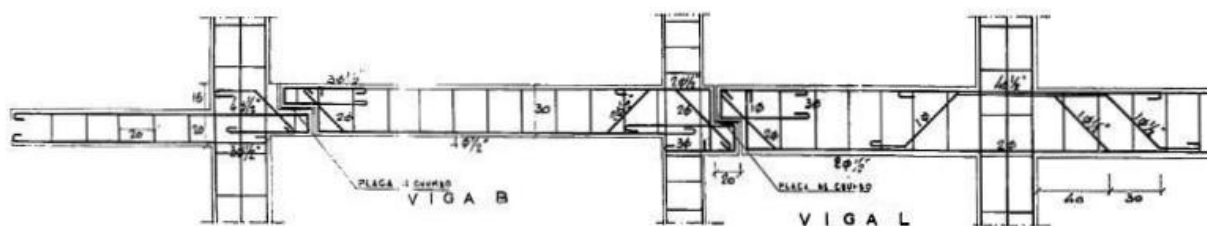


Figura 4.32 – Pormenor da ligação transversal da viga B aos pilares adjacentes no edifício Parnaso.

Esta constatação, aliada à presença da junta de dilatação do patamar, levou a concluir que na direcção transversal (Y) a caixa de escadas tem um comportamento independente do resto da estrutura, pelo que novamente o conjunto caixa de escadas mais parede armada não foi considerado nos modelos transversais do edifício.

Feitos os modelos da estrutura porticada, foram introduzidos os painéis de enchimento de alvenaria de acordo com a sua disposição em planta e altura, apresentada na secção 3.4.3 do Capítulo 3.

Nas Figuras 4.33 e 4.34 apresentam-se os modelos finais do edifício Costa Cabral na direcção longitudinal (X) sem e com alvenaria, respectivamente. Nas Figuras 4.35 e 4.36 apresentam-se os correspondentes modelos para a direcção transversal (Y).

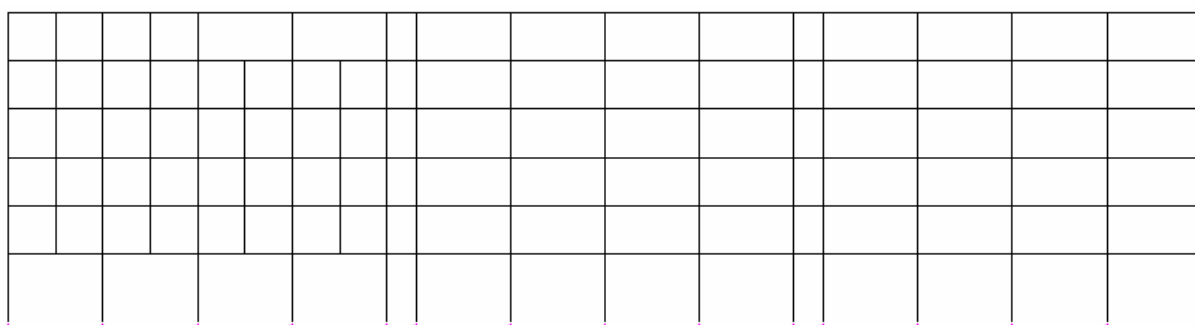


Figura 4.33 – Modelo do edifício Parnaso na direcção longitudinal (X) sem alvenaria.

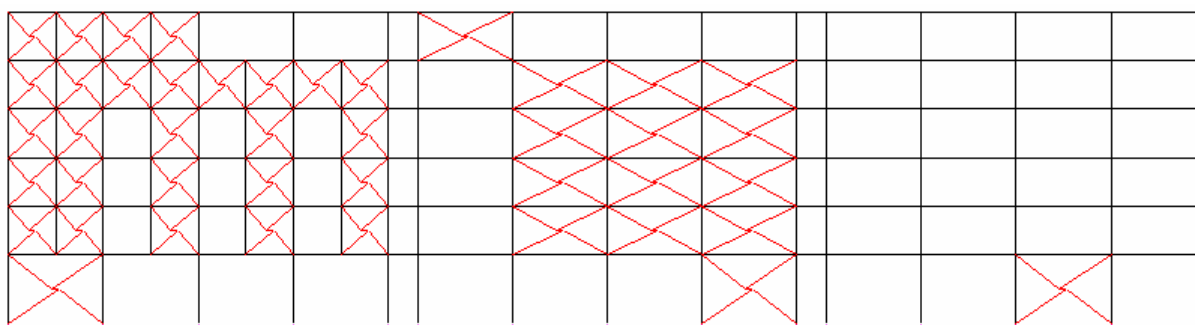


Figura 4.34 – Modelo do edifício Parnaso na direcção longitudinal (X) com alvenaria.

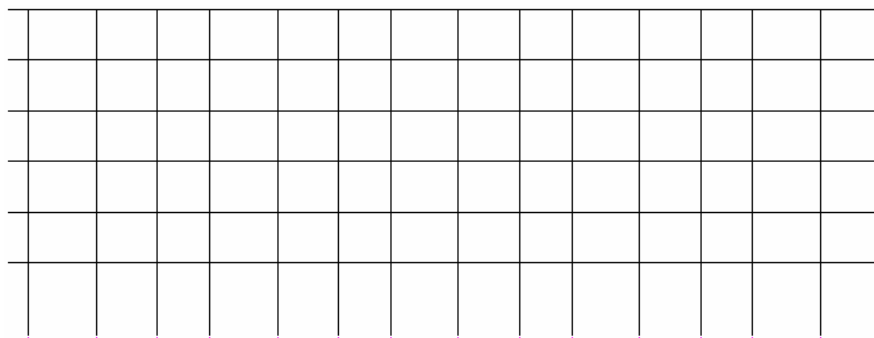


Figura 4.35 – Modelo do edifício Parnaso na direcção transversal (Y) sem alvenaria.

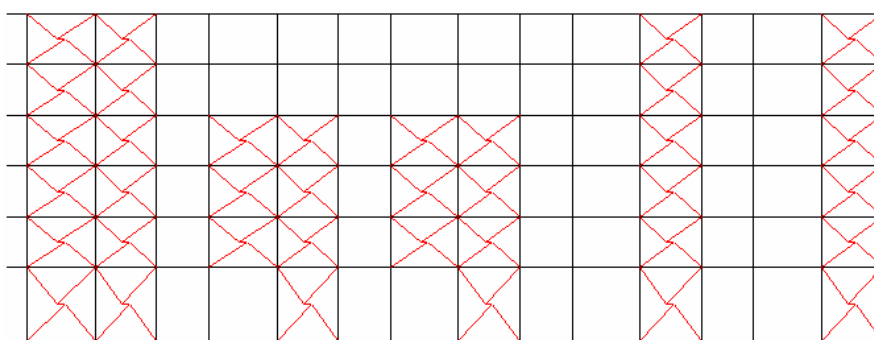


Figura 4.36 – Modelo do edifício Parnaso na direcção transversal (Y) com alvenaria.

4.9.4. CALIBRAÇÃO DOS MODELOS NUMÉRICOS

A calibração dos modelos com alvenaria nas duas direcções seguiu todo o procedimento apresentado na secção 4.6 deste Capítulo. Na Tabela 4.10 apresenta-se o resultado final da calibração, comparando as frequências experimentais com as respectivas frequências numéricas dos modelos sem e com alvenaria, para as duas direcções estudadas. A comparação é feita apenas para a 1ª frequência em cada direcção, visto ter sido essa a que foi alvo de ajuste numérico para se aproximar do valor experimental.

Tabela 4.10 – Frequências experimentais e numéricas do edifício Parnaso.

Direcção	1ª Frequência		
	Experimental (Hz)	Com Alvenaria (Hz)	Sem Alvenaria (Hz)
Longitudinal (X)	3.864	3.818	0.933
Transversal (Y)	2.913	2.964	0.680

A representação do 1º modo de vibração nos modelos sem e com alvenaria, para as duas direcções estudadas, é feita nas Figuras 4.37 a 4.40.

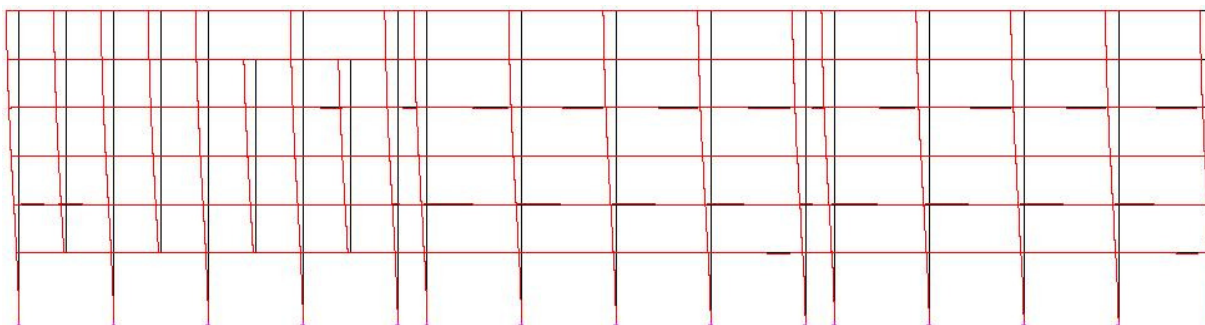


Figura 4.37 – 1º modo de vibração do edifício Parnaso na direcção longitudinal (X) sem alvenaria.

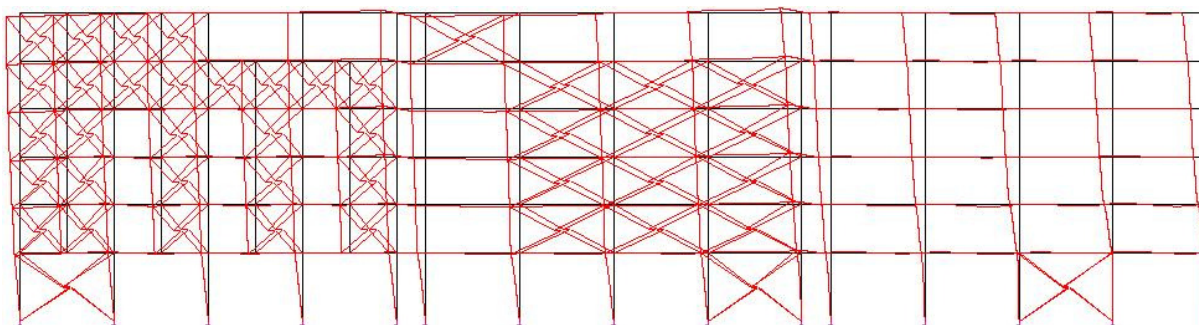


Figura 4.38 – 1º modo de vibração do edifício Parnaso na direcção longitudinal (X) com alvenaria.

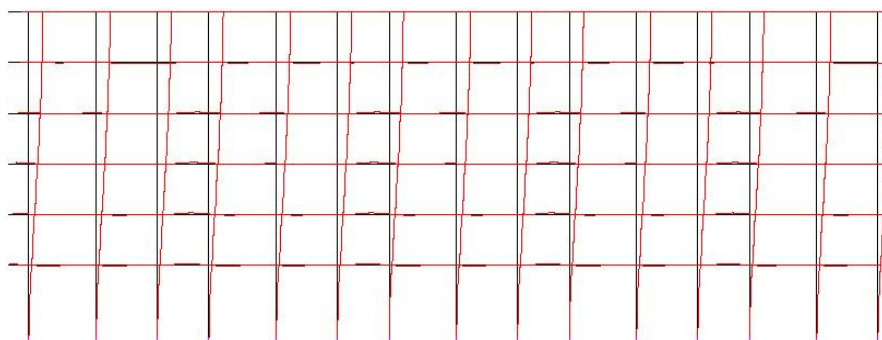


Figura 4.39 – 1º modo de vibração do edifício Parnaso na direcção transversal (Y) sem alvenaria.

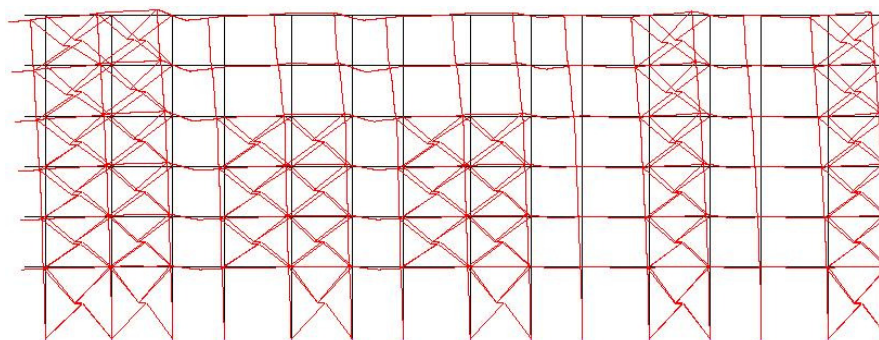


Figura 4.40 – 1º modo de vibração do edifício Parnaso na direcção transversal (Y) com alvenaria.

4.10. ACÇÃO SÍSMICA

Foram utilizados acelerogramas gerados artificialmente de forma a respeitar a acção sísmica de projecto preconizada no Eurocódigo 8 (2004), com o zonamento sísmico no caso português definido pelo respectivo Anexo Nacional (Carvalho, 2007). O EC8 aponta dois tipos de sismo a utilizar nas análises sísmicas: um Sismo do Tipo 1, afastado/interplacas e um Sismo do Tipo 2, próximo/intraplacas. A acção sísmica de projecto, para verificação de Estados Limites Últimos, corresponde a uma probabilidade de excedência de 10% em 50 anos, o equivalente a um período de retorno de 475 anos.

4.10.1. ZONAMENTO SÍSMICO

Para o cenário de sismo afastado, o Anexo Nacional prevê uma variação suave da aceleração entre as diferentes zonas, mais incidente no Sudoeste do país, enquanto que no sismo próximo foram eliminadas zonas com valores de aceleração muito próximos. Assim sendo, para Portugal Continental resultam 5 zonas distintas, no caso do sismo afastado, e apenas 3 zonas para sismo próximo (Figura 4.41). Os valores da aceleração máxima de projecto de referência a_{gR} para as diferentes zonas sísmicas são apresentados na Tabela 4.11.

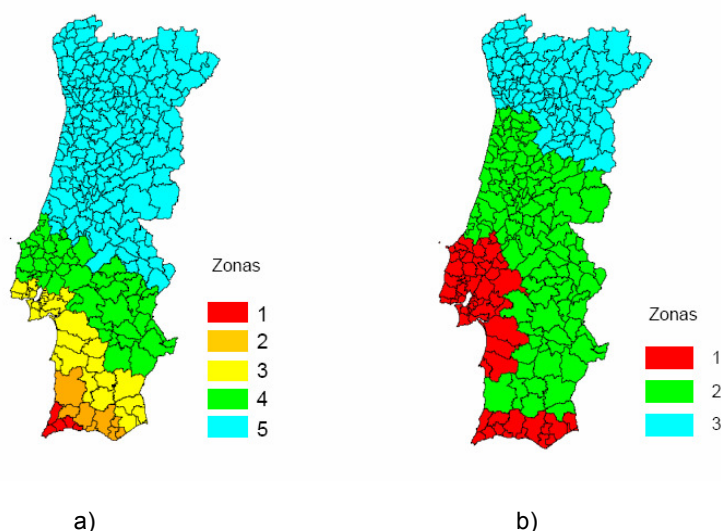


Figura 4.41 – Zonamento sísmico da NP EN 1998-1: a) Sismo do Tipo 1 (afastado); b) Sismo do Tipo 2 (próximo)

Tabela 4.11 – Valores da aceleração máxima de projecto de referência a_{gR} para as diferentes zonas sísmicas segundo a NP EN 1998-1 (Carvalho, 2007).

Zona Sísmica	Sismo do Tipo 1 (afastado)	Sismo do Tipo 2 (próximo)
1	250	170
2	200	110
3	150	80
4	100	-
5	50	-

4.10.2. DEFINIÇÃO DO ESPECTRO DE RESPOSTA ELÁSTICO HORIZONTAL

A componente horizontal do espectro de resposta elástico, $S_e(T)$, é dada pelas seguintes expressões:

$$0 \leq T \leq T_B : S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \left[1 + \frac{T}{T_B} \cdot (2,5 \cdot \eta - 1) \right] \quad (5.3)$$

$$T_B \leq T \leq T_C : S_e(T) = 2,5 \cdot a_g \cdot S \cdot \eta \quad (5.4)$$

$$T_C \leq T \leq T_D : S_e(T) = 2,5 \cdot a_g \cdot S \cdot \eta \cdot \left[\frac{T_C}{T} \right] \quad (5.5)$$

$$T_D \leq T \leq 4s : S_e(T) = 2,5 \cdot a_g \cdot S \cdot \eta \cdot \left[\frac{T_C T_D}{T^2} \right] \quad (5.6)$$

em que:

- $S_e(T)$ é o espectro de resposta elástico;
- T é o período de vibração dum sistema de um grau de liberdade;
- a_g é a aceleração de projecto em rocha (Terreno tipo A);
- T_B é o limite inferior do ramo espectral da aceleração constante;
- T_C é o limite superior do ramo espectral da aceleração constante;
- T_D é o valor definidor do início do ramo de deslocamento constante;
- S é o factor do terreno;
- η é o factor de correcção do amortecimento (com valor igual a 1 para 5% de amortecimento).

A forma genérica do espectro de resposta elástico $S_e(T)$ é apresentada na Figura 4.42.

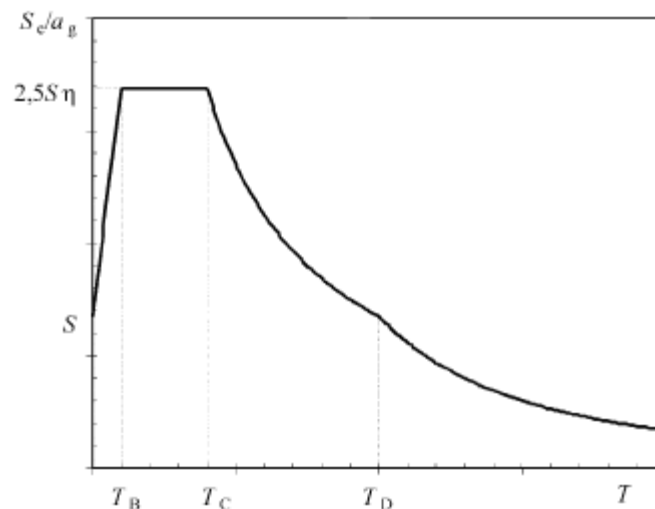


Figura 4.42 – Forma genérica do espectro de resposta elástico (EC8, 2004).

Na Tabela 4.12 apresentam-se os valores recomendados das variáveis S , T_B , T_C e T_D constantes do Anexo Nacional, para a acção sísmica em rocha.

Tabela 4.12 – Valores das variáveis definidoras da configuração espectral em rocha na NP EN 1998-1.

Variável	Sismo do Tipo 1 (afastado)	Sismo do Tipo 2 (próximo)
S	1.0	1.0
T_B (s)	0.1	0.1
T_C (s)	0.6	0.25
T_D (s)	2.0	2.0

A consideração dos efeitos das características do solo na acção sísmica é feita através da distinção de cinco tipos de terreno, denominados por terreno tipo A, B, C, D e E, que representam as características correspondentes a rocha, solos rijos, solos médios, solos brandos e solos brandos de pequena espessura, respectivamente.

Esta classificação adapta-se aos solos correntes do território nacional, no entanto, o regulamento permite adequar esta análise a outros tipos de terreno a partir dos parâmetros definidores dos espectros que consideram os efeitos do solo na acção sísmica de projecto (Freitas, 2008).

Os valores das variáveis que definem a configuração espectral para os vários tipos de terreno são discriminados nas tabelas 3.2 e 3.2 do EC8 (2004), para os dois cenários de acção sísmica, e adaptados ao contexto português no respectivo Anexo Nacional.

4.10.3. ESPECTROS DE RESPOSTA ELÁSTICOS PARA AS REGIÕES DO PORTO E LISBOA

A região do Porto, onde se inserem os Edifícios Costa Cabral e Parnaso, é classificada pelo Anexo Nacional como pertencente à zona 5 para o Sismo do Tipo 1 (afastado) e à zona 3 no caso do Sismo do Tipo 2 (próximo). Para as características do solo, adoptou-se um terreno rijo correspondente ao solo do tipo B.

A região de Lisboa, onde se situa o Edifício Infante Santo, pertence à zona 3 para o Sismo do Tipo 1 (afastado) e à zona 1 no caso do Sismo do Tipo 2 (próximo). Para as características do solo, adoptou-se novamente um terreno rijo correspondente ao solo do tipo B.

Nas Figuras 4.43 e 4.44 apresentam-se os espectros de resposta elásticos para os dois cenários de acção sísmica, para a região do Porto e Lisboa, respectivamente.

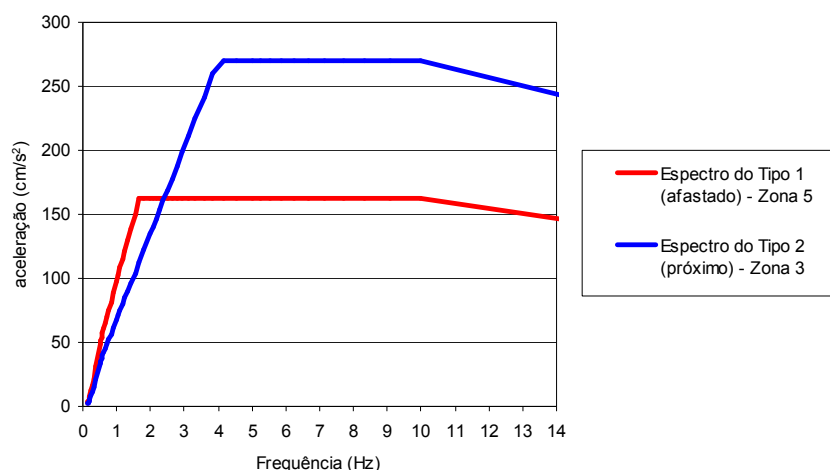


Figura 4.43 – Espectros de Resposta Elásticos para a Região do Porto (Solo B).

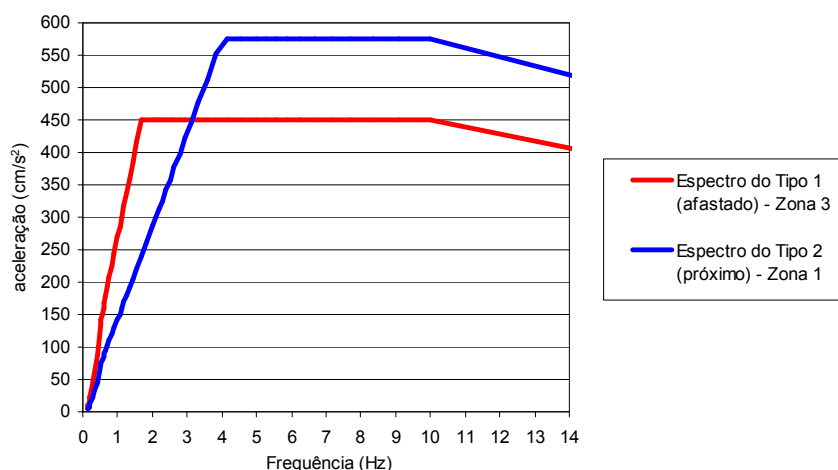


Figura 4.44 – Espectros de Resposta Elásticos para a Região de Lisboa (Solo B).

4.10.4. ACELEROGRAMAS REPRESENTATIVOS DA ACÇÃO SÍSMICA

Para representar a acção sísmica de projecto do EC8 nas análises efectuadas no programa PORANL, foram utilizados acelerogramas gerados artificialmente pelo programa SIMQKE (Vanmarke *et al*, 1976) de forma a respeitar os espectros de resposta elásticos acima representados, para as duas regiões em estudo.

Sendo o sismo uma acção de natureza aleatória, cada acelerograma é uma amostra dessa acção, com características comuns traduzidas pelo espectro de resposta a partir do qual é gerado. Assim sendo, não é admissível utilizar apenas uma amostra nas análises sísmicas, podendo dar-se o caso de se tratar de uma amostra que conduziria a situações menos gravosas para a estrutura, facto agravado por se tratarem de análises dinâmicas não-lineares que não permitem saber à partida qual é a amostra que mais condiciona a resposta sísmica.

O próprio EC8 aponta que um mínimo de 3 acelerogramas deverão ser usados na representação da acção sísmica. Em relação a análises dinâmicas não-lineares realizadas com acelerogramas gerados artificialmente, o ponto 4.3.3.4.3 do EC8 (2004) indica que se a resposta sísmica for avaliada com 7 ou mais acelerogramas, isto é, para cada caso de estudo efectuar 7 ou mais análises sísmicas cada uma relativa a um acelerograma, os resultados deverão ser o valor médio das diversas análises realizadas. Se forem utilizadas menos do que 7 amostras da acção sísmica, a resposta deverá ser avaliada pelo valor máximo das análises.

Assim sendo, com base nestes pressupostos e para as duas regiões em estudo, foram gerados dez acelerogramas para cada cenário de acção sísmica, com a duração de 30 segundos para o Sismo do Tipo 1 (afastado) e de 10 segundos para o Sismo do Tipo 2 (próximo) (Figuras 4.45 e 4.46).

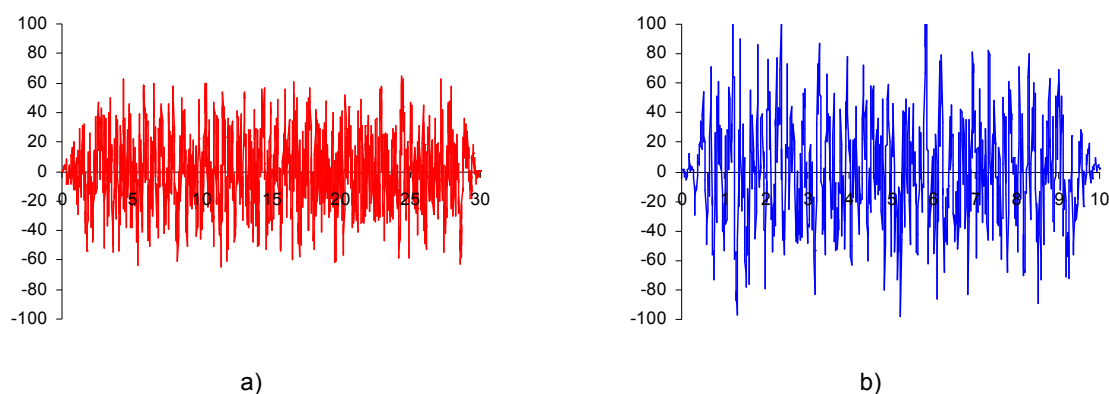


Figura 4.45 – Aspecto dos acelerogramas para a Região do Porto: a) Sismo do Tipo 1; b) Sismo do Tipo 2.

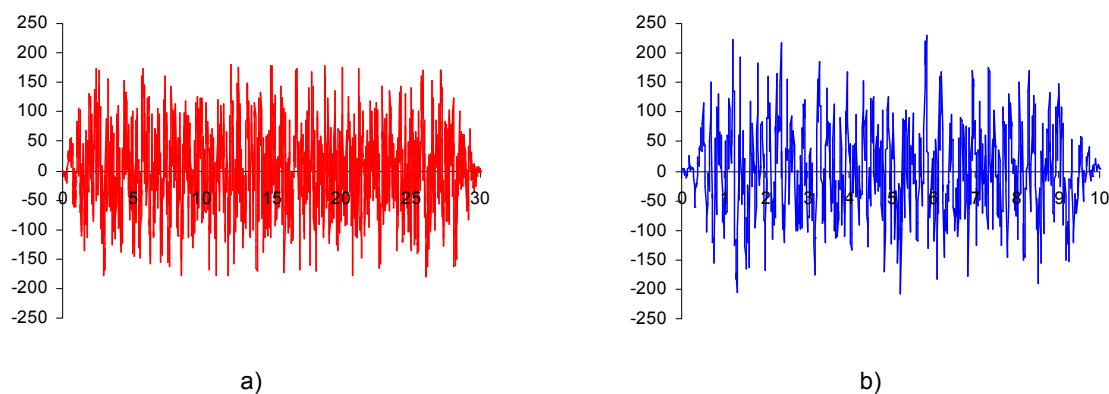


Figura 4.46 – Aspecto dos acelerogramas para a Região de Lisboa: a) Sismo do Tipo 1; b) Sismo do Tipo 2.

Os dez acelerogramas de cada cenário sísmico permitem obter os espectros médios das séries correspondentes, apresentados nas Figuras 4.47 e 4.48, onde também é feita uma comparação com os espectros de resposta originais do EC8 e a sua envolvente. Esta última é obtida desfasando o espectro original para valores 10% superiores e inferiores, considerando-se por norma que o espectro médio das séries deve estar contido neste intervalo.

Conforme se pode verificar, até ao início do troço descendente o espectro médio dos acelerogramas gerados artificialmente enquadra-se perfeitamente na envolvente do espectro original do EC8.

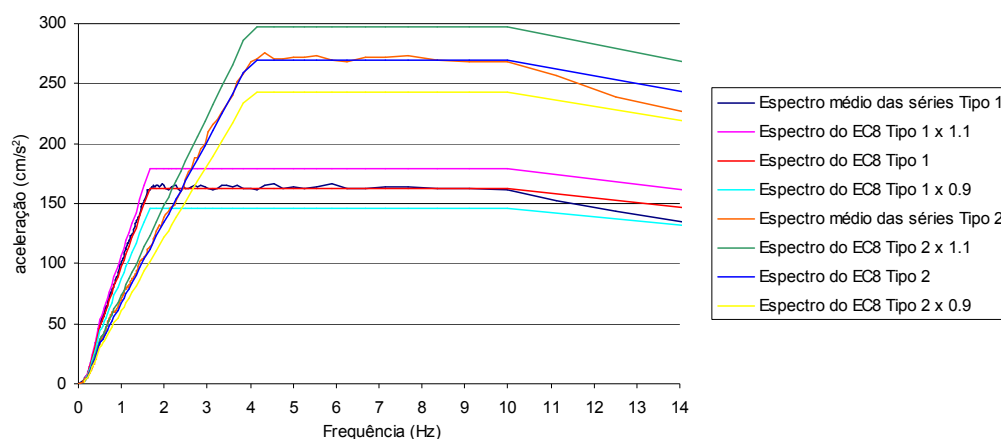


Figura 4.47 – Espectros de resposta médios para a Região do Porto.

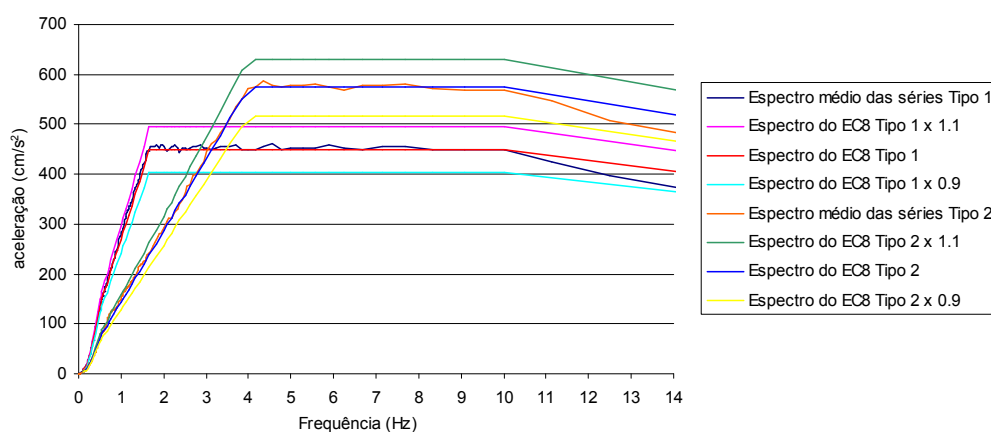


Figura 4.48 – Espectros de resposta médios para a Região de Lisboa.

4.10.5. LOCALIZAÇÃO DAS FREQUÊNCIAS NUMÉRICAS NOS ESPECTROS DE RESPOSTA DO EC8

Nas Figuras 4.49 a 4.51 representa-se nos espectros de resposta do EC8, para cada caso de estudo, a localização das primeiras frequências de vibração numéricas em cada direcção dos modelos sem e com alvenaria, com o intuito de avaliar de forma simplificada qual dos tipos de acção sísmica, próxima ou afastada, será a partida mais condicionante para a resposta das estruturas. Tratando-se de análises dinâmicas não-lineares, as frequências de vibração dos edifícios apenas assumem os valores apresentados ao longo deste capítulo no instante inicial, decrescendo gradualmente devido à degradação da rigidez das estruturas em regime não-linear. Tal não invalida no entanto o objectivo desta avaliação simplificada. Os espectros são representados com as frequências até 4 Hz para melhor visualização dos resultados.

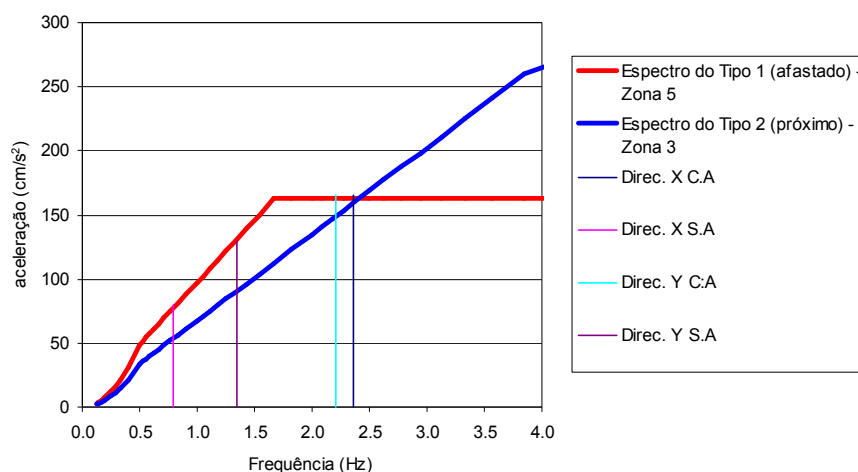


Figura 4.49 – Localização das frequências numéricas do edifício Costa Cabral no espectro da Região do Porto.

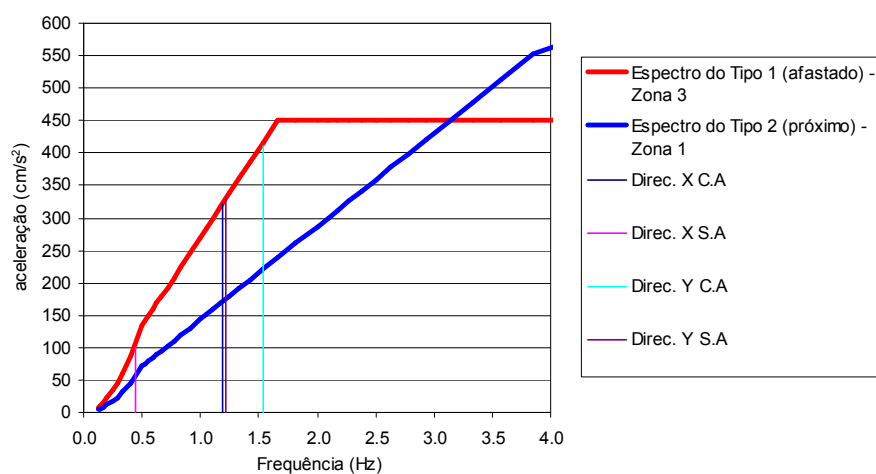


Figura 4.50 – Localização das frequências numéricas do edifício Infante Santo no espectro da Região de Lisboa.

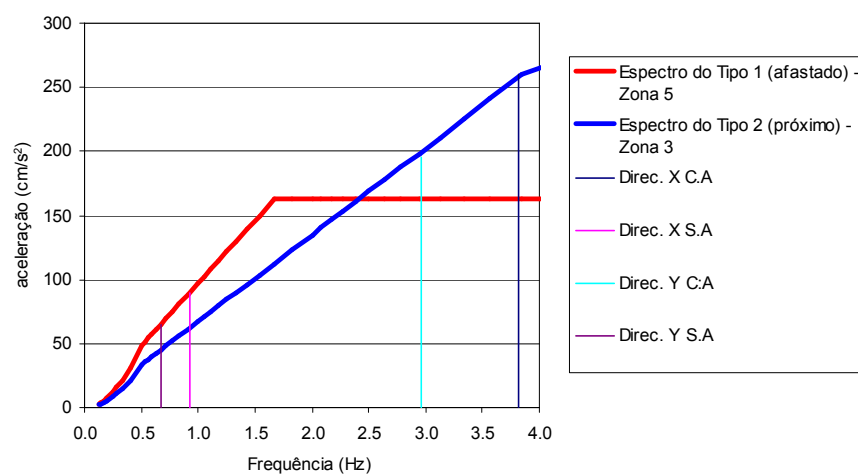


Figura 4.51 – Localização das frequências numéricas do edifício Parnaso no espectro da Região do Porto.

Verifica-se que, até frequências da ordem dos 2.5 Hz para os edifícios da Região do Porto, e dos 3.0 Hz para o de Lisboa, é o Sismo do Tipo 1 (afastado) aquele que impõe maiores acelerações horizontais às estruturas. Como a maior parte das frequências numéricas dos edifícios é inferior a estes valores de transição, será de esperar que a resposta das estruturas seja mais gravosa para a acção sísmica afastada, com excepção do edifício Parnaso cujas frequências dos modelos com alvenaria já implicam a preponderância do Sismo Tipo 2 (próximo).

4.11. MÉTODO DE ANÁLISE

Nesta secção pretende-se descrever, de forma muito simplificada, o método de análise dinâmica implementado no programa PORANL, suas grandezas e forma de quantificação, para melhor percepção do processo subjacente às análises sísmicas realizadas.

4.11.1. EQUAÇÃO DE EQUILÍBRIO DINÂMICO

A equação de equilíbrio dinâmico para um sistema de n graus de liberdade, sujeito a forças exteriores variáveis no tempo, tem a seguinte expressão matricial:

$$[M] \cdot \{\ddot{u}(t)\} + [C] \cdot \{\dot{u}(t)\} + [K] \cdot \{u(t)\} = \{f(t)\} \quad (5.7)$$

onde:

- $[M]$ é a matriz de massa da estrutura;
- $[C]$ é a matriz de amortecimento da estrutura;
- $[K]$ é a matriz de rigidez da estrutura;
- $\{u(t)\}$ é o vector dos deslocamentos;
- $\{\dot{u}(t)\}$ é o vector das velocidades;
- $\{\ddot{u}(t)\}$ é o vector das acelerações;
- $\{f(t)\}$ é o vector de forças exteriores função do tempo.

4.11.2. QUANTIFICAÇÃO DA MATRIZ DE RIGIDEZ

Sendo a análise estrutural através do programa PORANL realizada por pórticos planos, em cada nó da estrutura consideram-se três graus de liberdade associados aos três deslocamentos no plano (duas translações e uma rotação), referidos ao sistema de eixos ortonormado designado por referencial geral da estrutura (Varum, 1996).

A matriz de rigidez do elemento tem então seis graus de liberdade e define-se como a associação em série dos três sub-elementos que o constituem (Figura 4.52), sendo que é nos dois sub-elementos de extremidade que se concentra a não-linearidade.

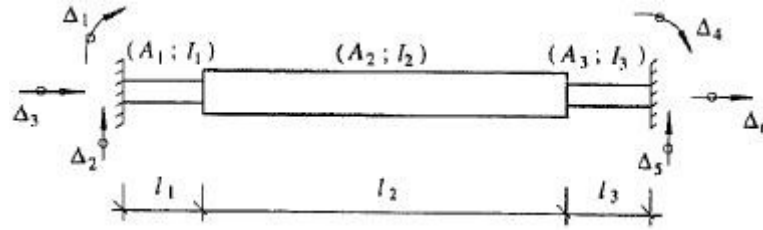


Figura 4.52 – Macro-elemento de barra definido pela associação em série de três sub-elementos (Varum, 1996).

A matriz de rigidez do elemento é obtida ao considerar os três graus de liberdade por nó dos sub-elementos, assemblando de forma adequada a sua rigidez e fazendo no final uma redução aos graus de liberdade dos nós extremos do macro-elemento, por condensação estática (Varum, 1996).

Estando a matriz de rigidez de cada elemento ligada a um referencial local, é necessário fazer a sua transformação para o referencial geral da estrutura para que se possa proceder à assemblagem das matrizes de todos os elementos. Esta transformação é feita através duma matriz de transformação [T] que permite, em função do ângulo entre o referencial local e o geral, fazer a referida rotação do referencial.

A matriz de rigidez global da estrutura [K] obtém-se por um processo de assemblagem das matrizes de rigidez dos diversos elementos, localizando os coeficientes das matrizes elementares associados aos graus de liberdade locais na posição correspondente aos graus de liberdade gerais da estrutura.

4.11.3. QUANTIFICAÇÃO DA MATRIZ DE MASSA

A matriz de massa [M] permite impor à estrutura as forças de inércia a que esta é sujeita quando solicitada pelo vector de acelerações $\{\ddot{u}(t)\}$.

A formulação da matriz de massa de cada elemento pressupõe a participação dos seus seis graus de liberdade e que os deslocamentos ao longo do seu comprimento são definidos pelos deslocamentos nodais, tal como foi considerado na formulação da matriz de rigidez (Varum, 1996). Assim, para um elemento de comprimento l , de área transversal constante A e massa por unidade de comprimento m , a matriz de massa no referencial local é:

$$[M] = \begin{bmatrix} 4 \cdot l^2 & & & & & \\ -22 \cdot l & 156 & & & & \\ 0 & 0 & 140 & & & \\ -3 \cdot l^2 & 13 \cdot l & 0 & 4 \cdot l^2 & & \\ -13 \cdot l & 54 & 0 & 22 \cdot l & 156 & \\ 0 & 0 & 70 & 0 & 0 & 140 \end{bmatrix} \cdot \frac{m \cdot l}{420} \quad (Simétrica) \quad (5.8)$$

O processo é análogo ao descrito anteriormente, obtendo-se as matrizes de massa locais, transformando-as para o referencial geral da estrutura e fazendo a assemblagem para obter a matriz de massa global da estrutura [M].

4.11.4. QUANTIFICAÇÃO DA MATRIZ DE AMORTECIMENTO

A matriz de amortecimento $[C]$ permite impor à estrutura as forças nodais de amortecimento que esta desenvolve devido ao vector de velocidades $\{\dot{u}(t)\}$.

É considerada a matriz de amortecimento de Rayleigh, constituída por uma combinação linear das matrizes de massa e rigidez da estrutura:

$$[C] = \alpha[M] + \beta[K] \quad (5.9)$$

Sendo conhecidos os valores dos factores de amortecimento ξ_m e ξ_n e as respectivas frequências próprias de vibração ω_m e ω_n , relativos a dois modos de vibração diferentes da estrutura m e n , α e β são determinados pela expressão 5.10:

$$\begin{bmatrix} \alpha \\ \beta \end{bmatrix} = 2 \frac{\omega_m \omega_n}{\omega_n^2 - \omega_m^2} \begin{bmatrix} \frac{\omega_n}{\omega_n} & -\frac{\omega_m}{\omega_n} \\ -\frac{1}{\omega_n} & \frac{1}{\omega_m} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \xi_m \\ \xi_n \end{bmatrix} \quad (5.10)$$

Por norma, as constantes α e β são determinadas a partir dos dois primeiros modos de vibração da estrutura.

4.11.5. ACÇÃO SÍSMICA

Quando a acção sísmica solicita a estrutura, impondo na sua base um acelerograma com acelerações variáveis no tempo $\{\ddot{u}_g(t)\}$, o deslocamento total da estrutura é a soma do deslocamento da base e do deslocamento relativo entre a estrutura e o solo (Chopra, 2007):

$$\{u_t(t)\} = \{u_g(t)\} + \{u(t)\} \quad (5.11)$$

Enquanto que apenas o deslocamento e velocidade relativos da estrutura $\{u(t)\}$ e $\{\dot{u}(t)\}$ produzem forças de rigidez e de amortecimento, as forças de inércia dependem da aceleração total $\{\ddot{u}_t(t)\}$. Tal implica que a expressão 5.7 passa a ter a forma:

$$[M] \cdot \{\ddot{u}_g(t)\} + \{\ddot{u}(t)\} + [C] \cdot \{\dot{u}(t)\} + [K] \cdot \{u(t)\} = \{0\} \quad (5.12)$$

ou

$$[M] \cdot \{\ddot{u}(t)\} + [C] \cdot \{\dot{u}(t)\} + [K] \cdot \{u(t)\} = -[M] \cdot \{\ddot{u}_g(t)\} \quad (5.13)$$

o que corresponde a substituir na expressão 5.7 o vector de forças exteriores função do tempo $\{f(t)\}$ pelo vector de solicitação da acção sísmica $\{f_g(t)\}$:

$$\{f_g(t)\} = -[M] \cdot \{\ddot{u}_g(t)\} \quad (5.14)$$

4.11.6. RESOLUÇÃO DA EQUAÇÃO DE MOVIMENTO

A resolução da equação diferencial de equilíbrio dinâmico recorre a métodos de integração numérica. O método implementado no programa PORANL foi o método implícito de Newmark, descrito sumariamente de seguida.

A equação de equilíbrio dinâmico 5.7 para um instante $t + \Delta t$ toma a forma:

$$[M] \cdot \{\ddot{u}(t + \Delta t)\} + [C] \cdot \{\dot{u}(t + \Delta t)\} + [K] \cdot \{u(t + \Delta t)\} = \{f(t + \Delta t)\} \quad (5.15)$$

O método de Newmark admite uma variação linear da aceleração entre os instantes t e $t + \Delta t$, que origina as expressões (Chopra, 2007):

$$\dot{u}(t + \Delta t) = \dot{u}(t) + [(1 - \delta) \cdot \Delta t] \cdot \ddot{u}(t) + (\delta \cdot \Delta t) \cdot \ddot{u}(t + \Delta t) \quad (5.16)$$

$$u(t + \Delta t) = u(t) + (\Delta t) \cdot \dot{u}(t) + [(0.5 - \alpha) \cdot (\Delta t)^2] \cdot \ddot{u}(t) + [\alpha \cdot (\Delta t)^2] \cdot \ddot{u}(t + \Delta t) \quad (5.17)$$

onde α e δ são parâmetros que definem a estabilidade e precisão do método. Para $\alpha = 1/4$ e $\delta = 1/2$ o método é incondicionalmente estável.

Estas expressões implicam uma resolução iterativa visto que a incógnita $\ddot{u}(t + \Delta t)$ surge no lado direito da equação 5.16. No entanto, resolvendo a equação 5.17 em relação a $\ddot{u}(t + \Delta t)$ e substituindo em (5.16), obtém-se $\ddot{u}(t + \Delta t)$ e $\dot{u}(t + \Delta t)$ em função de $u(t + \Delta t)$ e de valores de aceleração, velocidade e deslocamento no instante anterior supostamente conhecidos (Varum, 1996). A dedução afasta-se do âmbito deste trabalho mas pode ser consultada na bibliografia (Chopra, 2007), (Varum, 1996).

Impondo $\ddot{u}(t + \Delta t)$ e $\dot{u}(t + \Delta t)$ deduzidos com base nos pressupostos acima apresentados na equação 5.15, esta fica resolúvel em ordem a $u(t + \Delta t)$. Novamente a dedução consta da bibliografia (Chopra, 2007), (Varum, 1996).

Desta forma, através do método de Newmark e sabendo os vectores de deslocamento, velocidade e aceleração no instante t , é possível determinar os respectivos vectores no instante $t + \Delta t$ resolvendo no fundo um problema estático a cada passo (Varum, 1996).

4.12. CONSIDERAÇÕES FINAIS

Neste capítulo foi descrito com detalhe todo o processo de modelação seguido para estudar numericamente os três edifícios em causa. Foram apresentados os pressupostos teóricos da modelação plana e a definição das leis de comportamento não-linear, para os elementos de betão armado e para os painéis de enchimento de alvenaria.

O processo de calibração dos modelos numéricos apresentado, apesar de iterativo, revelou ser bastante simples, metódico e eficiente, necessitando apenas de cerca de duas iterações para fazer convergir as frequências numéricas com as experimentais. Salienta-se também que as curvas iniciais dos painéis de alvenaria propostas por Zarnic e Gostic (1998) originam uma primeira frequência numérica com alvenaria, sem qualquer ajuste, de cerca de 10% superior ao valor experimental. Apesar de apenas se terem ajustado 4 modelos (dois modelos para cada direcção, em dois edifícios) e como tal ser arriscado extrair qualquer conclusão pertinente, esta observação permite pelo menos apontar que não só os valores fornecidos pelas expressões de Zarnic e Gostic (1998) são do lado da segurança, como também podem ser utilizados em modelações onde não haja medição da frequência experimental, com alguma garantia de que as frequências reais não andarão muito longe do valor numérico. Tendo em conta o grande número de variáveis que entra na definição destas expressões, Zarnic e Gostic (1998) conseguem aproximações muito aceitáveis e realistas.

Ao longo do processo de modelação de cada edifício verificou-se que a visita ao local desempenha um papel fundamental na modelação numérica de casos de estudo existentes. No edifício Infante Santo, foram previstas juntas de dilatação que não foram construídas; no edifício Costa Cabral foi construída uma junta de dilatação que não constava do projecto; no edifício Parnaso a avaliação da ligação entre a caixa de escadas e o bloco habitacional seria impossível de compreender devidamente sem a visita ao local. Os próprios resultados das medições experimentais, concretamente ao nível das deformadas dos modos de vibração, revelaram ser também de grande utilidade para avaliar o nível de travamento que o pavimento impõe, no caso do edifício Costa Cabral.

A análise comparativa entre as frequências dos modelos com alvenaria e as frequências sem alvenaria permitem concluir que, de um modo geral, a inclusão dos painéis de enchimento de alvenaria na modelação numérica implica frequências cerca de 2 a 4 vezes superiores às dos modelos onde os painéis não são tidos em conta. As implicações desta constatação na intensidade da acção sísmica que afecta a estrutura são evidentes.

Verificou-se também que, no caso do edifício Costa Cabral, enquanto que nos modelos sem alvenaria era a direcção transversal a mais rígida e com maior frequência, a introdução dos painéis levou a que nos modelos com alvenaria passasse a ser a direcção longitudinal aquela com maior valor de frequência.

A quantificação da acção sísmica de acordo com o EC8 e a geração artificial dos respectivos acelerogramas implicou que, ao serem geradas 10 amostras, os resultados a estudar das análises são a média dos 10 resultados máximos para cada amostra, isto é, para um determinado sismo são corridas 10 análises, extraídos os resultados máximos de cada análise e no final é feita a média desses máximos, extraíndo-se as conclusões sobre estes últimos. Verificou-se também que, para os valores de frequências de edifícios correntes, por norma é o Sismo do Tipo 1 aquele que impõe maiores acelerações às estruturas.

5

ANÁLISE DINÂMICA NÃO-LINEAR

5.1. INTRODUÇÃO

Feita a modelação numérica dos casos de estudo e definida a acção sísmica a utilizar, reúnem-se as condições para estudar a influência dos painéis de enchimento de alvenaria no comportamento sísmico dessas estruturas. Para tal foram realizadas análises dinâmicas não-lineares no programa PORANL, onde se correram dez séries de cada cenário sísmico e se extraíram os resultados finais como a média dos máximos de cada série.

Tratando-se de modelação plana, cada edifício é estudado em dois modelos independentes correspondentes às suas duas direcções principais. Para cada modelo, os parâmetros avaliados foram o deslocamento dos pisos, deslocamento relativo entre pisos ou “drift”, corte ao nível dos pisos e exigências de ductilidade de curvatura dos elementos estruturais. Estes parâmetros são descritos sumariamente de forma genérica para tornar claro os seus conceitos e possibilitar uma melhor compreensão dos resultados obtidos.

Sendo o objectivo comparar os modelos com e sem alvenaria, para avaliar as implicações de incluir os painéis de enchimento na modelação estrutural, a apresentação dos resultados segue uma organização que se acredita ser adequada para esse efeito. Assim, para cada parâmetro estudado são apresentados os resultados do modelo com alvenaria para os dois cenários sísmicos, seguidos dos mesmos no modelo sem alvenaria. São posteriormente comparados os modelos com e sem alvenaria para os valores máximos obtidos nos dois tipos de sismo. No final apresenta-se um gráfico com o quociente entre os valores máximos com alvenaria e os máximos sem alvenaria, subtraído de uma unidade. Este gráfico serve o objectivo de resumir qual o acréscimo ou decréscimo, em relação à unidade, que resultou de ter considerado os painéis de alvenaria.

Relativamente ao estudo das ductilidades, uma vez que se trata de uma representação algo complexa, optou-se por omitir a comparação dos valores para os dois cenários sísmicos, apresentando apenas os valores máximos de ductilidade para os modelos com e sem alvenaria, para evitar a saturação de informação.

Para complementar a informação dos quatro principais parâmetros estudados, apresentam-se dois adicionais. O primeiro consiste num gráfico com a distribuição do esforço de corte pelos pilares e pelos painéis de enchimento de alvenaria, para cada piso. O segundo, num coeficiente sísmico δ quantificado de acordo com o Regulamento de Segurança e Acções (RSA, 1983).

São extraídas conclusões particulares para cada modelo estudado, analisando pormenorizadamente os diferentes resultados obtidos e sua interligação, de forma a avaliar as diferenças entre as situações com e sem alvenaria. No final, procuram-se extrair conclusões gerais abrangentes a todos os modelos, com o intuito de sistematizar os resultados particulares e encontrar tendências comuns. Para esse efeito, apresenta-se uma tabela que resume os valores máximos de cada parâmetro avaliado obtidos nos modelos com e sem alvenaria, para os diferentes casos de estudo.

5.2. PARÂMETROS AVALIADOS

Foram avaliados os parâmetros normalmente estudados em análises sísmicas, por se considerar serem aqueles que no seu conjunto fornecem informação em quantidade e qualidade suficiente para estudar o efeito que a acção sísmica induz nas estruturas. Foram eles o deslocamento dos pisos, deslocamento relativo entre pisos ou “drift”, corte ao nível dos pisos e as exigências de ductilidade de curvatura dos elementos. Adicionalmente, quantificou-se a distribuição do esforço de corte pelos pilares e pelos painéis de enchimento de alvenaria, para cada piso, e o coeficiente sísmico δ definido de acordo com o Regulamento de Segurança e Acções (RSA, 1983)

5.2.1. DESLOCAMENTO DOS PISOS

Os deslocamentos traduzem o desvio de cada piso da estrutura em relação à sua posição estacionária. Os perfis de deslocamento apresentados correspondem à envolvente dos deslocamentos máximos de cada piso, desprezando a deformação axial das lajes.

5.2.2. DESLOCAMENTO RELATIVO ENTRE PISOS OU “DRIFT”

Também designados por deriva, “drifts” são a diferença de deslocamentos entre pisos adjacentes dividida pela altura entre eles, e fornecem uma medida da distorção de cada piso.

Os valores de deslocamentos relativos apresentados referem-se à envolvente de deslocamentos máximos de cada piso, e apresentam-se sob a forma de percentagem.

5.2.3. CORTE AO NÍVEL DOS PISOS

Os perfis de corte apresentados representam o somatório do esforço transversal em cada piso, para todos os pilares nele existentes ou contabilizando também os painéis de alvenaria, se se tratar dum modelo sem ou com alvenaria, respectivamente. Desta forma, o valor do corte na base corresponde ao equilíbrio dos esforços de corte na estrutura, o corte basal.

5.2.4. EXIGÊNCIAS DE DUCTILIDADE DE CURVATURA DOS ELEMENTOS ESTRUTURAIS

Ductilidade de curvatura de um elemento estrutural é, por definição, a deformação que este consegue suportar para além da sua cedência, mantendo a capacidade de carga. Exprime-se matematicamente como o quociente entre a curvatura máxima atingida e a curvatura de cedência de cada elemento. Como as secções não-lineares no modelo de barra considerado se concentram nas extremidades dos elementos, onde se formam as rótulas plásticas, para cada elemento são determinados os valores das ductilidades em ambas as extremidade e para o sentido positivo e negativo.

Foram estudadas as exigências de ductilidade de curvatura nos pilares e nas vigas. Se para os pilares é indiferente qual o sentido da ductilidade, interessando uma ductilidade em termos absolutos, para as vigas foi discriminada a ductilidade de momentos positivos e negativos.

O estudo das ductilidades de curvatura ao nível dos pisos foi feito para a média dos valores obtidos nos elementos de cada piso e para o valor máximo de ductilidade em cada piso, para ter a percepção do desfasamento existente entre as ductilidades médias e máximas. O procedimento adoptado consistiu em determinar, para cada modelo estudado, os valores médios de ductilidade máxima das dez séries corridas para cada cenário sísmico, e sobre esses calcular para cada piso a ductilidade média e máxima de todos os elementos.

5.2.5. PARÂMETROS ADICIONAIS

Como complemento dos quatro principais parâmetros avaliados, foram estudados dois adicionais.

O primeiro consiste num gráfico com a distribuição do esforço de corte pelos pilares e pelos painéis de enchimento de alvenaria, para cada piso. Os valores correspondem a uma distribuição de corte média das diversas séries de ambos os cenários sísmicos, por se ter verificado uma dispersão reduzida entre as diferentes análises que não justifica uma estudo mais pormenorizado.

Como esta distribuição de esforços é em grande parte função da relação de rigidez entre os painéis de alvenaria e a estrutura, uma propriedade intrínseca do modelo que não depende do tipo de acção sísmica, com os painéis em regime elástico a distribuição acaba por ser pouco afectada pelo tipo de sismo. Para painéis mais degradados, a distribuição dos esforços de corte já vem bastante alterada e não é possível extrair conclusões com base num valor médio, sendo necessário pormenorizar para cada tipo de cenário sísmico.

O segundo parâmetro reside no coeficiente sísmico δ definido de acordo com o Regulamento de Segurança e Acções (RSA, 1983). Quantifica-se como o quociente entre a resultante global das forças horizontais, o corte basal, e o peso total da estrutura em causa. Assim, este coeficiente traduz o efeito da acção sísmica na estrutura ao nível da força global que aquela massa mobiliza e consegue resistir, revelando-se uma boa forma de avaliar as implicações decorrentes de considerar ou não os painéis de enchimento de alvenaria nos modelos numéricos.

Tratando-se de um coeficiente global de natureza mais abrangente, optou-se por apresentá-lo apenas na tabela final de resumo dos outros parâmetros avaliados, por se considerar que a sua análise global para todos os edifícios é mais viável do que uma análise individual para cada direcção estudada.

De seguida apresentam-se os resultados dos parâmetros avaliados e a respectiva análise, para cada caso de estudo.

5.3. EDIFÍCIO COSTA CABRAL

5.3.1. DIRECÇÃO LONGITUDINAL (X)

Verifica-se que a presença dos painéis de enchimento de alvenaria tornam a estrutura bastante mais rígida, como se observou pelo aumento da frequência do modelo com alvenaria em relação ao modelo sem alvenaria. Tal facto implica que os deslocamentos horizontais quando são contabilizados os painéis de enchimento são significativamente inferiores aos do modelo sem alvenaria, com uma redução global praticamente constante em altura e de cerca de 70% (Figura 5.1 a)).

Os valores de “drift” obtidos seguem a tendência verificada para os deslocamentos (Figura 5.1 b)). O aumento de rigidez conferido pela presença dos painéis de alvenaria reduz a deformação da estrutura, embora numa forma já menos constante em altura. Se para o modelo com alvenaria os “drifts” são relativamente homogéneos, no modelo sem alvenaria os valores de deslocamentos relativos em altura já variam consideravelmente, especialmente ao nível do piso 5. No entanto, verifica-se nos dois modelos um comportamento singular do piso técnico com uma grande redução do seu “drift”. Todavia, constata-se que até ao piso 4 a presença das alvenarias reduziu os valores de deslocamentos relativos em cerca de 60%, e no piso 5 ao 7 houve uma redução a rondar os 80%.

Se a rigidez acrescida da estrutura lhe reduz a deformação, aumenta no entanto as forças de corte a que esta está submetida (Figura 5.2 a)). Com efeito, ao contabilizar os painéis de alvenaria os esforços de corte resultantes são cerca de 300% superiores em relação ao modelo sem alvenaria, embora se tratem de valores globais ao nível dos pisos. A distribuição média do esforço de corte permite constatar que, de forma relativamente constante em altura, os painéis de alvenaria recebem cerca de 80% das forças, sendo apenas os restantes 20% que efectivamente actuam na estrutura porticada (Figura 5.2 b)), o que leva a presumir que as alvenarias ainda estejam em regime elástico para serem capazes de acomodar uma percentagem tão grande do esforço de corte global.

Para o modelo com alvenaria, um valor efectivo de corte na estrutura de 20% do corte total corresponde a considerar como actuantes nos pilares forças cinco vezes inferiores às globais. Se os esforços de corte no modelo sem alvenaria são apenas quatro vezes inferiores à situação com alvenaria, conclui-se que a contabilização dos painéis, apesar de ter implicado um grande acréscimo de esforços globais de corte, veio reduzir as forças que efectivamente se fazem sentir na estrutura, efeito claramente benéfico.

O comportamento particular do piso técnico, entre os pisos 1 e 2, traduz-se também nas exigências de ductilidade de curvatura, onde em ambos os modelos com e sem alvenaria se obtiveram ductilidades máximas extremamente elevadas para os momentos negativos nas vigas (Figura 5.3). Se valores de ductilidade de 90 apenas têm significado matemático, facilmente se compreende que fisicamente tal implica a rotura destas vigas. Aliás, verifica-se que as exigências de ductilidade no piso técnico se concentram ao nível das vigas e não nos pilares, para ambos os modelos.

No último piso, e para as duas situações estudadas, encontrou-se um mecanismo do tipo viga forte-pilar fraco, com uma ductilidade bastante baixa para as vigas enquanto que os pilares já estão muito plastificados. Este facto só se verifica para os valores máximos de ductilidade, o que implica tratar-se dum efeito local provavelmente num pilar de extremidade. Constata-se no entanto que no modelo com alvenaria este mecanismo foi agravado para o dobro em relação ao modelo sem alvenaria.

De uma forma geral, as alvenarias vieram reduzir as exigências de ductilidade ao nível dos elementos, especialmente as ductilidades dos pilares que em média diminuíram cerca de 60 a 70% em altura com a excepção do último piso. Até à cobertura os pilares do modelo com alvenaria estão em regime elástico enquanto que em alguns pisos do modelo sem alvenaria estes já estão em cedência. Para este modelo verificaram-se ductilidades já com algum significado nos momentos positivos das vigas, entre o piso -1 e o piso técnico. Os painéis de alvenaria reduziram este efeito na sua totalidade.

A existência do piso técnico implica um comportamento distinto do edifício nas duas partes que este cria, comportamento esse que se verifica essencialmente nas exigências de ductilidade dos elementos que são muito elevadas desde a cave ao piso técnico, e vêm-se substancialmente reduzidas do piso técnico à cobertura. Trata-se de um erro de concepção estrutural que deve ser tido em conta, ao criar uma grande descontinuidade do edifício em altura.

Verificou-se que no modelo com alvenaria, os resultados para os dois cenários de acção sísmica são muito próximos, enquanto que no modelo sem alvenaria já há preponderância do Sismo Tipo 1. Esta constatação vai de encontro ao esperado quando se situaram as frequências dos modelos longitudinais do Edifício Costa Cabral no espectro de resposta da região do Porto (Figura 4.48).

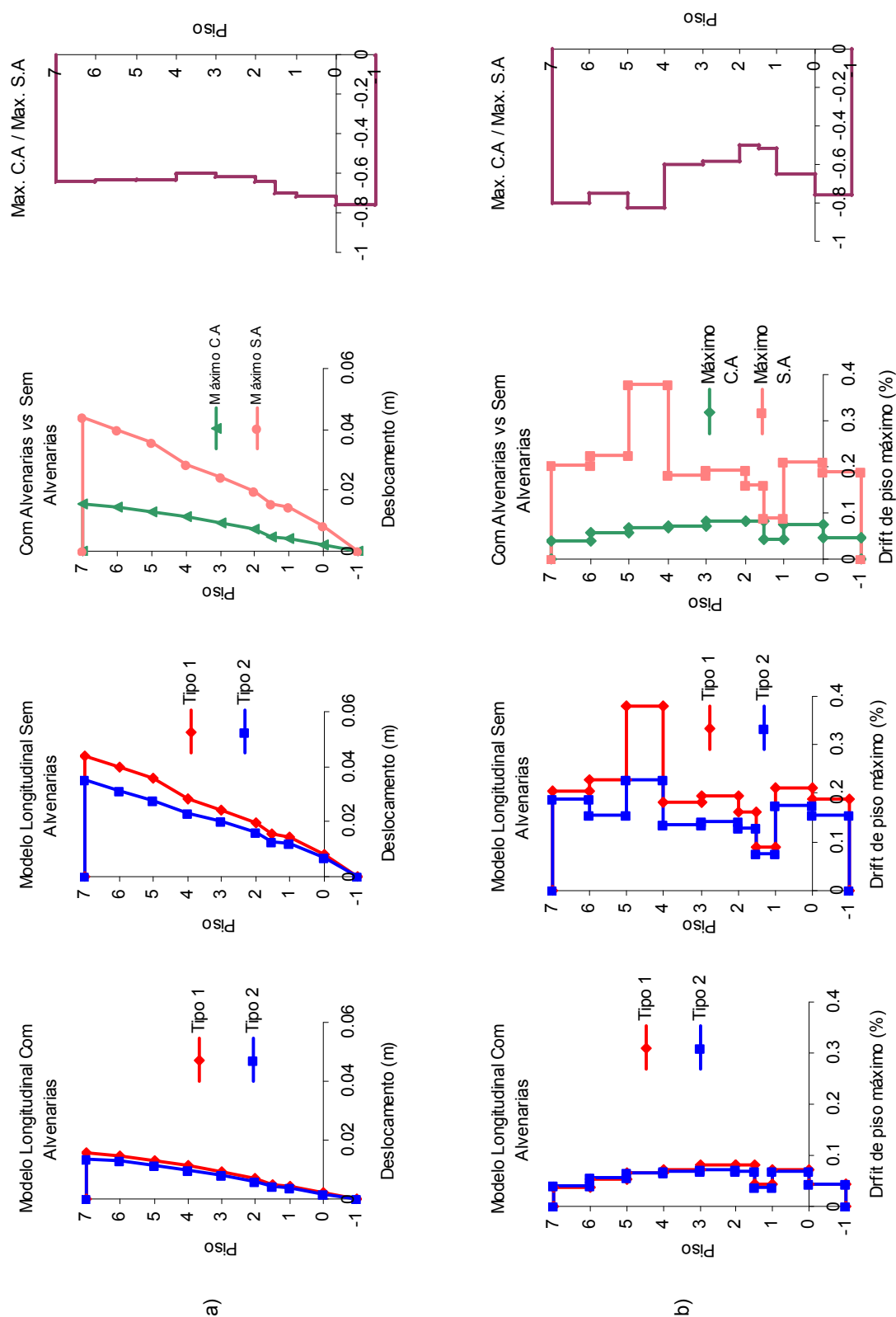


Figura 5.1 – Direcção longitudinal (X) do Edifício Costa Cabral: a) Envolventes de Deslocamento; b) Perfis de "Drift".

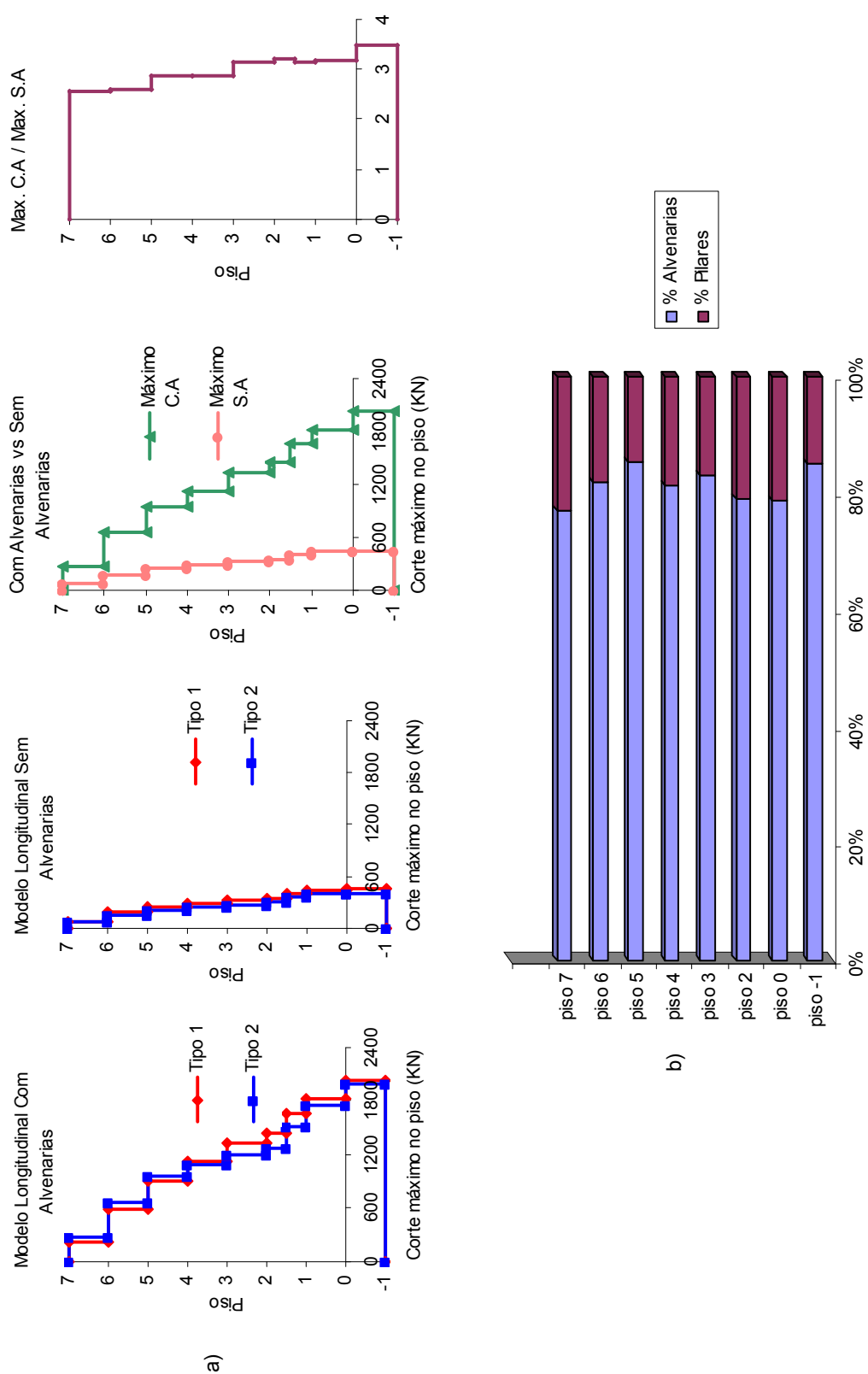


Figura 5.2 – Direcção longitudinal (X) do Edifício Costa Cabral: a) Perfis de Corte; b) Distribuição média do Esforço de Corte entre Pilares e Alvenarias.

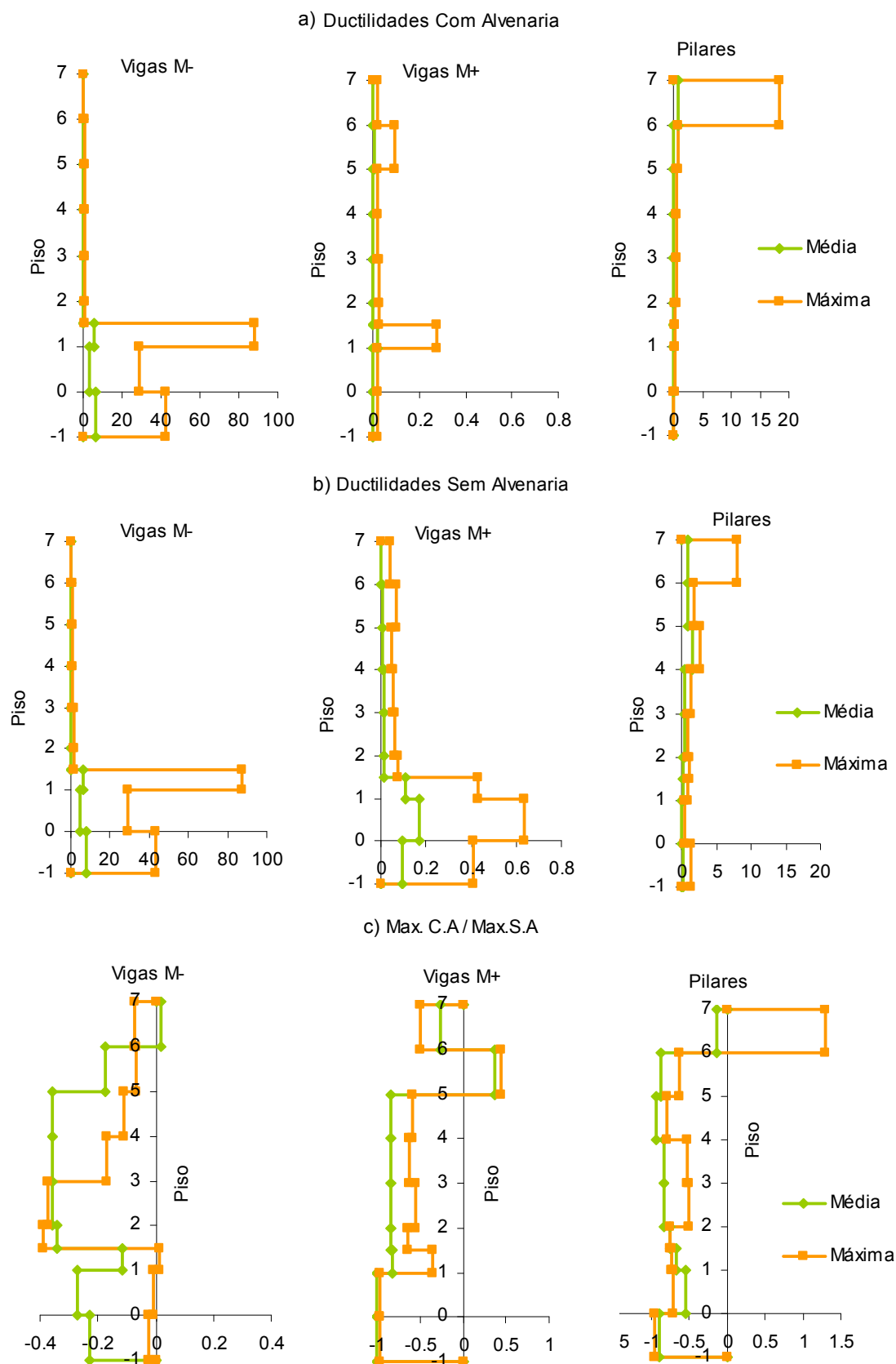


Figura 5.3 – Exigências de Ductilidade para a direcção longitudinal (X) do Edifício Costa Cabral:
a) Com Alvenaria (C.A); b) Sem Alvenaria (S.A); c) Rácio C.A / S.A.

5.3.2. DIRECÇÃO TRANSVERSAL (Y)

O modelo transversal, ao ser travado no piso térreo, possui um comportamento algo diferente e menos homogêneo do que o modelo da direcção longitudinal. Verifica-se que a presença dos painéis de alvenaria conduziu a um ligeiro efeito de “soft-storey” no piso 0, com deslocamentos cerca de 20% superiores ao modelo sem alvenaria. No entanto, do piso técnico para cima inverte-se este valor e os deslocamentos no modelo com alvenaria passam a ser 30 a 40% inferiores (Figura 5.4 a)). Este efeito é também em parte devido à descontinuidade em altura criada pelo piso técnico, como se pode verificar pela envolvente de deslocamentos sem alvenaria onde há um comportamento claramente distinto entre as duas partes do edifício, comportamento esse que foi suavizado pela presença das alvenarias. No entanto, a contabilização dos painéis de enchimento neste caso não foi apenas benéfica para a estrutura, visto que no piso térreo conduziu a uma situação mais gravosa.

Os perfis de “drift” confirmam a tendência dos deslocamentos, com um ligeiro comportamento “soft-storey” no modelo com alvenaria ao nível do piso 0 cujo “drift” é 100% superior à situação sem alvenaria. No entanto, acima do piso técnico os painéis de enchimento reduziram os deslocamentos relativos em cerca 50 a 60% (Figura 5.4 b)) Este efeito “soft-storey” resulta do travamento do piso 0, da descontinuidade provocada pelo piso técnico e é depois ampliado pela presença das alvenarias.

Verifica-se novamente que os painéis de alvenaria implicam um aumento das forças globais de corte na estrutura, para valores de cerca de 100% superiores aos verificados na situação sem alvenaria, com excepção do piso -1 onde o aumento foi superior a 400% ou cinco vezes, pelo que se conclui que o travamento do piso térreo ampliou este efeito (Figura 5.5 a)). Naturalmente, gera-se neste piso uma reacção horizontal que implica uma diminuição do esforço de corte, daí o aumento das forças até ao piso 0 e depois uma redução súbita.

A distribuição do esforço de corte pelos pilares e alvenarias já se apresenta menos homogênea que na direcção longitudinal, muito por força do travamento do piso térreo e pela distribuição mais variável em altura dos painéis de alvenaria. Se se assumir no entanto um valor médio de 70% do esforço de corte para os painéis e os restantes 30% para os pilares (Figura 5.5 b)), tal implica actuarem nestes últimos forças cerca de 3 vezes inferiores às globais. Como as forças no modelo sem alvenaria são apenas duas vezes inferiores às com alvenaria, verifica-se novamente o comportamento benéfico dos painéis ao absorver grande parte do esforço global e submeter a estrutura a esforços efectivos inferiores aos do modelo sem alvenaria.

Verificam-se ductilidades muito elevadas nos momentos negativos das vigas no piso -1 em ambos os modelos, o que resulta provavelmente do travamento induzido no piso térreo (Figura 5.6). Acima do piso técnico os painéis de alvenaria implicaram ductilidades máximas de momento negativo nas vigas superiores a variar entre 40 e 80%, enquanto que as de momento positivo foram inferiores na mesma ordem de grandeza. Na parte inferior do edifício, o comportamento dos elementos assume novamente bastante heterogeneidade.

Para os pilares, as ductilidades desde a cave ao piso técnico são cerca de 50% superiores no modelo com alvenaria, enquanto que deste piso à cobertura as alvenarias reduziram as exigências de ductilidade em 60 a 70%. Os pilares do modelo com alvenaria estão essencialmente em regime elástico, enquanto que sem alvenaria já estão na iminência de fissuração, como se pôde verificar pela análise dos diagramas de momento-curvatura.

Conforme o esperado pela localização das frequências dos modelos no espectro de resposta da região do Porto (Figura 4.48), foi a acção sísmica do Tipo 1 a mais condicionante para a estrutura.

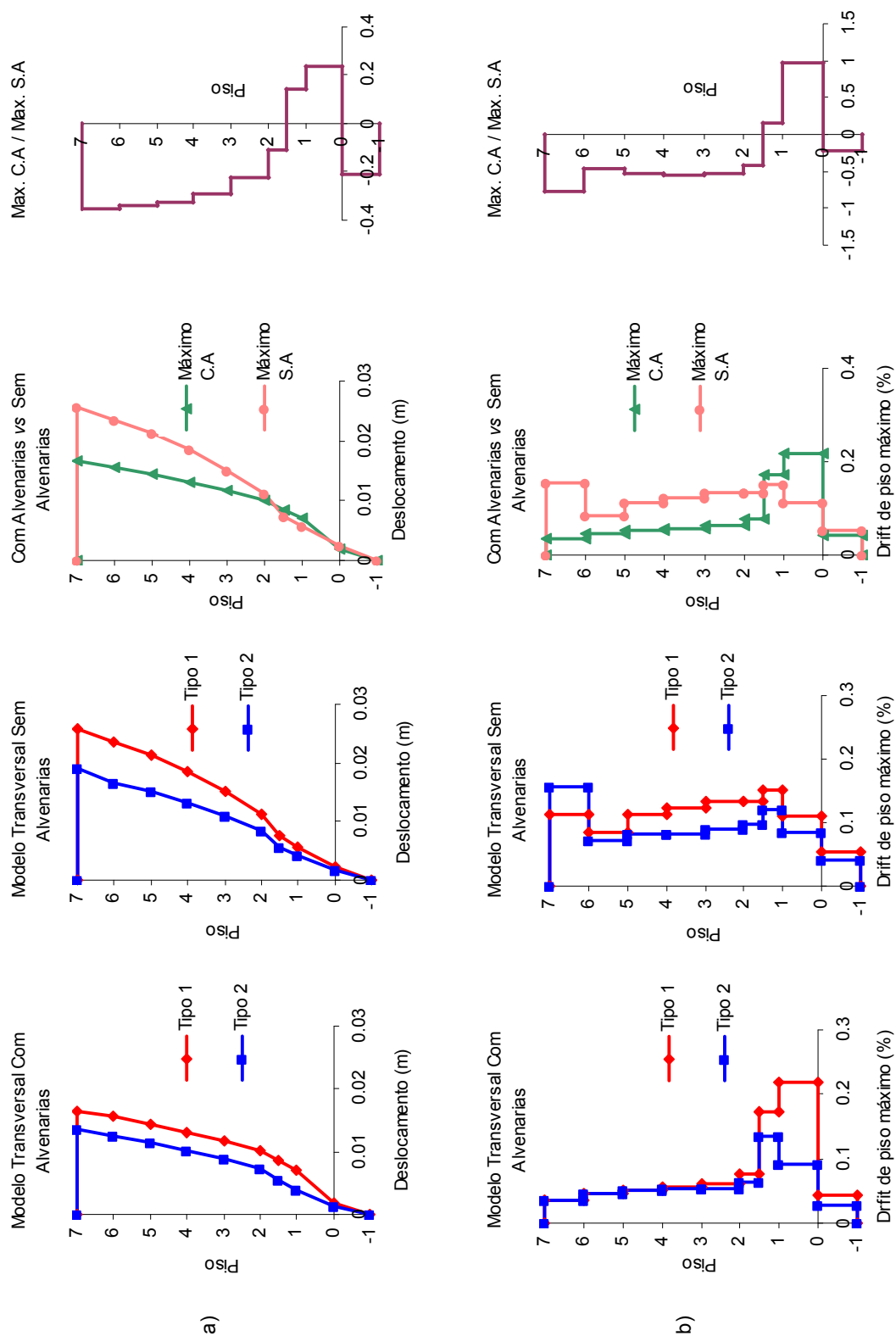


Figura 5.4 – Direcção transversal (Y) do Edifício Costa Cabral: a) Envolventes de Deslocamento; b) Perfis de "Drift".

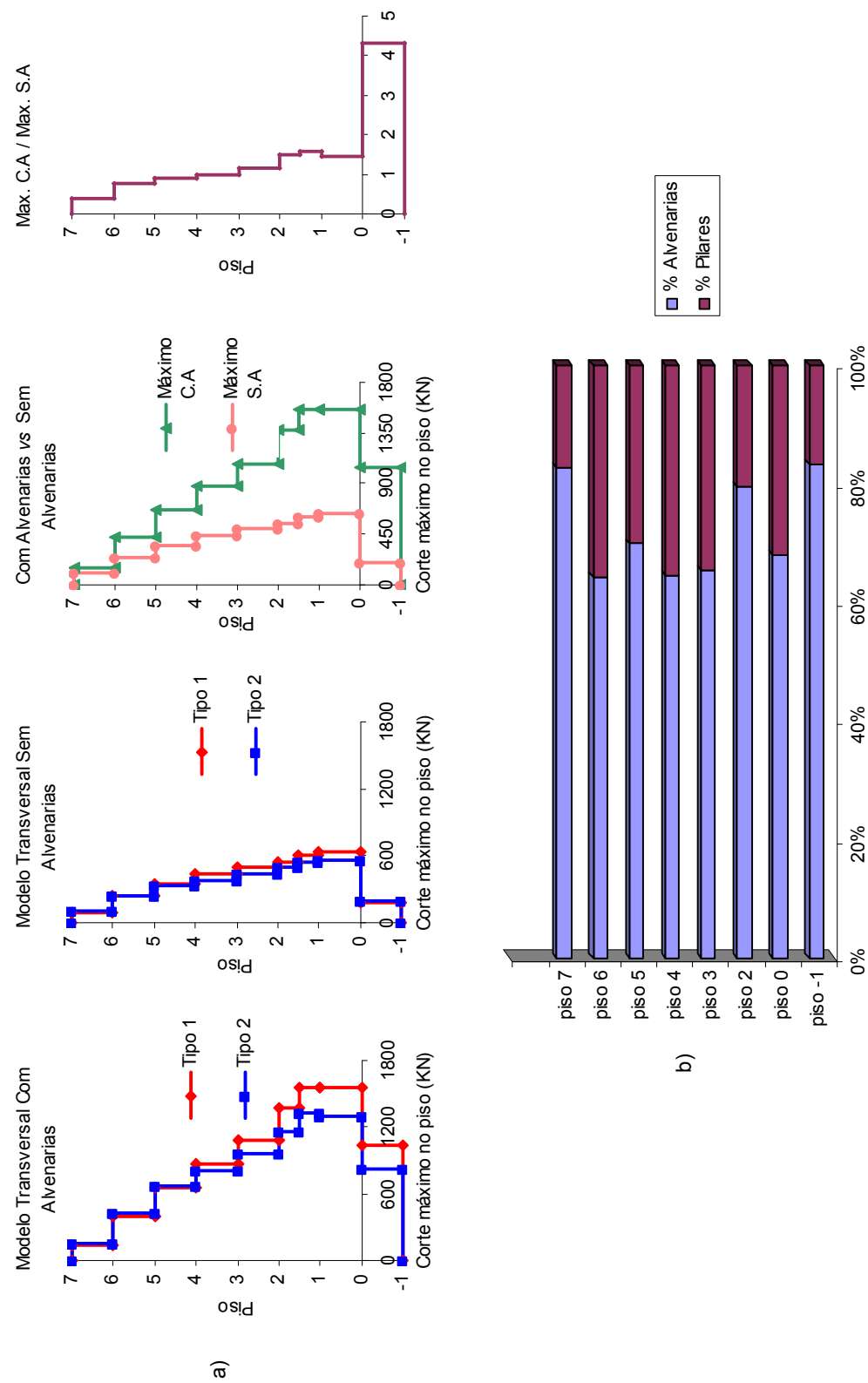
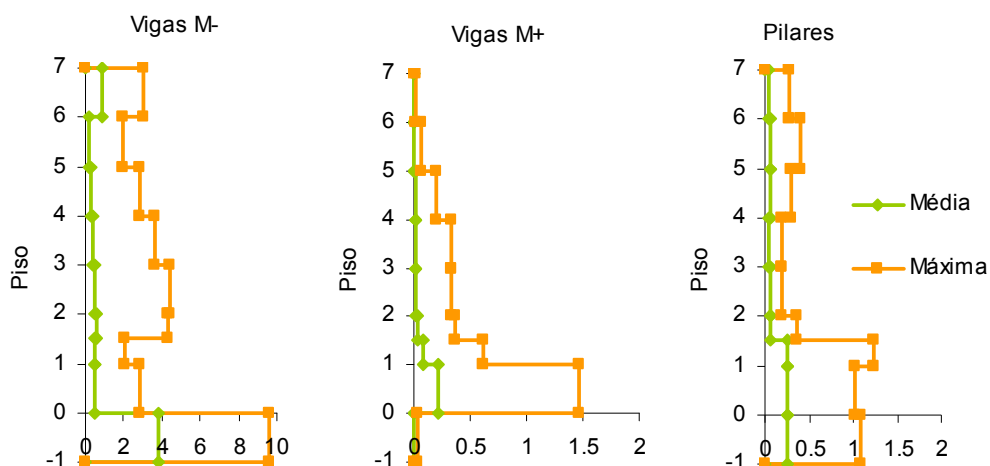
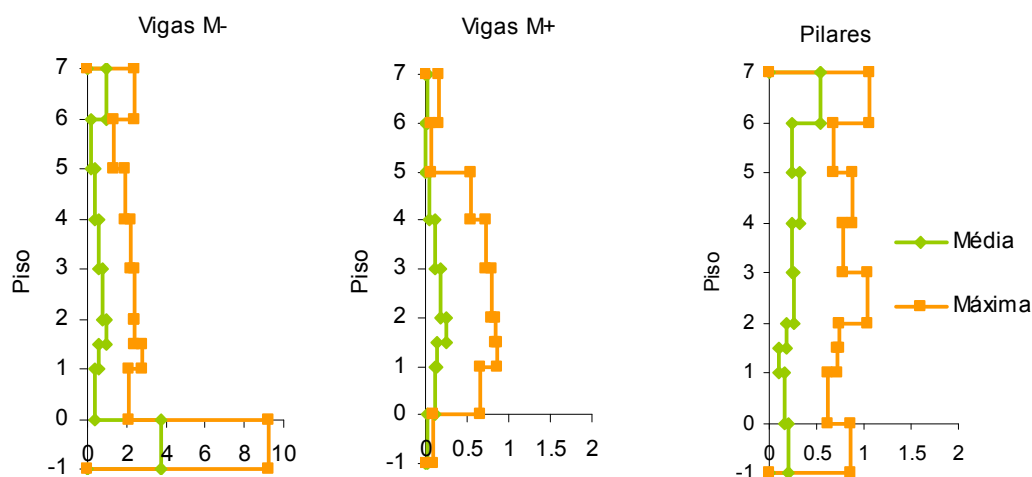


Figura 5.5 – Direcção transversal (Y) do Edifício Costa Cabral: a) Perfis de Corte; b) Distribuição média do Esforço de Corte entre Pilares e Alvenarias.

a) Ductilidades Com Alvenaria



b) Ductilidades Sem Alvenaria



c) Máximo C.A/Máximo S.A

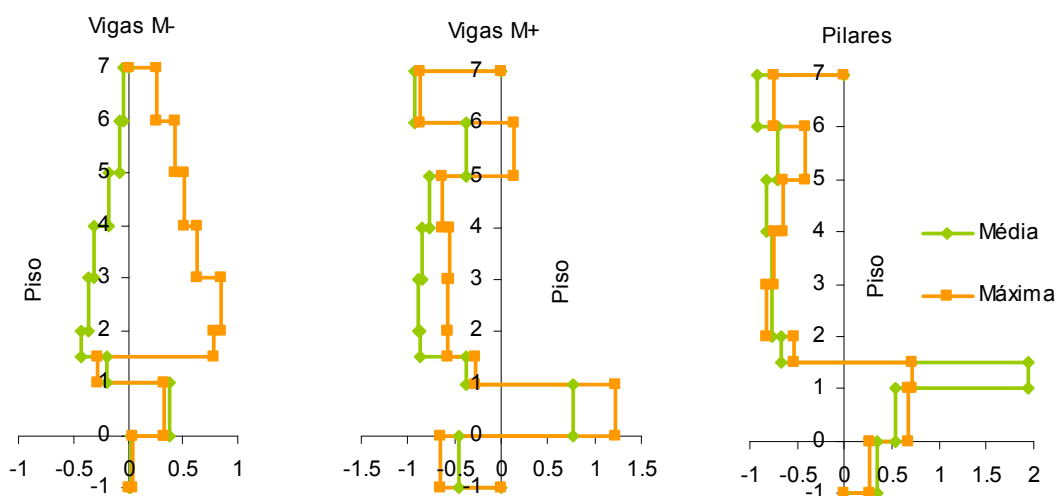


Figura 5.6 – Exigências de Ductilidade para a direcção transversal (Y) do Edifício Costa Cabral: a) Com Alvenaria (C.A); b) Sem Alvenaria (S.A); c) Rácio C.A / S.A.

5.4. EDIFÍCIO INFANTE SANTO

5.4.1. DIRECÇÃO LONGITUDINAL (X)

No Edifício Infante Santo, pelo seu piso térreo vazado, esperava-se um comportamento de “soft-storey” especialmente marcado na direcção longitudinal, a de menor rigidez. Efectivamente, a envolvente de deslocamentos (Figura 5.7 a)) demonstra exactamente esse fenómeno no modelo com alvenaria, onde o piso térreo sofre grandes deslocamentos enquanto que os restantes praticamente que acompanham a deformação da base, deslocando-se pouco mais. Tal não se verifica no modelo sem alvenarias, em que os deslocamentos aumentam em altura num perfil mais tradicional. Verifica-se que o deslocamento do piso térreo com a presença dos painéis de alvenaria é cerca de 100% superior, diferença essa que vai diminuindo em altura até se inverter no piso 4.

O “drift” no piso térreo do modelo com alvenaria é superior a 1%, valor extremamente elevado, e o piso 1 também sofre por acompanhar essa deformação com um deslocamento relativo de 0.5%. Nos restantes pisos, o “drift” é muito reduzido devido ao comportamento “soft-storey” (Figura 5.7 b)). No modelo sem alvenaria não surgem estas particularidades e o “drift” é relativamente constante em altura, à excepção dos pisos 7 e 8 onde há uma mudança de secção dos pilares e consequente diminuição localizada da rigidez. Como tal, os deslocamentos relativos na base com os painéis de enchimento são 100% superiores, e nos restantes pisos as alvenarias implicam uma redução constante de quase 100%.

Para o modelo com alvenaria os esforços de corte são superiores, embora haja uma diminuição no corte basal que não acontece no modelo sem alvenaria (Figura 5.8 a)). Tal deve-se ao facto de, conforme as exigências de ductilidade média mostram (Figura 5.9), os pilares do piso 0 estarem já depois da cedência, pelo que neste piso o aumento das deformações já não acarreta um aumento do esforços de corte e surge assim a descontinuidade no corte basal.

Os pilares térreos do modelo sem alvenaria, em média, não entraram ainda em cedência e são portanto capazes de absorver mais esforços, logo, o perfil de corte não sofre esta descontinuidade na base. No modelo com alvenaria o corte basal é cerca de 30% superior e no piso 2 é 75% superior, com a diferença a diminuir posteriormente em altura.

A distribuição média de corte global pelos pilares e alvenarias não é constante em altura, devido às mudanças de secção dos pilares ou por haver painéis já em cedência que não consigam receber mais esforços. No entanto, a distribuição ronda cerca de 70% para as alvenarias e os restantes 30% para os pilares (Figura 5.8 b)), pelo que as forças efectivas na estrutura são cerca de 3 vezes inferiores às globais, logo, menores do que os valores de corte do modelo sem alvenaria. Novamente, os painéis são responsáveis por absorver grande parte das forças horizontais e conduzem a menores esforços efectivos na estrutura.

Nesta direcção só se apresentam as exigências de ductilidade dos pilares uma vez que não há vigas, que são exclusivamente transversais. Os valores de ductilidade obtidos confirmam as conjecturas acima tidas, havendo um grande aumento no piso térreo do modelo com alvenaria para valores médios cerca de 300% superiores, enquanto que nos restantes pisos os pilares estão em regime elástico. Já no modelo sem alvenaria verificam-se os pilares em regime fissurado ou mesmo em cedência, nos pisos 7 e 8 (Figura 5.9).

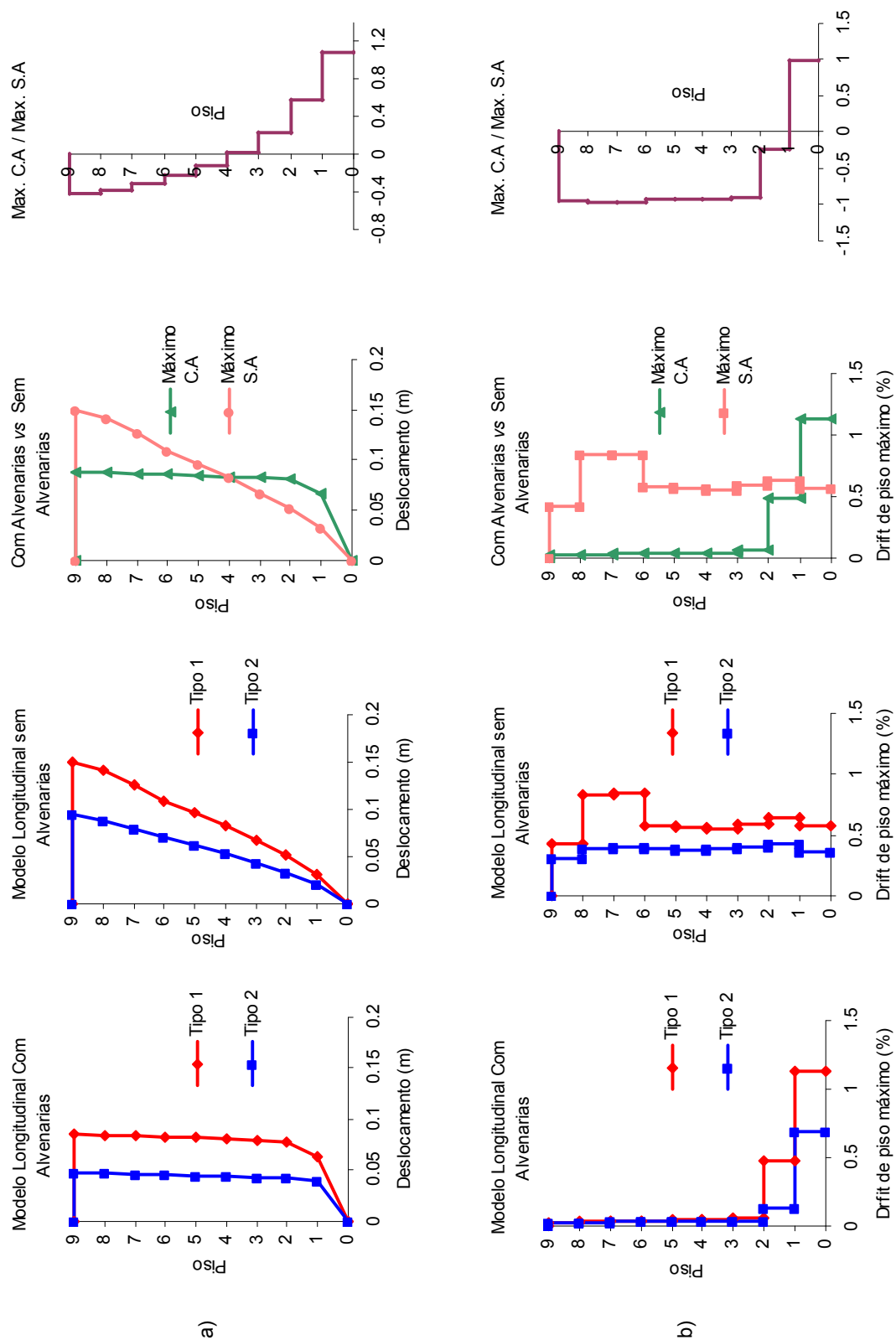


Figura 5.7 – Direcção longitudinal (X) do Edifício Infante Santo: a) Envelopes de Deslocamento; b) Perfis de "Drift".

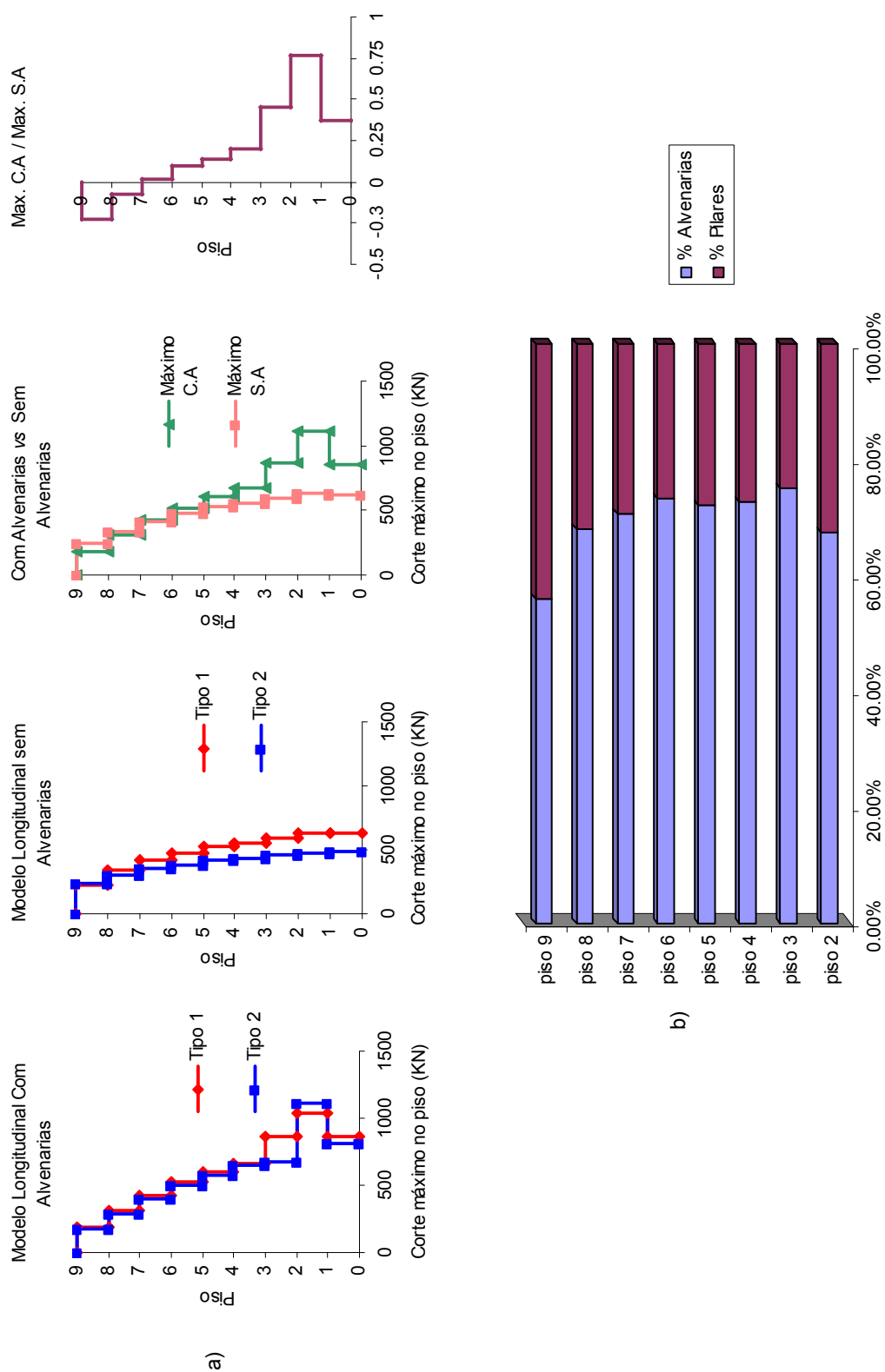


Figura 5.8 – Direcção longitudinal (X) do Edifício Infante Santo: a) Perfis de Corte; b) Distribuição média do Esforço de Corte entre Pilares e Alvenarias.

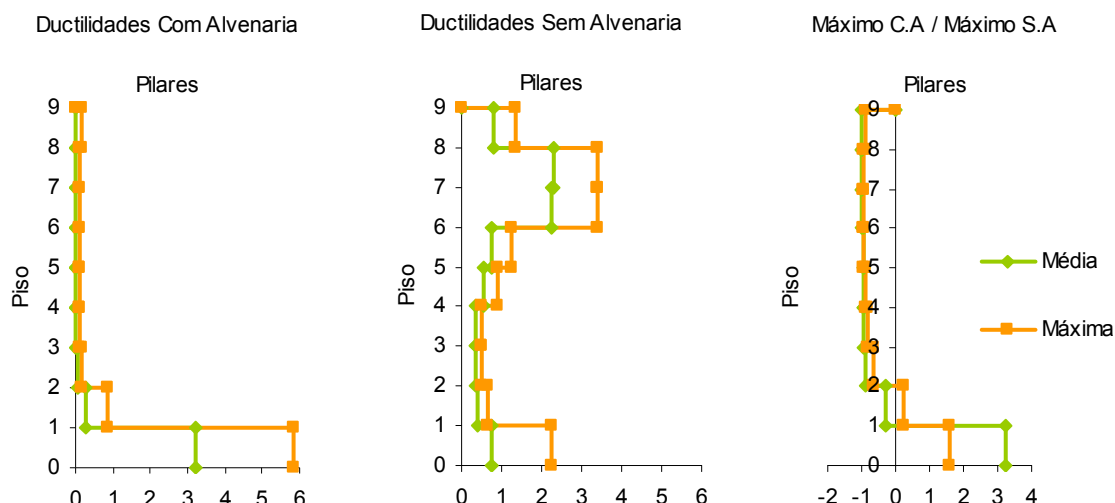


Figura 5.9 – Exigências de Ductilidade dos Pilares para a direcção longitudinal (X) do Edifício Infante Santo.

Na direcção longitudinal do Edifício Infante Santo é clara a gravidade de não contabilizar os painéis de alvenaria na modelação, ignorando por completo um efeito “soft-storey” que se verifica ser muito gravoso para a estrutura ao alterar significativamente a resposta sísmica em relação ao modelo sem alvenaria.

Verifica-se novamente uma preponderância do Sismo Tipo 1 que vai de encontro ao esperado, pela localização das frequências dos modelos no espectro de resposta da região de Lisboa (Figura 4.49).

5.4.2. DIRECÇÃO TRANSVERSAL (Y)

A direcção transversal do edifício é aquela onde se desenvolvem os pórticos, sendo portanto mais rígida. Verifica-se assim novamente o efeito “soft-storey” no modelo com alvenaria mas mais atenuado, com deslocamentos do piso térreo apenas cerca de 35% superiores. Nos restantes pisos os painéis travam a estrutura e a partir do piso 5 é o modelo sem alvenaria que sofre mais deslocamentos (Figura 5.10 a)).

O “drift” no modelo com alvenaria é mais elevado na base e mais contido nos restantes pisos, confirmando o efeito “soft-storey” (Figura 5.10 b)). No modelo sem alvenaria há maiores deslocamentos relativos nos pisos superiores, devido à mudança de secção dos pilares, enquanto que as alvenarias reduzem este efeito. O “drift” no piso térreo é então cerca de 30% superior no modelo com alvenaria, enquanto que nos restantes pisos os painéis reduziram os valores de “drift” entre 25 e 50% em relação ao modelo sem alvenaria.

Associado ao aumento de rigidez nesta direcção, os esforços de corte a que a estrutura está sujeita são muito superiores aos longitudinais (Figura 5.11 a)). Ocorre novamente a redução súbita do corte basal devido à cedência dos pilares do modelo com alvenaria, verificando-se que para os dois cenários de acção sísmica a capacidade de carga se esgotou a cerca de 6000 KN, valor esse que também é atingido no Sismo Tipo 2 para o modelo sem alvenaria. Assim sendo, o corte basal acaba por ser igual nos dois modelos porque em ambos os pilares plastificaram, mas nos restantes pisos é o modelo com alvenaria que está submetido a maiores esforços de corte com a diferença a aumentar gradualmente em altura. Entre os pisos 2 e 6 o corte com alvenarias é 2 a 3 vezes superior e nos dois últimos pisos é já 300% superior.

A distribuição média do esforço de corte pelos pilares e alvenarias já não assume um valor constante em altura (Figura 5.11 b)), devido não só à mudança de secção dos pilares mas também ao número de painéis por piso que é variável. Verifica-se que até ao piso 5 os painéis já terão entrado em rotura e os pilares ficaram mais solicitados, enquanto que nos restantes pisos ainda conseguem receber grande parte dos esforços.

As grandes diferenças verificadas em altura tanto na distribuição dos esforços como na relação entre o corte nos modelos com e sem alvenaria impossibilitam extrair conclusões plausíveis sobre qual a situação em que os pilares estão mais solicitados, isto é, se no modelo com alvenaria pelo esforço efectivo que actua na estrutura ou no modelo sem alvenaria.

Os valores de exigências de ductilidade obtidos (Figura 5.12) estão concordantes com os restantes parâmetros, com os painéis de forma geral a reduzir os valores tanto para os momentos negativos como para os positivos nas vigas. Os pilares dos dois primeiros pisos do modelo com alvenaria estão bastante mais solicitados, enquanto que nos restantes pisos os painéis reduziram as suas exigências de ductilidade para o regime elástico. Nos pisos superiores há algumas alterações na distribuição das ductilidades, tanto nos pilares como nas vigas, nomeadamente os pilares do piso 8 do modelo sem alvenaria que estão muito além da cedência, efeito esse que os painéis de enchimento vieram eliminar.

Verifica-se novamente que o Sismo do Tipo 1 é o mais gravoso para a estrutura, o que vai de encontro ao esperado pela localização das frequências dos modelos no espectro de resposta da região de Lisboa (Figura 4.49).

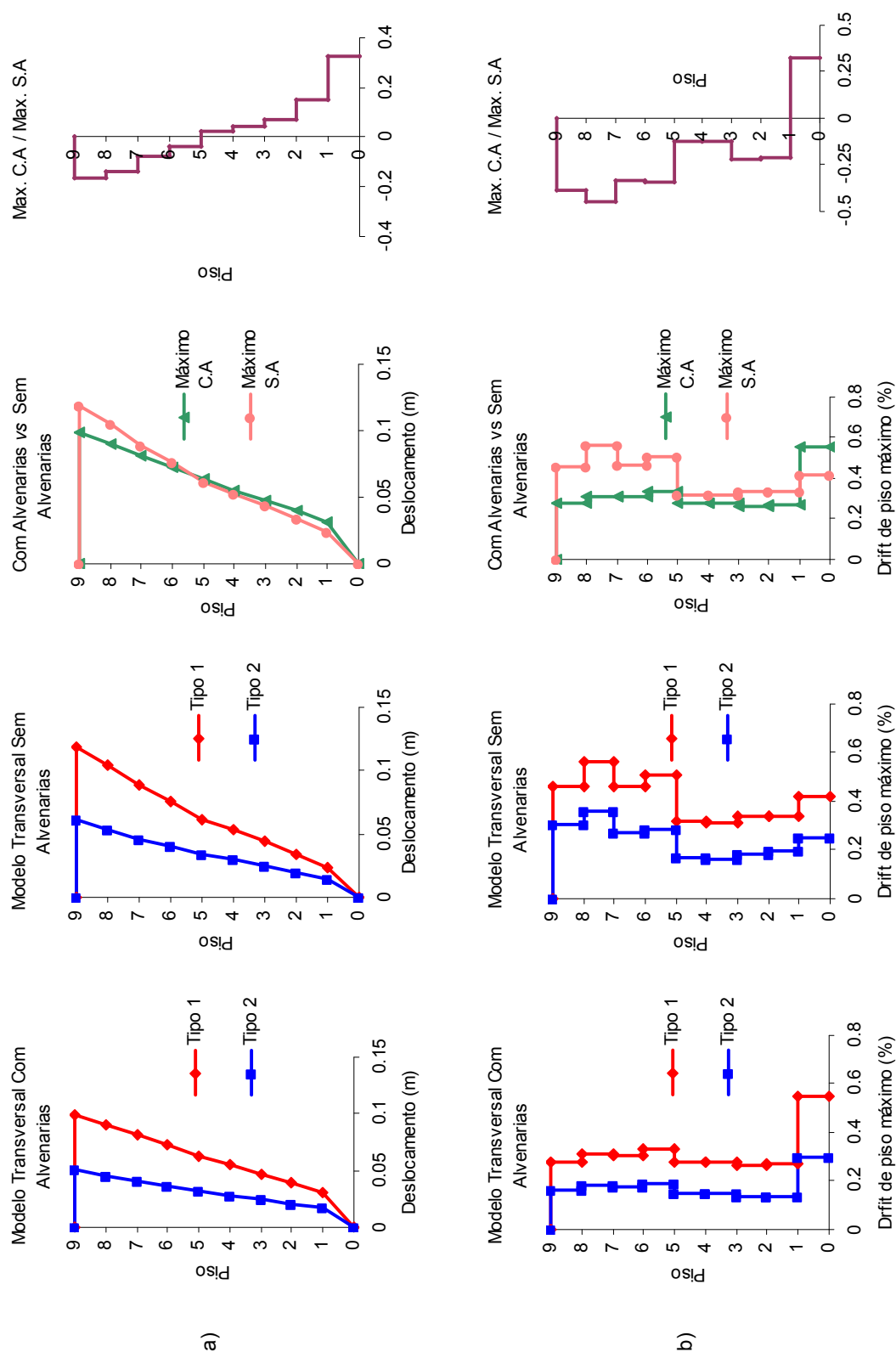


Figura 5.10 – Direcção transversal (Y) do Edifício Infante Santo: a) Envolventes de Deslocamento; b) Perfis de "Drift".

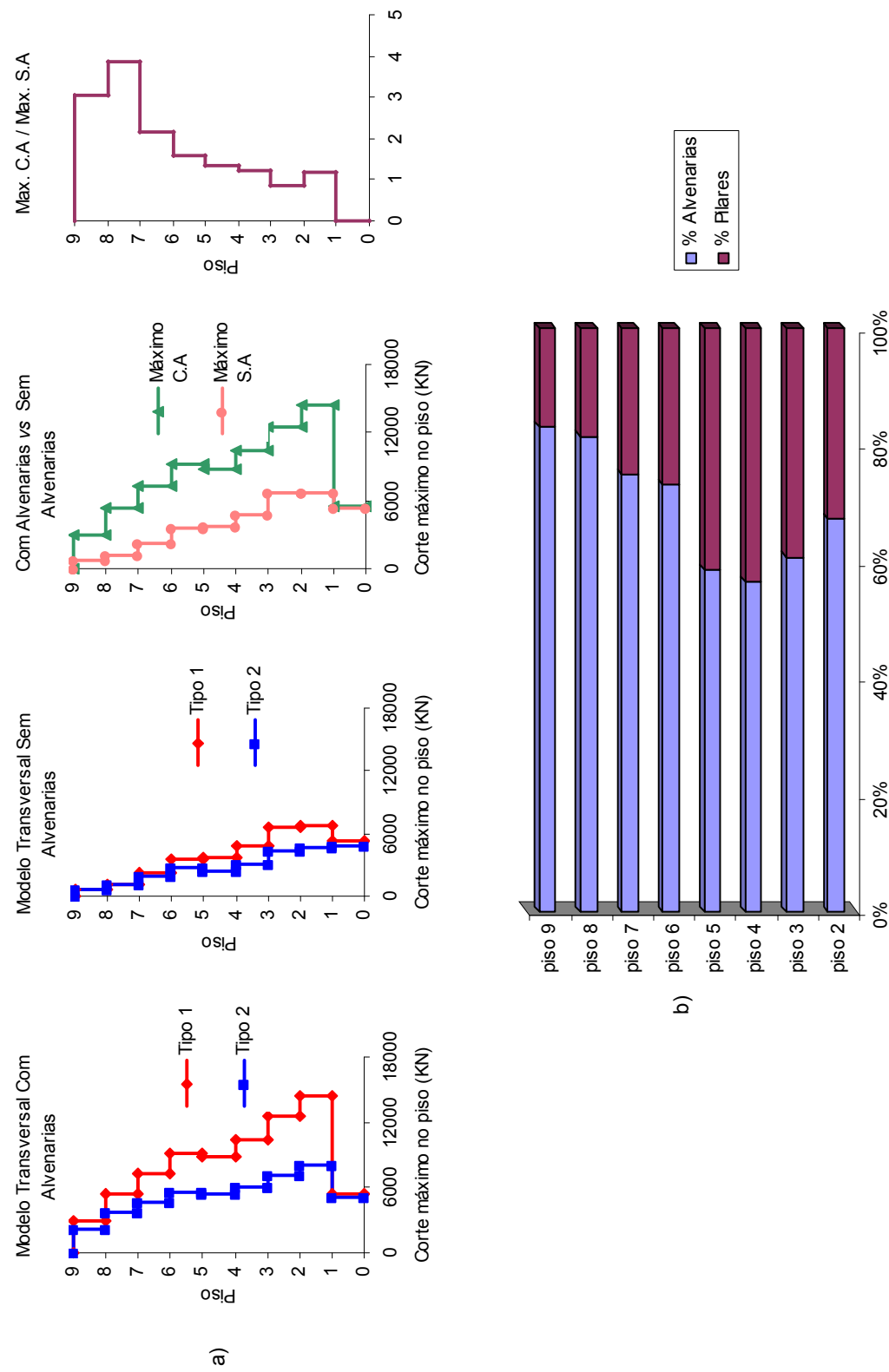


Figura 5.11 – Direcção transversal (Y) do Edifício Infante Santo: a) Perfis de Corte; b) Distribuição média do Esforço de Corte entre Pilares e Alvenarias.

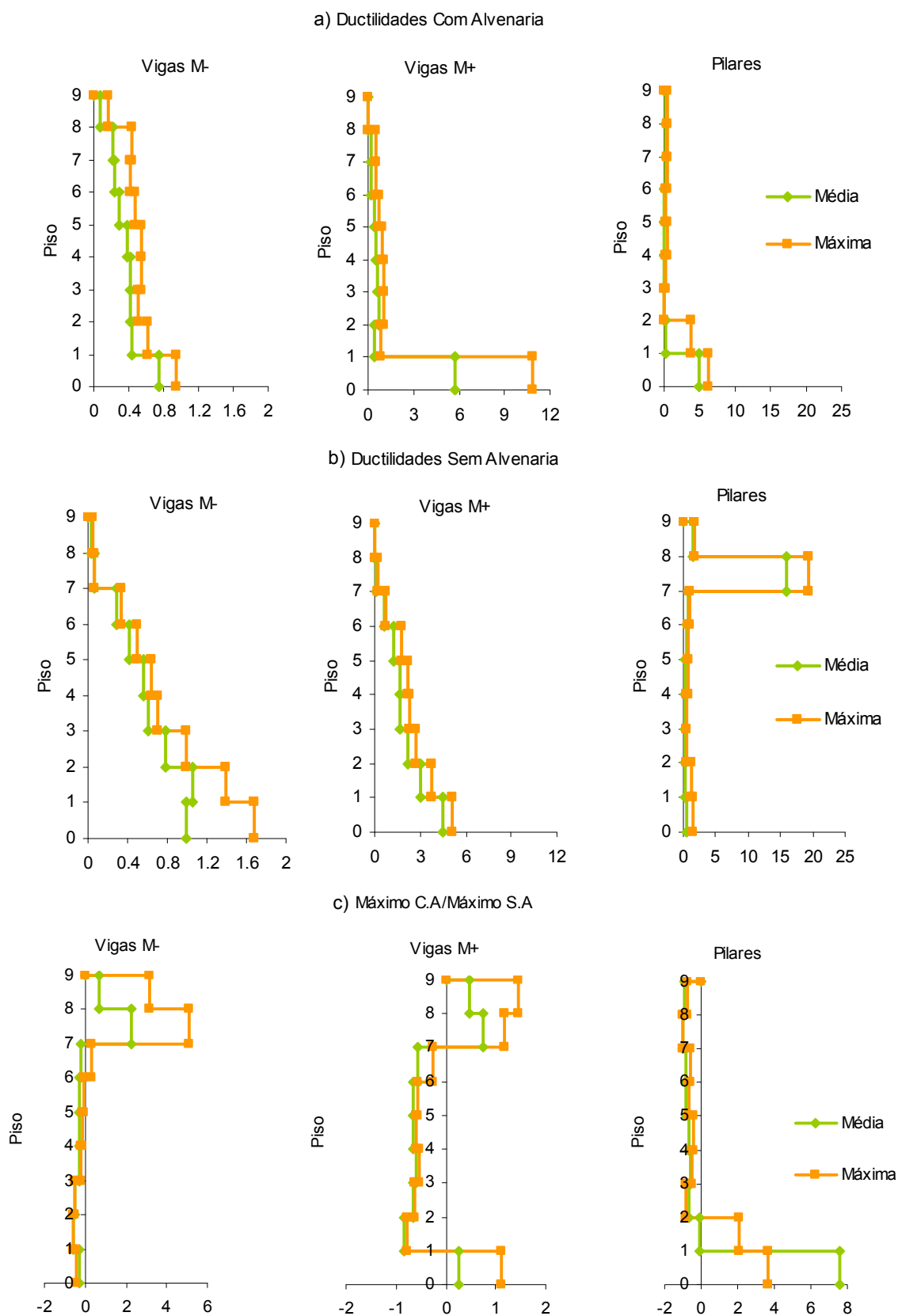


Figura 5.12 – Exigências de Ductilidade para a direcção transversal (Y) do Edifício Infante Santo:
a) Com Alvenaria (C.A); b) Sem Alvenaria (S.A); c) Rácio C.A / S.A.

5.5. EDIFÍCIO PARNASO

5.5.1. DIRECÇÃO LONGITUDINAL (X)

O modelo longitudinal com alvenaria do Edifício Parnaso apresenta uma frequência cerca de quatro vezes superior à do modelo sem alvenaria. Como tal, os painéis de enchimento têm papel muito importante na rigidez global da estrutura que se verifica nos resultados obtidos. As reduções de deslocamentos horizontais são superiores a 90% na base e cerca de 80% nos restantes pisos (Figura 5.13 a)), pelo que os painéis travaram quase por completo o piso térreo e impediram muito os deslocamentos em altura.

Os “drifts” são reduzidos globalmente pela presença dos painéis, com a excepção do piso 6 que supera ligeiramente o valor correspondente ao modelo sem alvenaria. A redução na base é quase de 100% e até ao piso 5 os deslocamentos relativos são inferiores entre 60 e 80% (Figura 5.13 b)).

À redução da deformação devido à grande rigidez vem associado o aumento do esforço de corte global no modelo com alvenaria, com as forças horizontais cerca de 200 a 300% superiores (Figura 5.14 a)). Por outro lado, como estes são tão rígidos, absorvem 90% do esforço de corte com a excepção do piso 6 onde há um menor número de painéis de enchimento (Figura 5.14 b)). Como tal, actuam efectivamente na estrutura porticada apenas cerca de 10% dos esforços globais, ou seja, forças dez vezes inferiores e portanto menores do que as do modelo sem alvenaria. Assim, verifica-se que os painéis são benéficos para a estrutura em termos de esforço de corte.

No modelo com alvenaria os pilares estão em regime elástico com a excepção do último piso (Figura 5.15), que por ter menos painéis é claramente a zona mais fragilizada da estrutura e onde se verifica um mecanismo de viga forte-pilar fraco, com um efeito local que leva a ductilidade máxima muito além da cedência. Os pilares do modelo sem alvenaria já estão na iminência de fissuração ou mesmo fissurados, sendo notória a redução de ductilidades que os painéis de enchimento implicaram. Verifica-se neste modelo novamente o mecanismo de viga forte-pilar fraco mas de menor significado.

Para as vigas os painéis vieram de uma forma geral aliviar as suas ductilidades, reduzindo para cerca de 50% nos momentos negativos e quase 100% para os momentos positivos. No entanto, novamente no piso 6 ocorrem maiores exigências de ductilidade máxima nas extremidades das vigas do modelo com alvenaria, e no piso térreo os valores de ductilidade para momentos positivos já só são cerca de 20% inferiores aos da situação sem alvenaria.

A presença dos painéis de enchimento fez com que a acção sísmica condicionante passasse de ser o Sismo do Tipo 1, no modelo sem alvenaria, para o Sismo do Tipo 2 no modelo com alvenaria. Tal era já esperado pela localização das frequências no espectro de resposta da região do Porto (Figura 4.50).

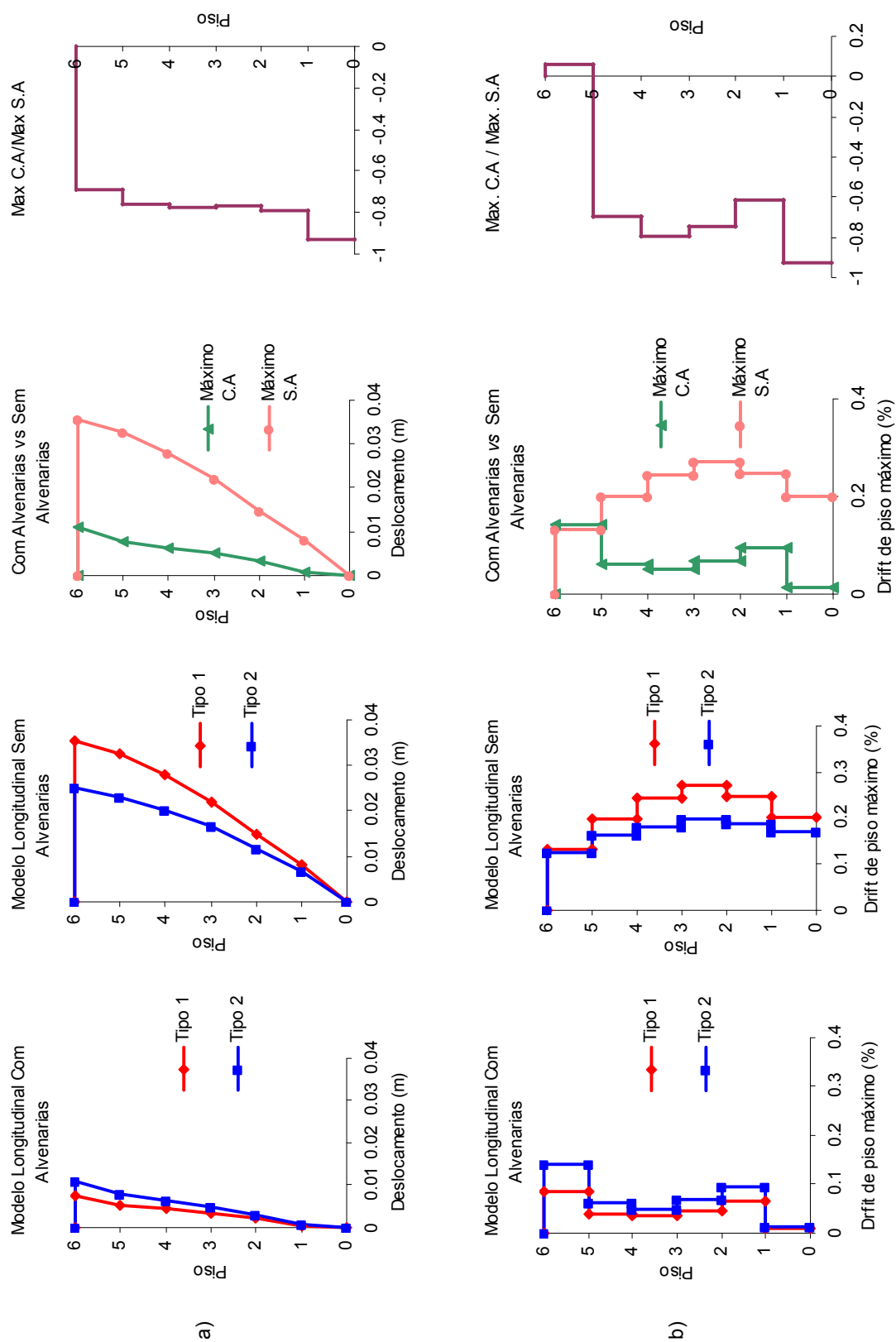


Figura 5.13 – Direcção longitudinal (X) do Edifício Parnaso: a) Envolventes de Deslocamento; b) Perfis de "Drift".

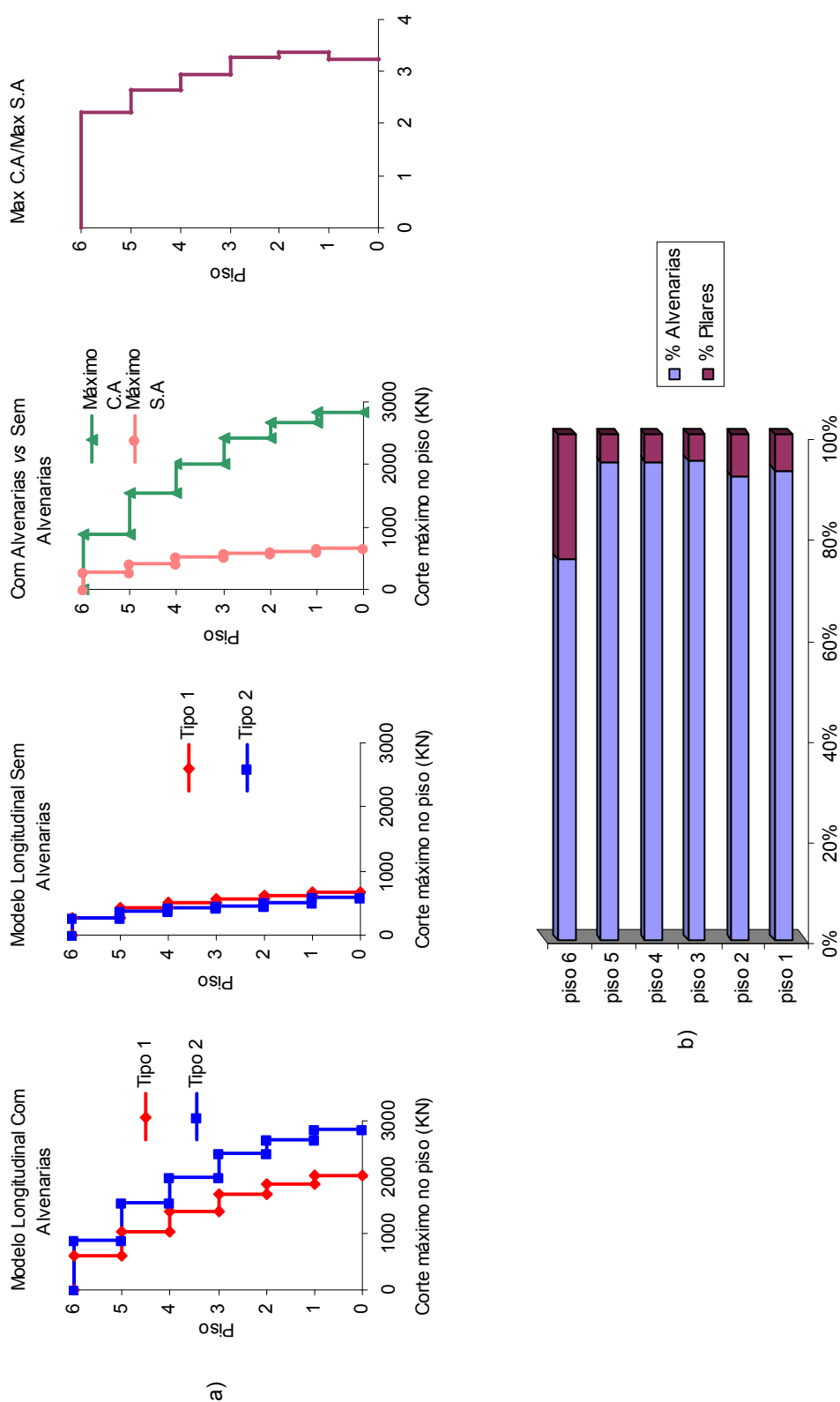
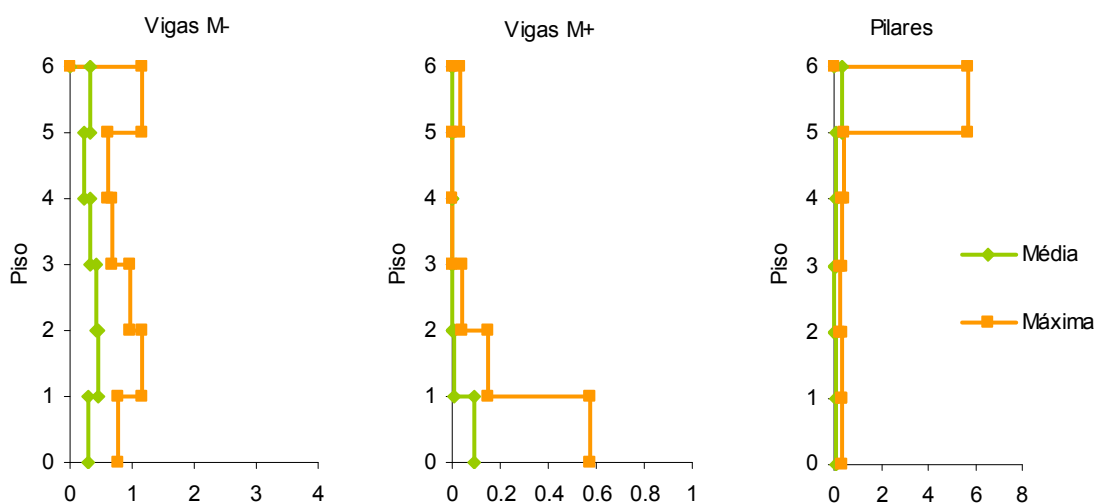
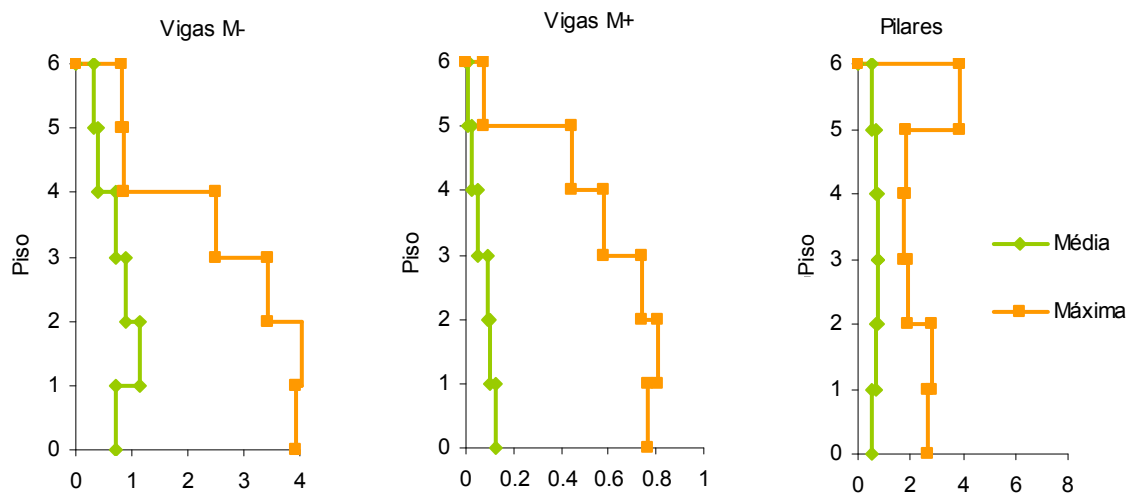


Figura 5.14 – Direcção longitudinal (X) do Edifício Parnaso: a) Perfis de Corte; b) Distribuição média do Esforço de Corte entre Pilares e Alvenarias.

a) Ductilidades Com Alvenaria



b) Ductilidades Sem Alvenaria



c) Máximo C.A / Máximo S.A

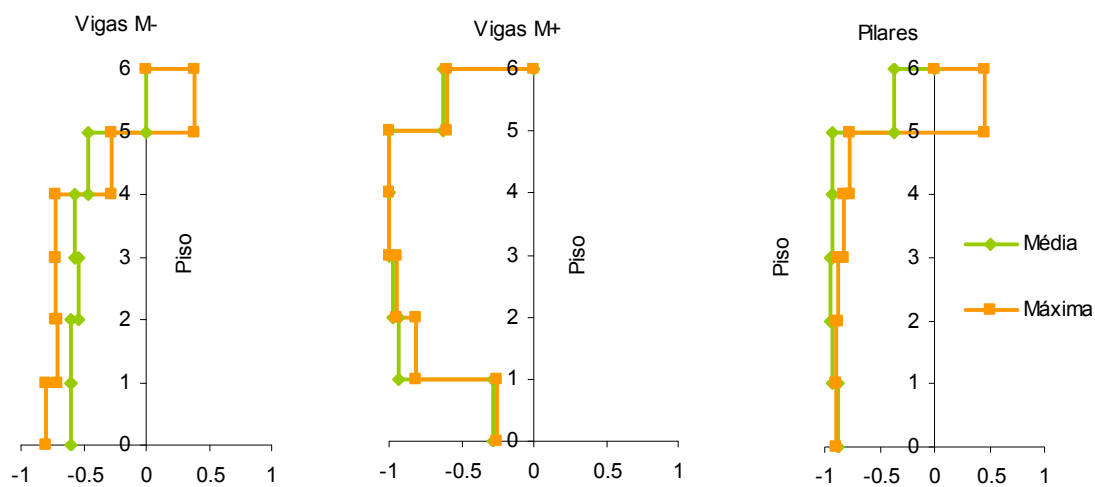


Figura 5.15 – Exigências de Ductilidade para a direcção longitudinal (X) do Edifício Parnaso: a) Com Alvenaria (C.A); b) Sem Alvenaria (S.A); c) Rácio C.A / S.A.

5.5.2. DIRECÇÃO TRANSVERSAL (Y)

O modelo com alvenarias da direcção transversal do Edifício Parnaso apresenta novamente um valor de frequência cerca de 4 vezes superior ao modelo sem alvenaria, pelo que os painéis também desempenham um papel fundamental no comportamento global do edifício nesta direcção.

Verifica-se a tendência encontrada na direcção longitudinal de os deslocamentos no modelo com alvenaria serem muito reduzidos, cerca de 80% inferiores aos do modelo sem alvenaria (Figura 5.16 a)).

Os valores de “drift” traduzem o travamento induzido pelos painéis de enchimento, com o modelo com alvenaria a ter deslocamentos relativos entre 60 a 80% inferiores aos do modelo sem alvenaria (Figura 5.16 b))

Os painéis de enchimento provocaram um aumento das forças globais de corte muito significativo, entre 500 e 600% até ao piso 4 e cerca de 300 a 400% nos dois últimos pisos, visto nestes haver menos painéis de enchimento (Figura 5.17 a)). No entanto, estes absorvem cerca de 80 a 85% do esforço de corte global (Figura 5.17 b)), o que implica forças efectivas na estrutura 5 a 6 vezes inferiores. Desta forma, a contabilização dos painéis traduz à estrutura forças de corte ligeiramente inferiores às do modelo sem alvenaria, tal como se verificou nos restantes casos.

Nesta direcção apenas se apresentam as exigências de ductilidade dos pilares, visto que a estrutura porticada do Edifício Parnaso se desenvolve longitudinalmente, havendo apenas vigas embebidas nas lajes para unir os pórticos na direcção transversal. Para essas vigas, onde não foi tida em conta a participação da laje, a secção transversal é muito reduzida e não se justificou o estudo das ductilidades por fornecerem valores demasiado elevados e irrealistas.

Em termos de ductilidades médias ambos os modelos têm os pilares em regime elástico, sendo que com alvenaria os valores são quase nulos (Figura 5.18). As ductilidades máximas já incorrem no patamar de cedência, mas tratam-se de efeitos locais de pilares de extremidade que não traduzem o funcionamento global dum piso.

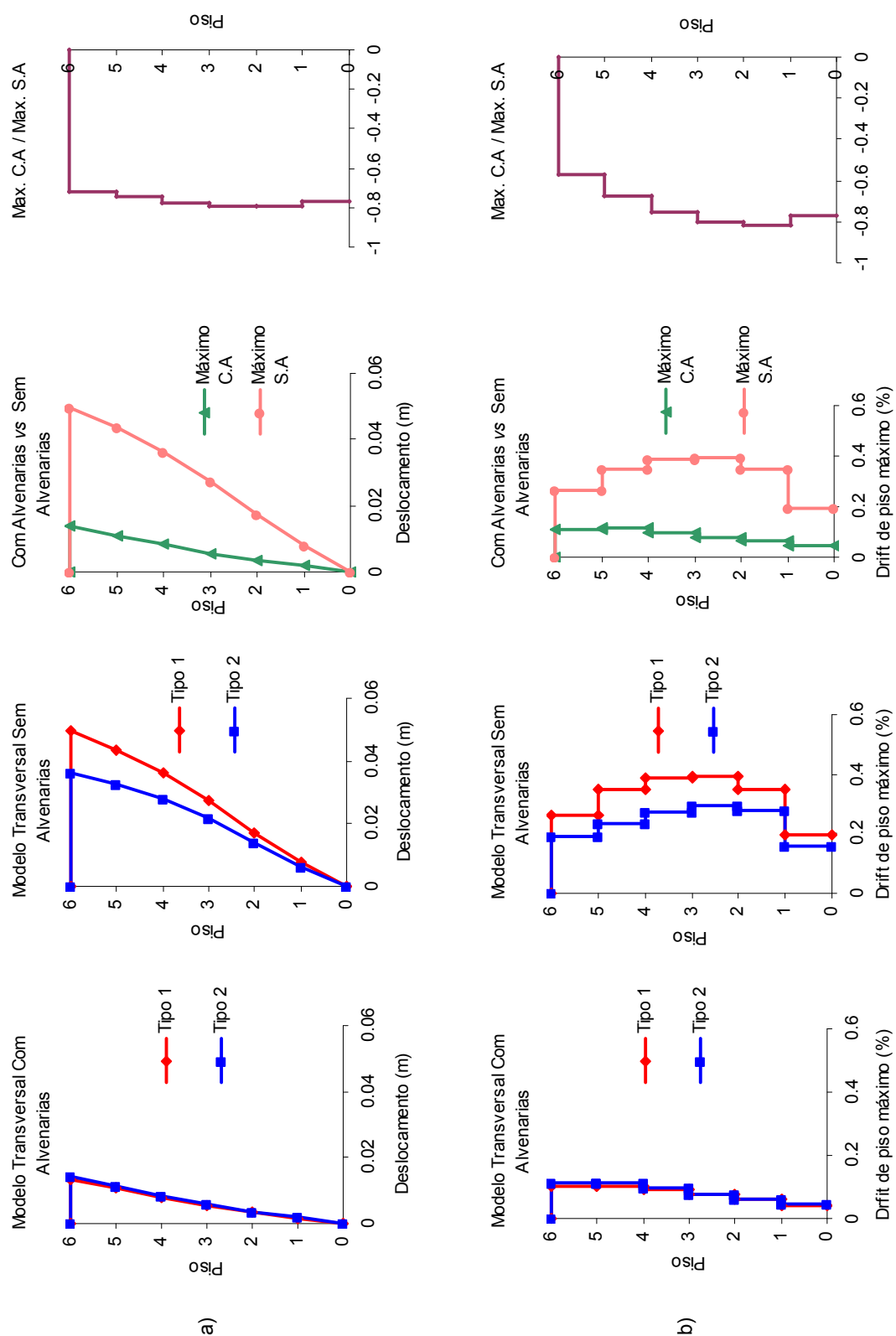


Figura 5.16 – Direção transversal (Y) do Edifício Parnaso: a) Envolventes de Deslocamento; b) Perfis de “Drift”.

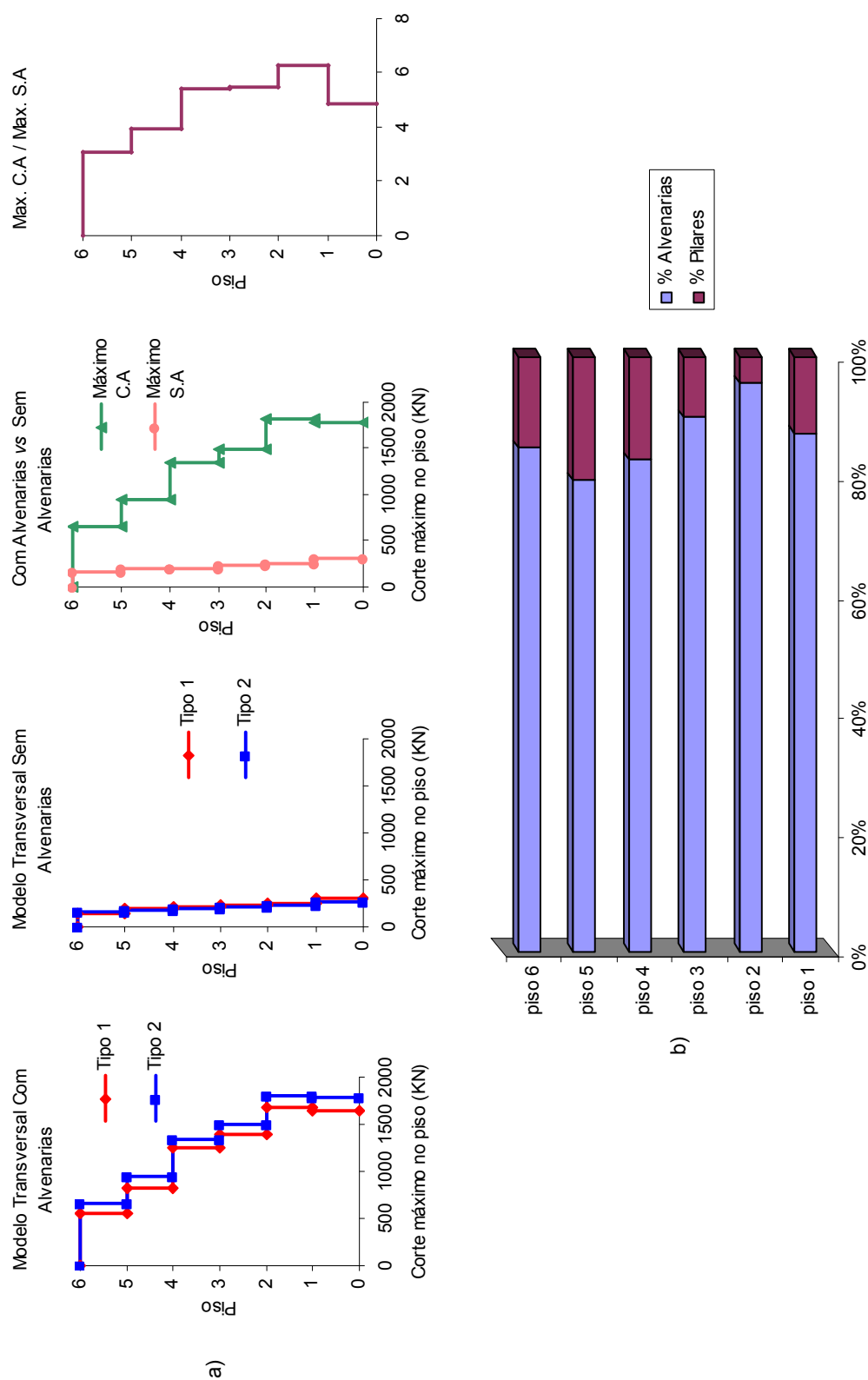


Figura 5.17 – Direcção transversal (Y) do Edifício Parnaso: a) Perfis de Corte; b) Distribuição média do Esforço de Corte entre Pilares e Alvenarias.

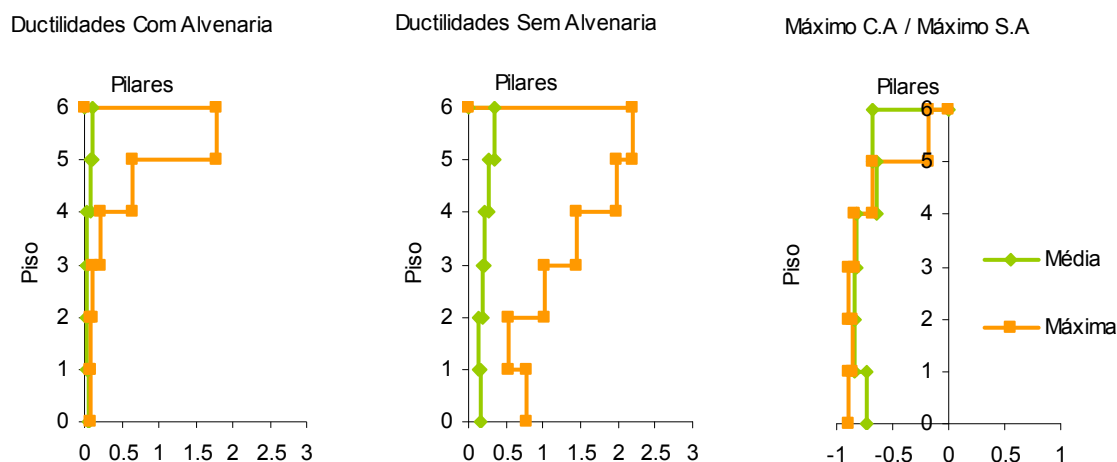


Figura 5.18 – Exigências de Ductilidade dos Pilares para a direcção transversal (Y) do Edifício Parnaso.

5.6. CONSIDERAÇÕES FINAIS

Analizados de forma independente os resultados de cada direcção dos edifícios estudados, procuraram-se conclusões gerais abrangentes a todos os modelos com o intuito de sistematizar os resultados particulares e encontrar tendências comuns.

Na tabela 5.1 apresenta-se assim os valores máximos obtidos para cada parâmetro avaliado, nos modelos com e sem painéis de alvenaria dos três edifícios estudados. Em relação ao estudo das exigências de ductilidade, apresenta-se apenas os valores das ductilidades médias dos pilares, por serem os mais relevantes na resposta sísmica e os mais susceptíveis de sistematizar de forma global.

Esta tabela serve o propósito de tentar quantificar os parâmetros avaliados, de forma a complementar o estudo comparativo em termos de percentagem que foi feito no decorrer deste capítulo. Salienta-se no entanto que os valores máximos dos parâmetros por vezes podem ser referentes a efeitos locais verificados num piso particular, não reflectindo nestes casos o comportamento global em toda a altura de um edifício. Como tal, a análise da tabela 5.1 deve ser feita em conjunto com os gráficos dos parâmetros correspondentes, para que a percepção global das situações com e sem alvenaria não seja deturpada por valores particulares.

Tabela 5.1 – Valores máximos dos parâmetros avaliados para os três casos de estudo.

Edifício	Direcção	Deslocamento (m)		"Drift" (%)		Esforço de corte (KN)		Ductilidade média dos Pilares		Coeficiente sísmico δ (%)	
		C.A	S.A	C.A	S.A	C.A	S.A	C.A	S.A	C.A	S.A
Costa Cabral	Longitudinal	0.016	0.044	0.081	0.380	2026	437	0.69	1.51	15.6	3.5
	Transversal	0.017	0.026	0.218	0.155	1560	635	0.26	0.55	12.0	4.9
Infante Santo	Longitudinal	0.088	0.150	1.131	0.849	1113	629	3.20	2.28	10.7	7.8
	Transversal	0.099	0.119	0.552	0.565	14496	6697	4.90	15.91	17.1	16.8
Parnaso	Longitudinal	0.011	0.036	0.141	0.271	2845	670	0.35	0.77	31.6	7.4
	Transversal	0.014	0.050	0.113	0.391	1810	304	0.11	0.34	19.9	3.4

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. Para o Edifício Costa Cabral, a diminuição da envolvente de deslocamentos foi de 70% na direcção longitudinal e entre 30 a 40% na transversal. Para o Edifício Parnaso, a diminuição foi entre 80 a 90% nas duas direcções, visto os seus painéis serem extremamente rígidos.

No entanto, só se verifica esta diminuição global dos deslocamentos quando a distribuição em altura dos painéis de enchimento é constante ou pouco heterogénea, como é o caso dos dois edifícios anteriores. No Edifício Infante Santo, cujo piso térreo é vazado, a contabilização das alvenarias na modelação trouxe um comportamento “soft-storey” deste piso, mais grave na direcção longitudinal, a menos rígida. Os deslocamentos na base dos modelos com alvenaria foram duas vezes superiores na direcção longitudinal e 35% superiores na direcção transversal.

Os valores de “drifts” obtidos vão de encontro às tendências verificadas para as envolventes de deslocamentos. Nos edifícios Costa Cabral e Parnaso, em que a distribuição dos painéis em altura é relativamente constante, houve uma redução global dos “drifts” entre 60 a 80% em relação aos modelos sem alvenaria.

Novamente, nos modelos com alvenaria do Edifício Infante Santo verificaram-se maiores “drifts” na base resultantes do mecanismo de “soft-storey”, duas vezes superiores na direcção longitudinal e 30% superiores na transversal. Nos restantes pisos os “drifts” foram praticamente nulos na direcção longitudinal e cerca de 40% inferiores na transversal. O deslocamento relativo no piso térreo do modelo longitudinal com alvenaria deste edifício atingiu o valor de 1.13%.

Associado ao aumento de rigidez concedido pelos painéis, vem uma maior frequência de vibração e consequente agravamento das forças sísmicas. Com efeito, verificou-se um aumento dos esforços globais de corte nos modelos com alvenaria. No Edifício Costa Cabral este foi de quatro vezes na direcção longitudinal e duas vezes na transversal. No Edifício Parnaso, novamente pela elevada rigidez dos seus painéis de alvenaria, as forças de corte globais foram três a quatro vezes superiores na direcção longitudinal e cinco a seis vezes na transversal. Para o Edifício Infante Santo, o comportamento “soft-storey” pôs mais uma variável em jogo, mas verificou-se novamente um aumento das forças horizontais nos modelos com alvenaria.

Todavia, se os painéis de enchimento são responsáveis por um grande aumento das forças de corte, são também capazes de absorver grande parte destes esforços, especialmente nos edifícios do Porto onde a acção sísmica é menor e os painéis estão em regime elástico. Assim, com base numa distribuição média dos esforços de corte entre os pilares e os painéis de alvenaria, verificou-se que as forças horizontais que actuam efectivamente na estrutura acabam por ser ligeiramente inferiores às existentes nos modelos sem alvenaria. Para o Edifício Infante Santo, na direcção transversal os painéis ficaram muito mais degradados e esta distribuição já surge mais heterogénea, não sendo possível nem aceitável extrair uma conclusão pertinente.

Para quantificar realisticamente as diferenças entre o esforço de corte efectivo nos modelos com alvenaria e o esforço de corte nos modelos sem alvenaria seria necessário um estudo mais aprofundado e pormenorizado, que não foi possível realizar no decorrer deste trabalho onde apenas foram estudadas distribuições médias relativas aos dois cenários de acção sísmica. Neste contexto, o estado dos painéis de alvenaria é também importante para melhor compreender a distribuição dos esforços de corte entre os pilares e os painéis.

Os valores do coeficiente sísmico δ estão directamente relacionados com o aumento de esforço de corte que os painéis de alvenaria implicam, uma vez que a massa dos modelos com e sem alvenaria é a mesma. Verifica-se que o aumento do coeficiente sísmico nas situações com alvenaria é da mesma ordem de grandeza que o aumento do corte basal desses modelos, em relação aos sem alvenaria. Este aumento vem confirmar a tendência global de que o acréscimo de rigidez conferido pelos painéis de enchimento às estruturas lhes garante uma maior capacidade de receber e resistir às forças sísmicas, tornando ao mesmo tempo as estruturas menos flexíveis e dúcteis.

A excepção reside no Edifício Infante Santo onde, especialmente na direcção transversal, os valores do coeficiente sísmico são muito semelhantes para ambas as situações, devido ao facto de já nos modelos sem alvenaria a estrutura ter chegado ao limite da sua capacidade, conforme se verificou pela plastificação dos pilares da base. Neste caso, os painéis de alvenaria não implicam um aumento do coeficiente sísmico uma vez que eles não existem no piso térreo e como tal, não lhe conferem maior capacidade de resistência às forças sísmicas, pelo que o corte basal é o mesmo nas duas situações.

Sabendo à partida que nos modelos com alvenaria a diminuição da flexibilidade e ductilidade das estruturas implica menores coeficientes de comportamento do que nos modelos sem alvenaria, uma forma de os quantificar seria comparar os coeficientes sísmicos aqui obtidos, por análises não-lineares, com os resultantes de análises lineares elásticas, avaliando qual o valor do coeficiente de comportamento que implica uma igualdade dos valores de corte basal nas duas situações.

As exigências de ductilidade obtidas nas vigas seguiram uma variação entre modelos demasiado grande para se poder encontrar alguma tendência global. No entanto, para os pilares do Edifício Costa Cabral verificou-se que os painéis de alvenaria foram responsáveis por uma diminuição da ductilidade de cerca de 70%. No Edifício Parnaso, os pilares dos modelos com alvenaria ficaram em regime elástico enquanto que sem a presença dos painéis já se encontram na iminência ou mesmo dentro do regime fissurado. Nos modelos com alvenaria do Edifício Infante Santo os pilares da base já estão muito além da cedência devido novamente ao efeito “soft-storey”, enquanto que sem os painéis de enchimento não chegaram a plastificar. Nos restantes pisos, a tendência inverte-se e são os modelos com alvenaria que apresentam menores exigências de ductilidade nos pilares.

Na direcção longitudinal dos edifícios Costa Cabral e Parnaso encontrou-se um mecanismo de viga forte-pilar fraco nos pilares de extremidade do último piso, que foi agravado pela presença dos painéis de enchimento de alvenaria.

Em relação à acção sísmica mais condicionante na resposta das estruturas, houve uma correspondência entre a localização das frequências nos espectros de resposta e os resultados obtidos. A gama de frequências dos modelos estudados está na zona dos espectros onde o Sismo do Tipo 1 conduz a maiores acelerações, com a excepção do Edifício Parnaso cujos modelos com alvenaria já se situam na zona de preponderância do Sismo Tipo 2.

Sendo assim, e apesar de se tratar duma análise não-linear em que as frequências vão diminuindo gradualmente, a avaliação da localização das frequências nos espectros de resposta permite à partida saber qual a acção sísmica mais preponderante para a estrutura e poupar algum esforço de cálculo se assim for necessário, ao não correr as análises relativas ao tipo de sismo menos condicionante.

Em suma, conclui-se que os painéis de enchimento de alvenaria alteram significativamente o comportamento sísmico das estruturas e devem ser considerados na modelação numérica se se pretenderem obter resultados mais precisos e realistas. Com os meios de cálculo hoje em dia disponíveis, modelar os painéis de enchimento não traduz um acréscimo significativo do esforço de modelação, especialmente se se tratar de uma análise elástica onde apenas é necessária a secção transversal das bielas equivalentes e o módulo de elasticidade da alvenaria. Algum trabalho adicional na modelação dos painéis pode implicar grandes alterações na resposta sísmica da estrutura em estudo. Poderá ser utilizado um dos métodos apresentados no Capítulo 2, ou outros existentes na bibliografia e porventura ainda mais simples, que fornecem de forma relativamente expedita a largura da escora equivalente a considerar.

Se no entanto não forem modelados os painéis de enchimento de alvenaria, há duas situações importantes a ter em mente. Para um edifício cuja distribuição dos painéis em altura seja relativamente constante, então não contabilizar as alvenarias é em geral conservativo e do lado da segurança, uma vez que os resultados obtidos serão numa forma global superiores aos reais. Convém ter presente que, neste caso, para efeitos de dimensionamento a modelação com painéis de alvenaria conduz a uma solução mais económica e realista.

Por outro lado, se o edifício em estudo apresentar uma distribuição irregular em altura dos painéis de enchimento, do qual o Edifício Infante Santo é um excelente exemplo, as alvenarias devem ser modeladas porque a sua inclusão já não implica resultados conservativos, mas sim mecanismos de “soft-storey” que alteram por completo a resposta sísmica da estrutura em relação ao modelo sem alvenaria e conduzem a situações bastante gravosas que não devem ser ignoradas.

6

CONCLUSÃO

6.1. INTRODUÇÃO

Neste capítulo resume-se o trabalho elaborado, realçando os aspectos mais importantes e tecendo os principais comentários e conclusões a reter. No final indicam-se possíveis trabalhos e estudos futuros que dão seguimento a esta dissertação, para melhor avaliar a influência dos painéis de enchimento de alvenaria no comportamento sísmico de estruturas porticadas de betão armado.

6.2. CONCLUSÃO FINAL

Este trabalho teve como objectivo estudar numericamente a influência que os painéis de enchimento de alvenaria exercem na resposta sísmica de estruturas porticadas de betão armado.

Foi estudada a forma como os painéis de enchimento interagem com a estrutura envolvente, as alterações globais que a sua presença implica no comportamento sísmico dos edifícios e possíveis mecanismos de rotura que possam causar. Estudou-se as diferentes fases que um painel de enchimento atravessa quando sujeito a acções horizontais, desde o comportamento inicial monolítico com o pórtico envolvente até aos modos de rotura possíveis. Apresentaram-se métodos de modelação numérica dos painéis de enchimento de alvenaria baseados no conceito da biela equivalente e formas de quantificação do seu comportamento não-linear histerético. Descreveu-se o programa PORANL utilizado neste trabalho, ao nível do modelo de painéis de alvenaria e do modelo de elementos de betão armado.

Por forma a conferir maior realismo ao trabalho, o estudo incidiu sobre três edifícios existentes, dois no Porto e um em Lisboa, projectados na década de 50 com formas, tipologias e utilizações correntes nas nossas cidades. Foram modelados numericamente em modelos planos independentes para cada direcção, discriminando situações com e sem painéis de alvenaria de enchimento. Realizaram-se medições experimentais das frequências de vibração para ajustar numericamente os modelos com alvenaria.

Foram realizadas análises dinâmicas não-lineares submetendo as estruturas à acção sísmica de projecto preconizada no EC8, traduzida em dez séries de acelerogramas para cada cenário sísmico e extraíram-se os resultados finais como a média dos máximos de cada série. Compararam-se os valores obtidos entre os modelos com e sem alvenaria ao nível do deslocamento dos pisos, deslocamento relativo entre pisos ou “drift”, corte ao nível dos pisos e exigências de ductilidade de curvatura dos elementos estruturais.

Retiraram-se conclusões particulares para cada modelo estudado, de forma a avaliar as diferenças obtidas entre as situações com e sem painéis de alvenaria. Procurou-se extrair conclusões gerais abrangentes a todos os modelos, com o intuito de sistematizar os resultados particulares e encontrar tendências comuns.

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 cerca de 2 a 4 vezes superiores às dos modelos onde os painéis não são tidos em conta. Este aumento tem consequências directas no acréscimo da aceleração sísmica a que os modelos com alvenaria ficam sujeitos.

Verificou-se que as curvas iniciais dos painéis de alvenaria propostas por Zarnic e Gostic (1998) originam, numa primeira iteração sem qualquer ajuste, uma estimativa da frequência numérica do 1º modo das estruturas com alvenaria de cerca de 10% superior ao valor experimental. Estas expressões forneceram assim valores realistas e do lado da segurança, dando uma aproximação bastante boa tendo em conta o grande número de variáveis em causa.

Os resultados das análises dinâmicas não-lineares reflectiram o acréscimo de rigidez que os painéis de alvenaria conferem às estruturas. A sua disposição em altura revelou ser o parâmetro que mais condiciona a resposta sísmica. Para os edifícios Costa Cabral e Parnaso, cujos painéis de enchimento se apresentam de forma relativamente constante em altura, o aumento de rigidez provocou uma diminuição global dos deslocamentos horizontais para valores em média 60% inferiores aos verificados nos modelos sem alvenaria. No edifício Infante Santo, o piso térreo vazado implicou uma resposta sísmica com um mecanismo de “soft-storey”, onde os deslocamentos na base do modelo com alvenaria foram duas vezes superiores aos do modelo sem alvenaria, na direcção menos rígida do edifício.

Os valores de “drift” seguiram a tendência verificada para as envolventes de deslocamentos. Nos edifícios de Costa Cabral e Parnaso, em que a distribuição dos painéis em altura é relativamente constante, houve uma redução global dos “drifts” entre 60 a 80% em relação aos modelos sem alvenaria. Na direcção longitudinal do Edifício Infante Santo, onde o mecanismo de “soft-storey” foi mais evidente, o modelo com alvenaria apresentou um valor de “drift” máximo no piso térreo de 1.13%, duas vezes superior ao do modelo sem alvenaria.

Os painéis de alvenaria trouxeram um aumento das forças globais de corte para valores em média quatro vezes superiores. Este aumento está directamente relacionado com os maiores valores de frequência dos modelos com alvenaria face aos modelos sem alvenaria. No entanto, os painéis de enchimento são responsáveis por absorver grande parte do esforço de corte global, especialmente nos edifícios do Porto onde a acção sísmica é menor e os painéis estão em regime elástico. Através da distribuição média dos esforços de corte entre os pilares e os painéis de alvenaria, verificou-se que as forças horizontais que actuam efectivamente na estrutura porticada acabam por ser ligeiramente inferiores às existentes nos modelos sem alvenaria. Para o Edifício Infante Santo, na direcção mais rígida os painéis estão já bastante degradados e esta distribuição surge mais heterogénea, não sendo possível nem aceitável extrair uma conclusão pertinente.

Os valores do coeficiente sísmico δ traduziram o aumento da rigidez que os painéis de alvenaria conferem às estruturas, garantindo-lhes uma maior capacidade de receber e resistir às forças sísmicas ao mesmo tempo que diminuem as suas características de ductilidade e flexibilidade.

A presença dos painéis de enchimento nos modelos implicou uma diminuição global das exigências de ductilidade nos pilares dos edifícios, verificando-se o seu funcionamento ainda em regime elástico. Para o Edifício Infante Santo, os pilares do piso térreo nos modelos com alvenaria chegaram muito além da cedência enquanto que, sem os painéis, não chegaram a plastificar. Nos restantes pisos, a tendência inverte-se e são os modelos com alvenaria que apresentam menores exigências de ductilidade nos pilares.

Verificou-se que, para a gama de frequências dos modelos estudados, foi a acção sísmica afastada ou Sismo do Tipo 1 a mais gravosa para as estruturas em termos de acelerações impostas. A excepção residiu no Edifício Parnaso cujas frequências dos modelos com alvenaria já implicam a preponderância do Sismo próximo ou do Tipo 2.

Conclui-se então que os painéis de enchimento de alvenaria alteraram significativamente o comportamento sísmico das estruturas estudadas, e como tal devem ser considerados na modelação numérica para obter resultados mais realistas e fidedignos.

Se não se optar por modelar numericamente os painéis, importa reter as implicações de duas situações distintas. No caso de uma estrutura onde a distribuição em altura das alvenarias seja uniforme, como é o caso dos edifícios Costa Cabral e Parnaso, a ausência dos painéis no modelo conduz a resultados globalmente superiores aos reais; está-se assim do lado da segurança, mas incorre-se em dimensionamentos menos económicos.

No caso de se tratar duma estrutura com distribuição irregular em altura dos painéis, como é o caso do Edifício Infante Santo, os painéis de alvenaria devem ser modelados para se obter o mecanismo de “soft-storey”, que altera significativamente a resposta sísmica da estrutura em relação à situação sem alvenaria.

6.3. DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

Neste trabalho foram estudados apenas alguns dos parâmetros que avaliam a influência dos painéis de enchimento de alvenaria na resposta sísmica de estruturas porticadas. Restam vários outros que podem ser abordados no seguimento deste trabalho para aprofundar melhor o estudo. Sugerem-se os seguintes desenvolvimentos futuros:

- Estudo das energias dissipadas nos modelos com e sem alvenaria, quantificando a energia dissipada por piso através das curvas deslocamento *vs* corte e fazendo o somatório em altura para obter a energia dissipada total.
- Submeter os edifícios do Porto à acção sísmica de Lisboa, visto terem sido dimensionados numa época onde era dada pouca atenção às acções horizontais e como tal, estes edifícios poderiam perfeitamente situar-se em Lisboa. Com uma acção sísmica mais gravosa, poder-se-á procurar avaliar se as relações encontradas entre os modelos com e sem alvenaria se mantêm ou se surgem novas tendências.
- Avaliar o estado final dos painéis de alvenaria e em que troço da curva se encontram, atribuindo cores a cada troço e colorindo os painéis em alçado de acordo com a sua posição final na curva. Esta representação é uma boa forma de avaliar por onde e como se distribuiu o dano nas alvenarias.

- Aprofundar o estudo da distribuição do esforço de corte pelos pilares e painéis de alvenaria nos pisos, conjugando esta informação com o dano nas alvenarias para melhor avaliar o esforço de corte que é absorvido pelos painéis e o que actua efectivamente na estrutura porticada.
- Mudar os parâmetros das curvas dos painéis de alvenaria para ter em conta aberturas, variações de rigidez, resistência, etc.
- Alterar o valor da rigidez inicial para simular possíveis folgas entre o pórtico e o painel, fazendo com que no início da análise as alvenarias não participem e posteriormente com o aumento da deformação da estrutura já entrem na resposta sísmica.
- No final das análises realizadas, quantificar o valor final da frequência de vibração das estruturas e avaliar de que forma este se alterou nos modelos com e sem alvenaria.
- Realizar estudos através de um programa que permita modelação tri-dimensional, para ter em conta os efeitos da distribuição irregular em planta dos painéis de alvenaria ao nível da torção dos edifícios.

BIBLIOGRAFIA

- 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.
- Alvarenga, R. [2002]. "Análise Teórico-Experimental de Estruturas Compostas de Pórticos de Aço Preenchidos com Alvenaria de Concreto Celular Autoclavado". Dissertação de Doutoramento, Escola de Engenharia de São Carlos - Universidade de São Paulo, Brasil.
- Arêde, A. [1997]. "Seismic assessment of reinforced concrete frame structures with a new flexibility based element". PhD Thesis, FEUP.
- Carvalho, E. [2007]. "Anexo Nacional do Eurocódigo 8: Consequências para o dimensionamento sísmico em Portugal".
- CEN [2004]. "Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance - Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings", European Committee for Standardization, Brussels, Belgium.
- Chopra, A. [2007]. "Dynamics of Structures – Theory and Applications to Earthquake Engineering, Third Edition". Pearson Prentice Hall, ISBN: 0-13-156174-X
- Combescure, D [1996]. "Modélisation du comportement sous chargement sismique des structures de bâtiment comportant des murs de remplissage en maçonnerie". PhD Thesis, École Centrale de Paris, France.
- Combescure, D; Pegon, P. [1996]. "Numerical studies on one-bay masonry infilled R/C frames". Special Publication No. I.96.35, Joint Research Centre European Commission.
- Costa, A. G. [1999]. "Apostamentos da disciplina de Estruturas de Edifícios". Licenciatura em Engenharia Civil, FEUP.
- Dolsek, M.; Fajfar, P. [2008]. "The effect of masonry infills on the seismic response of a four-storey reinforced concrete frame – a deterministic assessment". Engineering Structures.
- Duarte, R. T.; Campos Costa, A. [1988]. "Earthquake behaviour of reinforced concrete frames structures infilled with masonry panels". Relatório, LNEC.
- Fonseca, J. [2005]. "Forma e estrutura no bloco de habitação, património moderno em Portugal". Dissertação de Mestrado, FAUP.
- Freitas, R. [2008]. "Estudo numérico do impacto da nova acção sísmica prevista no Eurocódigo 8 para o comportamento de edifícios na região Norte de Portugal". Dissertação de Mestrado Integrado, FEUP.
- Mainstone, R. J. [1971]. "On the stiffnesses and strengths of infilled frames". Proceedings of the Institution of Civil Engineers, Supplement (IV), Paper N°-73605.
- Melro, D. [2006]. "Comportamento sísmo-resistente de instalações hospitalares. Especificações e aplicação ao estudo do bloco B do Hospital Garcia de Horta". Dissertação de Mestrado, IST.
- 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, INC, ISBN: 0-471-54915-0.

Rodrigues, H. [2005]. “Desenvolvimento e calibração de modelos numéricos para a análise sísmica de edifícios”. Dissertação de Mestrado, FEUP.

Rodrigues, H.; Varum, H.; Costa, A. G. [2005]. “Modelo numérico não-linear para painéis de Alvenaria de Enchimento em Pórticos de Betão Armado”. Actas do Congreso Métodos Numéricos en Ingeniería, E.T.S. de Ingenieros de Caminos de la Universidad de Granada.

[1983]. “RSA – Regulamento de segurança e acções para estruturas de edifícios e pontes”. Lisboa.

Silva, J. [2008]. “Análise sísmica de edifícios existentes em betão armado com o recurso a metodologias simplificadas”. Dissertação de Mestrado Integrado, FEUP.

Stafford Smith, B. [1966]. "Lateral stiffness of infilled frames". Proceedings of the American Society of Civil Engineers, Vol. 88.

Stafford Smith, B.; Carter, C. [1969]. "A method of analysis for infilled frames". Proceedings of the Institution of Civil Engineers, Vol. 44.

Tomazevic, M. [1999]. “Earthquake resistant design of masonry buildings”. Series on Innovation in Structures and Construction - Vol. I, Imperial College Press, London, United Kingdom.

Varum, H. [1996]. “Modelo numérico para a análise sísmica de pórticos planos de betão armado”. Dissertação de Mestrado, FEUP.

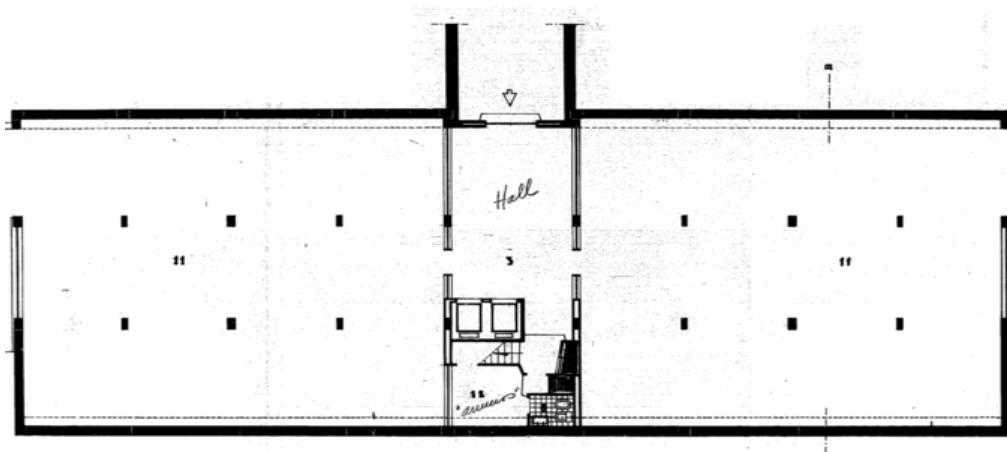
Varum, H. [2003]. “Seismic assessment, strengthening and repair of existing buildings”. PhD Thesis, Dept. Civil Engineering, University of Aveiro.

Zarnic, R.; Gostic, S. [1998]. “Non-linear modelling of masonry infilled frames”. Proceedings 11th European Conference on Earthquake Engineering.

ANEXO 1

EDIFÍCIO COSTA CABRAL

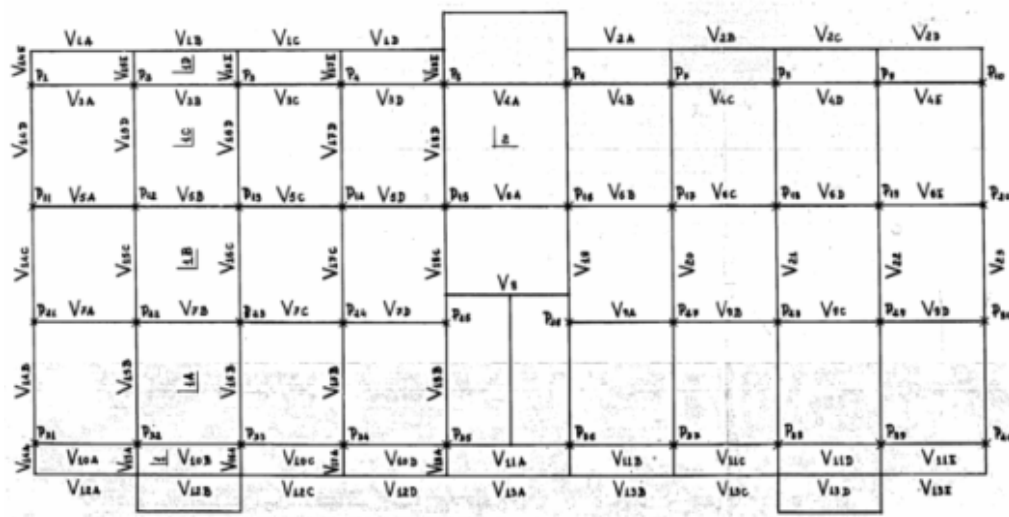
A1.1. PLANTAS DE ARQUITECTURA



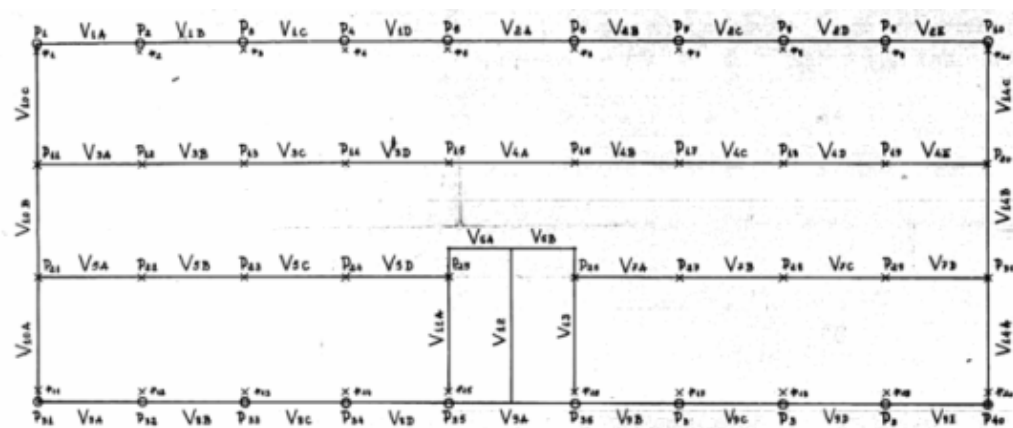
a) Planta da cave



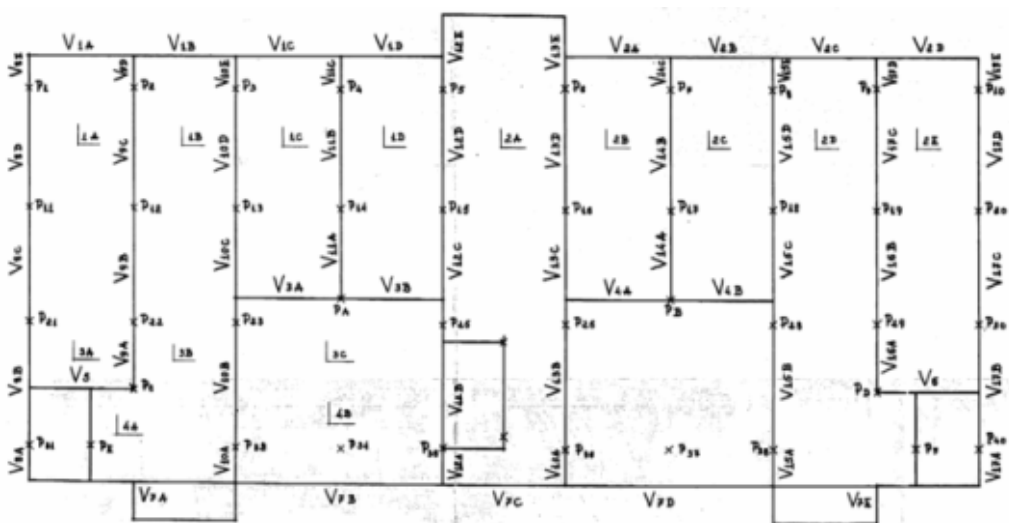
b) Planta do rés-do-chão



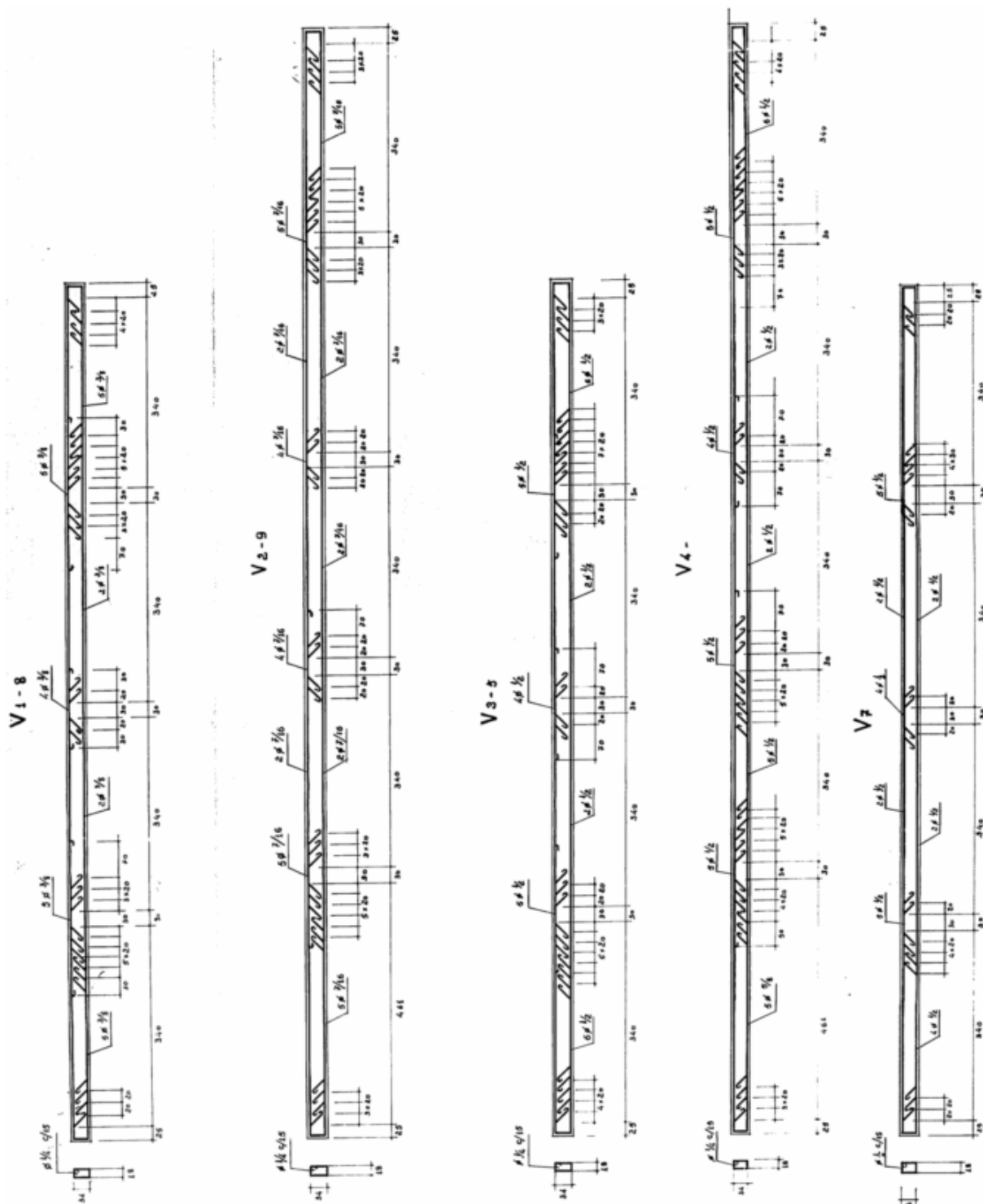
b) Planta estrutural do rés-do-chão

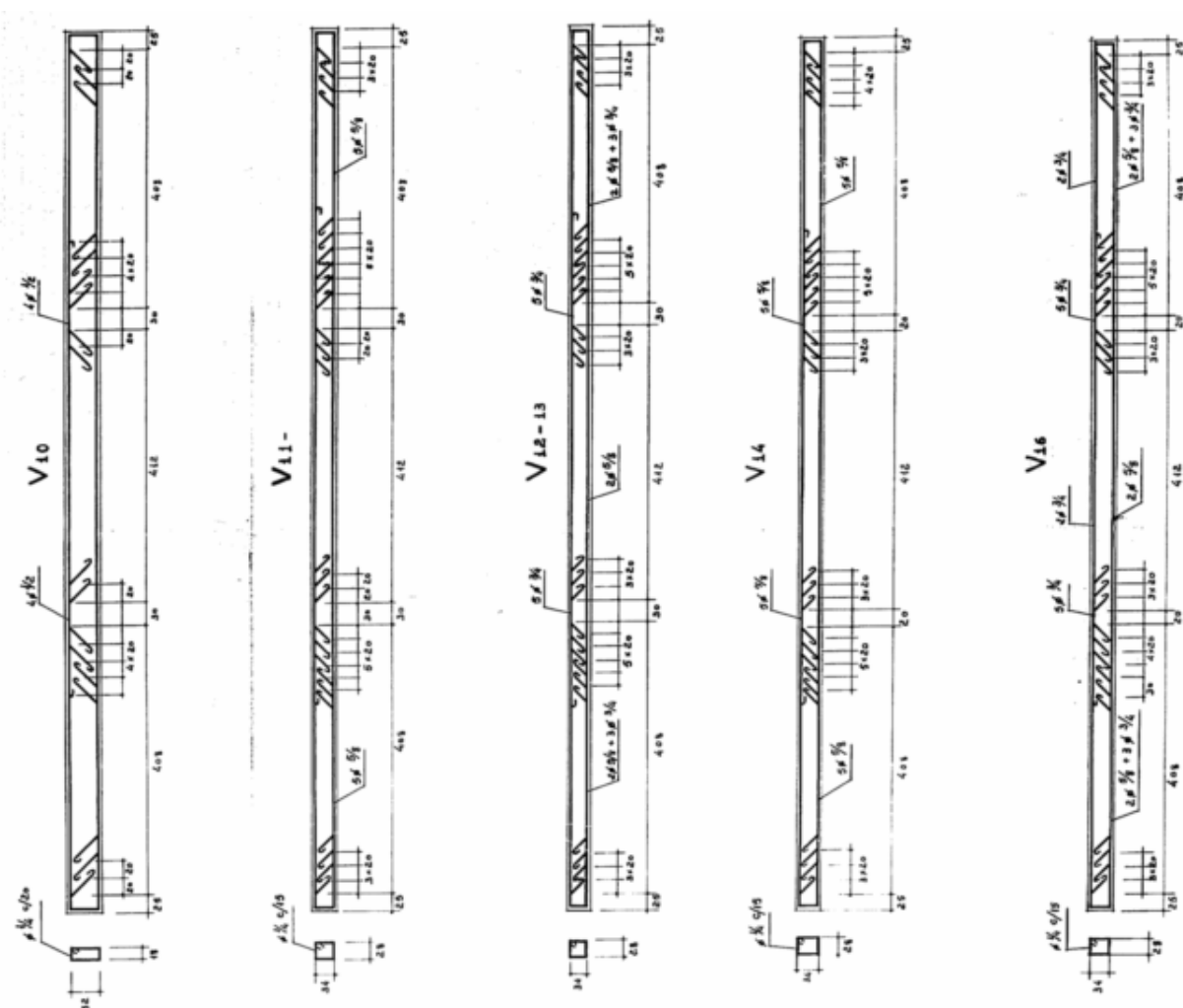


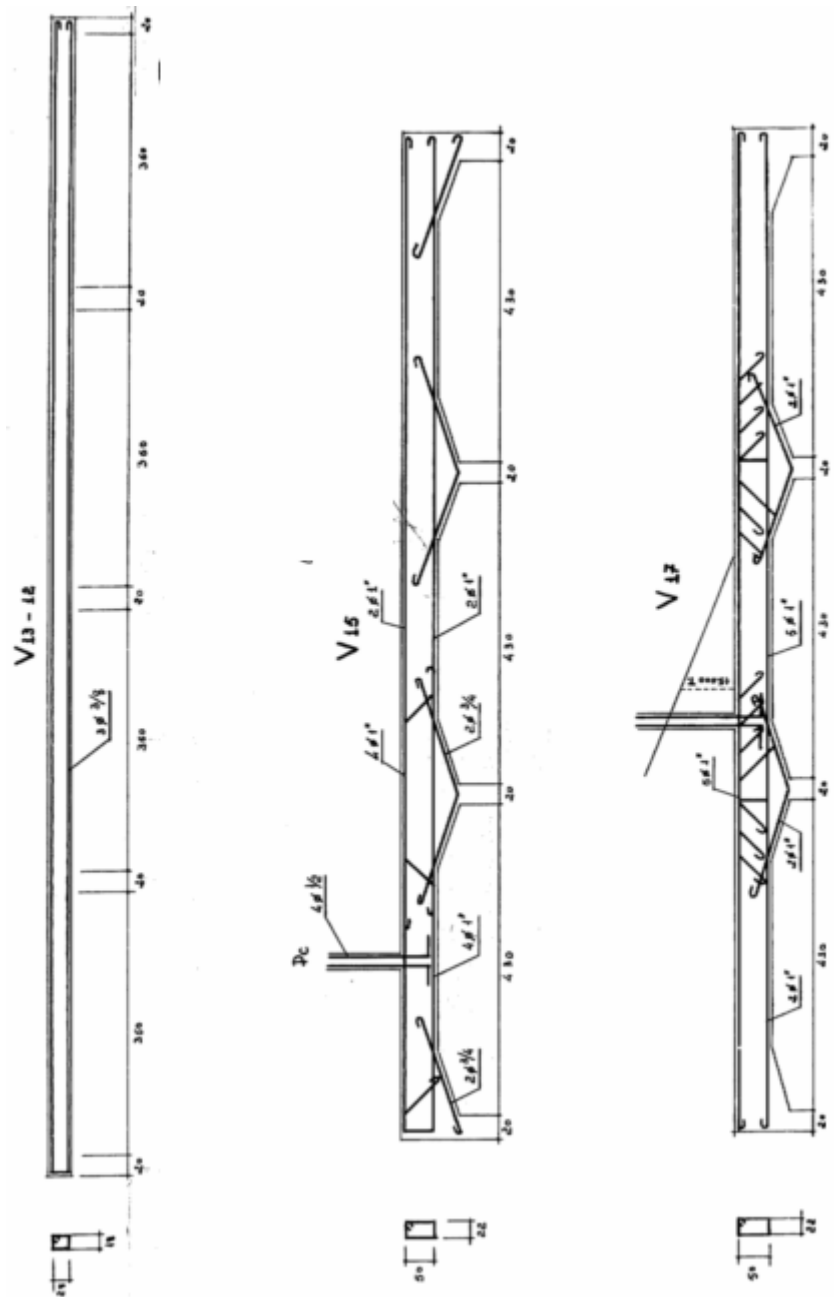
c) Planta estrutural do sub-tecto do rés-do-chão



A1.3. VIGAS





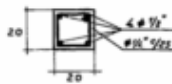


A1.4. PILARES

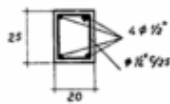
5º TETO

$P_1 \neq P_{11} - P_{21} - P_{22}$

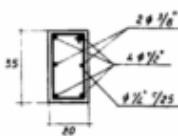
$P_{29} P_{30} P_{31} - P_{36} - P_{40}$



$P_{12} \neq P_{20} P_{26}$

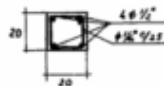


$P_{23} P_{28} - P_{35} - P_{38}$

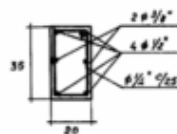


3º TETO

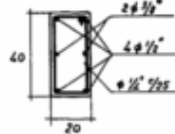
$P_1 P_{10}$



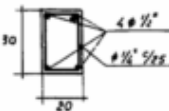
$P_2 P_3 P_7 P_8 P_9 P_{22} P_{29}$



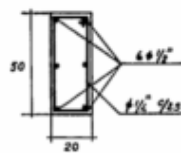
$P_2 P_5 P_6$



$P_{11} P_{20} P_{21}$
 $P_{30} P_{31} P_{36} P_4$

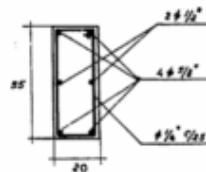


$P_{12} P_{13} P_{17} P_{18}$
 $P_{19} - P_{26}$

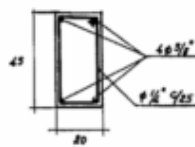


3º TETO

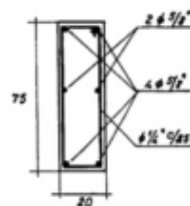
P_{14}



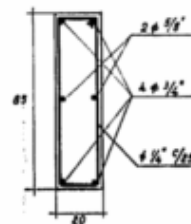
$P_{15} P_{16}$



$P_{23} P_{28}$

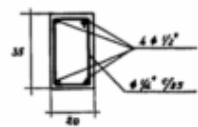


$P_{33} P_{38}$

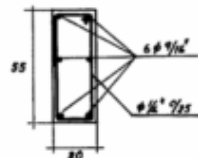


1º TETO

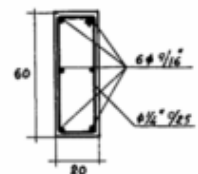
$P_1 P_{10}$



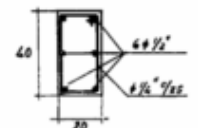
$P_2 P_3 P_7 P_8 P_9$



$P_4 P_5 P_6$

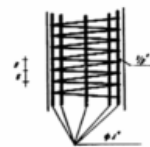
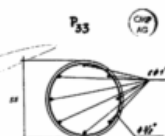
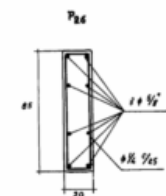
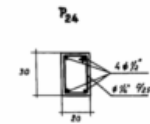
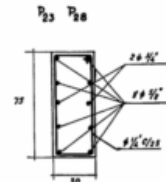
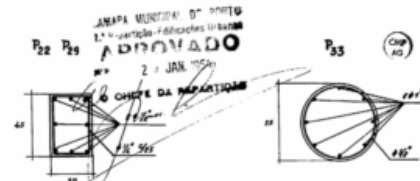
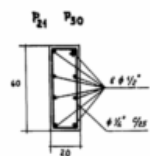
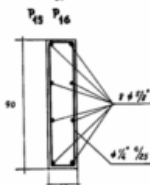
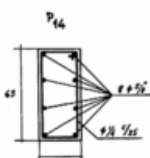
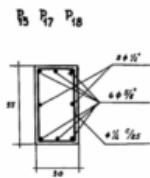
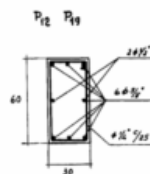
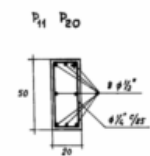
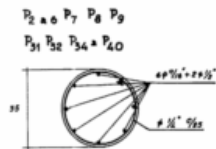
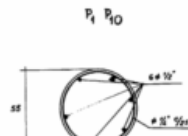
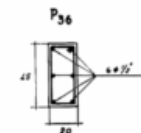
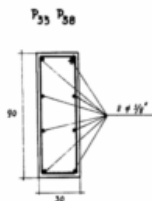
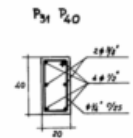
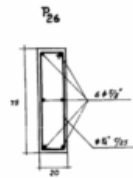


$P_{11} P_{20}$



1.º TETO

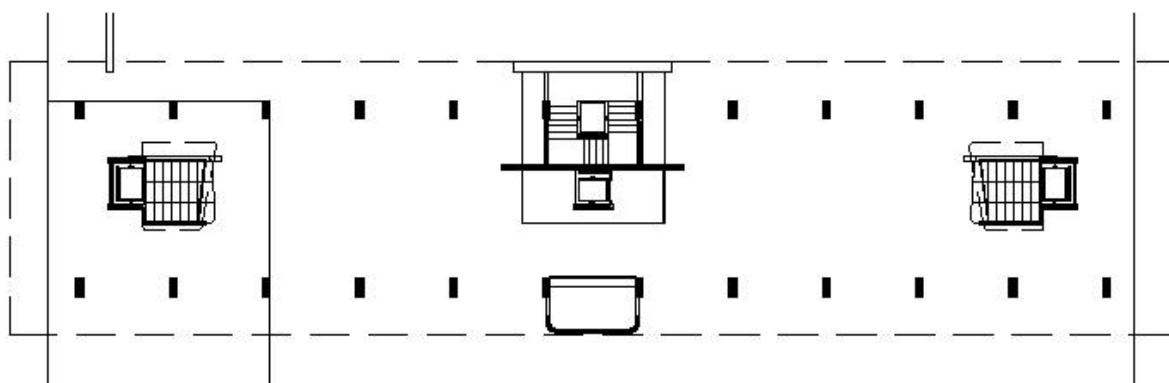
REZ DO CHÃO



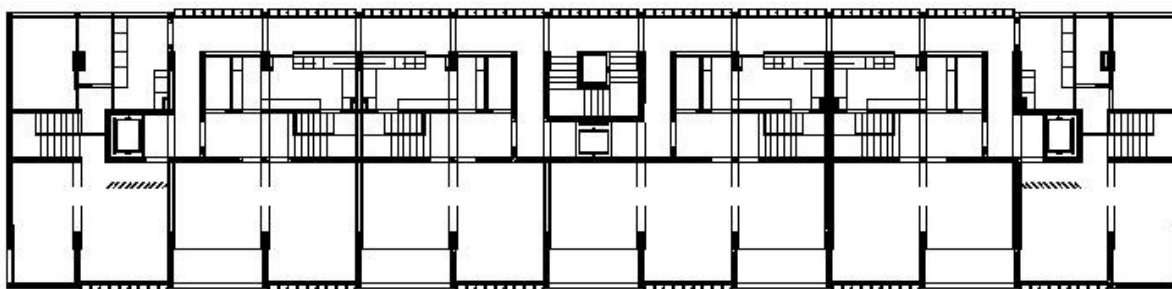
ANEXO 2

EDIFÍCIO INFANTE SANTO

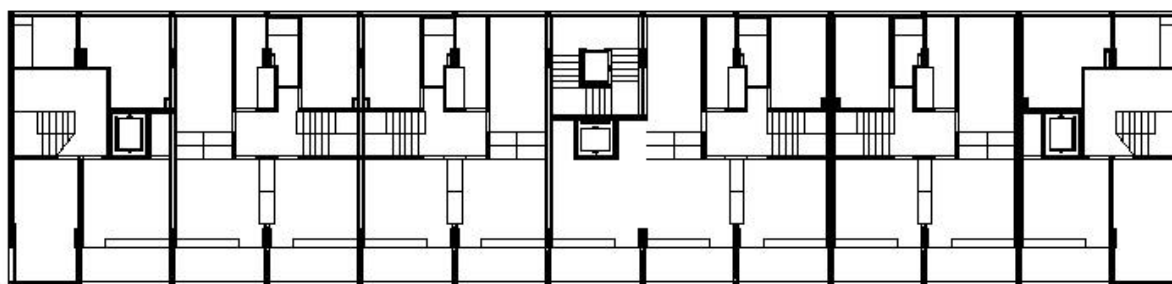
A2.1. PLANTAS DE ARQUITECTURA



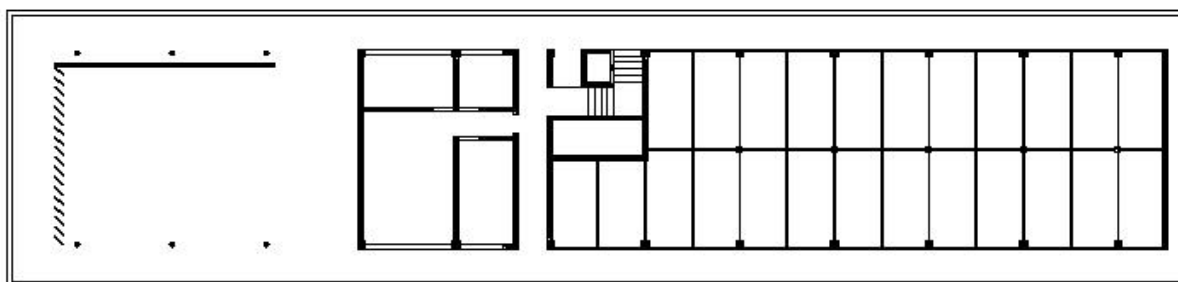
a) Planta do piso 0 (Fonseca, 2005).



b) Planta do piso inferior tipo (Fonseca, 2005).

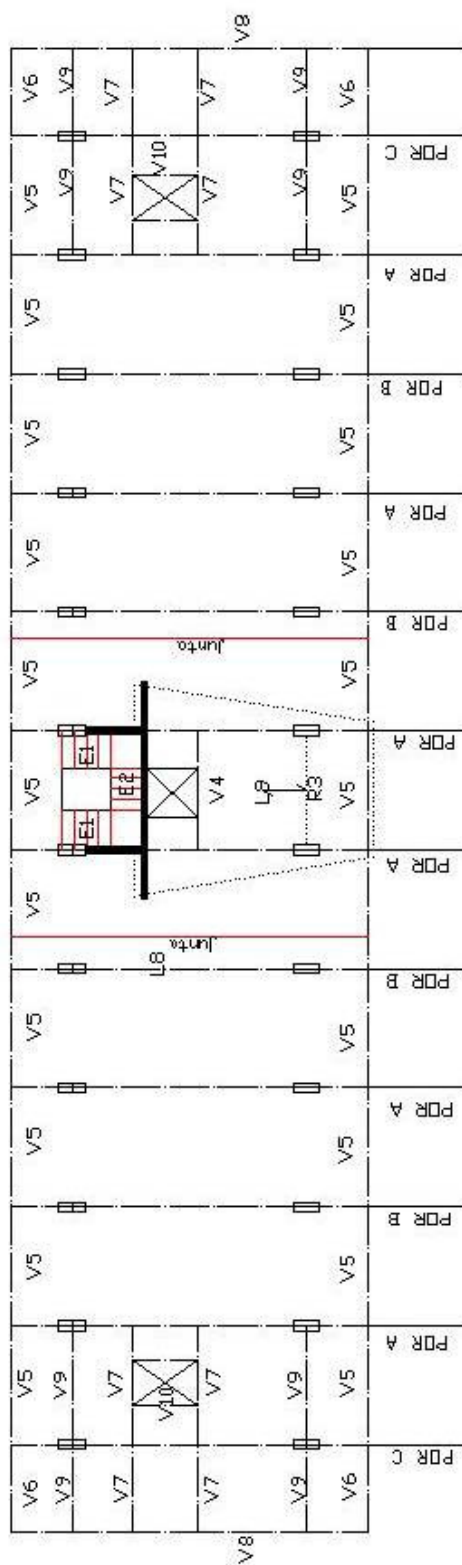


c) Planta do piso superior tipo (Fonseca, 2005).

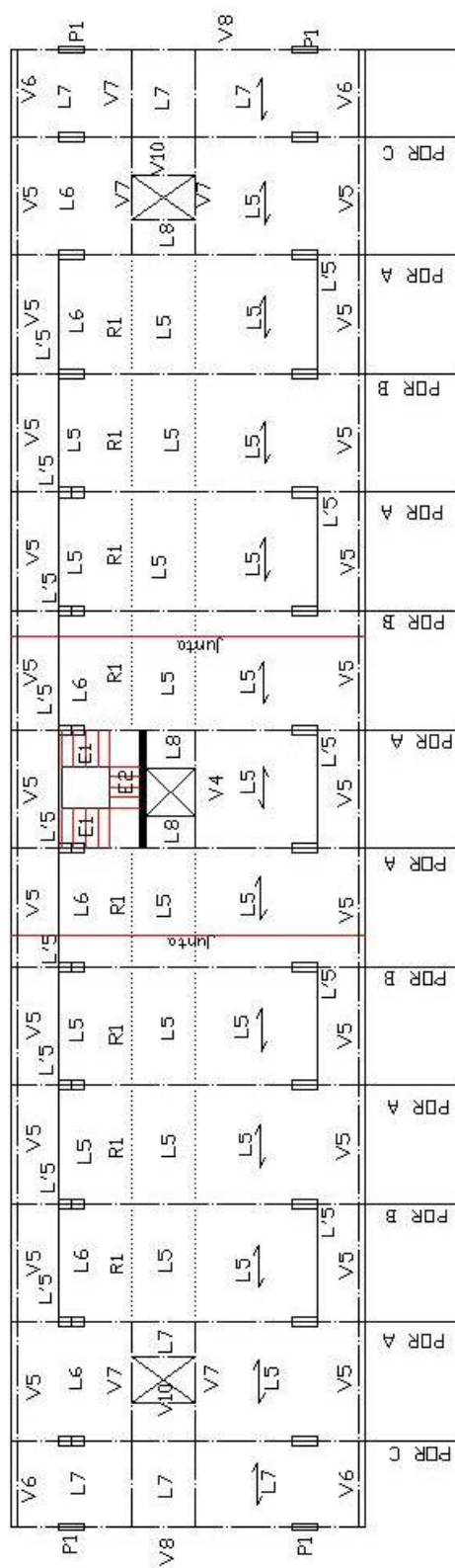


d) Planta da cobertura (Fonseca, 2005).

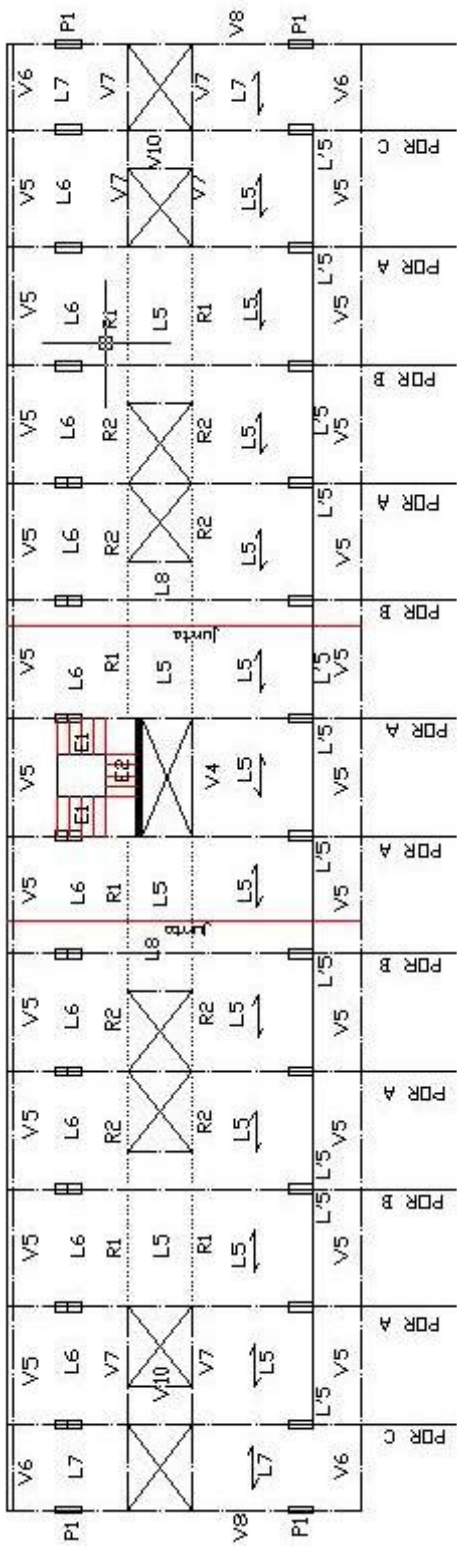
A2.2. PLANTAS ESTRUTURAIS



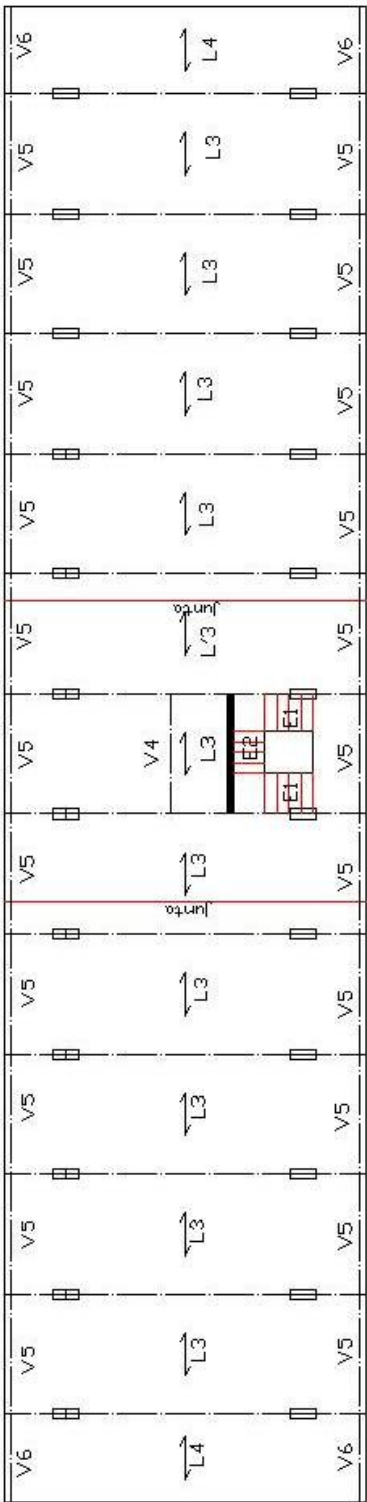
a) Planta Estrutural do piso 0 (Rodrigues, 2005).



b) Planta Estrutural do piso inferior tipo (Rodrigues, 2005).



c) Planta Estrutural do piso superior tipo (Rodrigues, 2005).



d) Planta Estrutural da cobertura (Rodrigues, 2005).

A2.3. VIGAS

Quadro de vigas do pórtico A			
	Consola	Viga	
	Varanda	$\frac{1}{2}$ Vão	Extremidades
Piso 8			
Piso 7			
Piso 6			
Piso 5			
Piso 4			
Piso 3			
Piso 2			
Piso 1			
R/C			

a) Quadro de Vigas do Pórtico A (Rodrigues, 2005).

Quadro de vigas do pórtico B e C			
	Consola	Viga	
	Varanda	$\frac{1}{2}$ Vão	Extremidades
Piso 8			
Piso 7			
Piso 6			
Piso 5			
Piso 4			
Piso 3			
Piso 2			
Piso 1			
R/C			

b) Quadro de Vigas dos Pórticos B e C (Rodrigues, 2005).

A2.4. PILARES

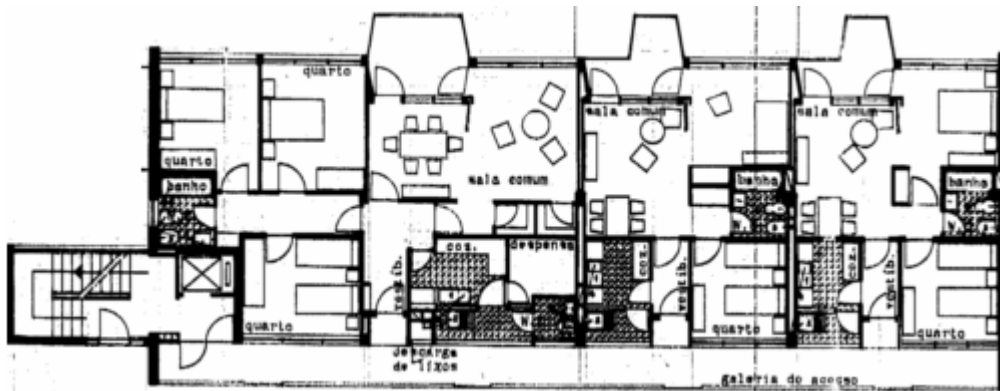
	Quadro de pilares		
	Pórtico A	Pórtico B	Pórtico C
Piso 8			
Piso 7			
Piso 6			
Piso 5			
Piso 4			
Piso 3			
Piso 2			
Piso 1			
R/C			
Lojas			

a) Quadro de Pilares (Rodrigues, 2005).

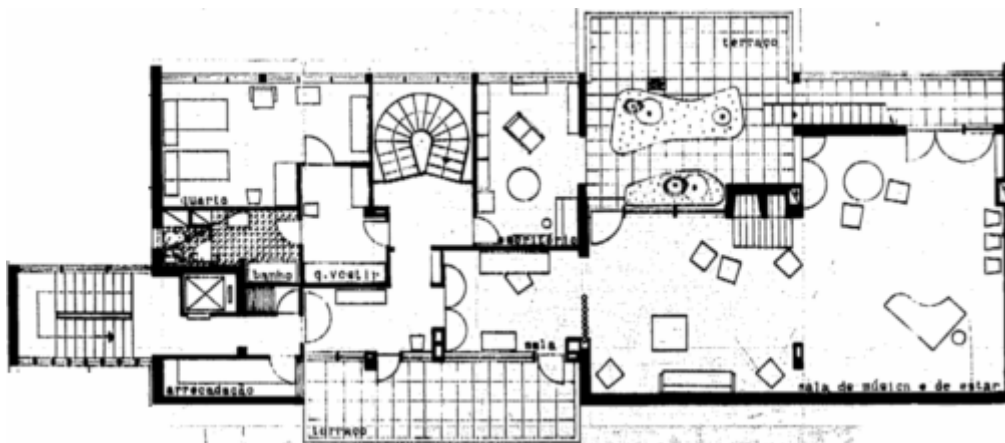
ANEXO 3

EDIFÍCIO PARNASO

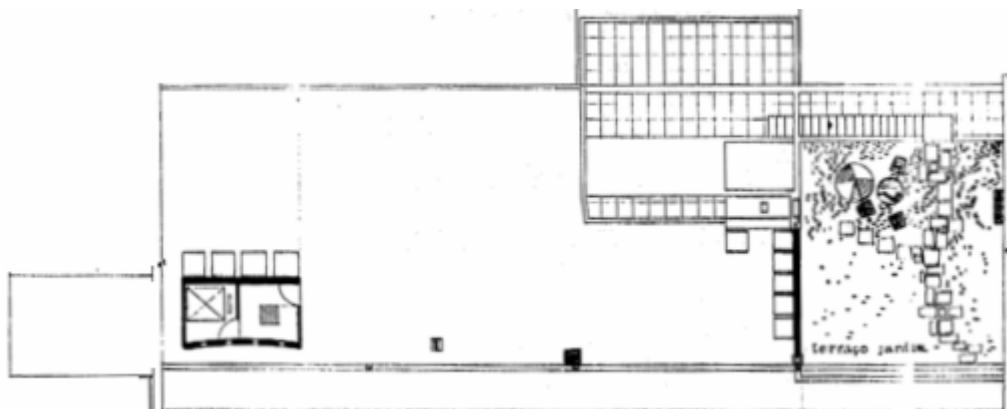
A3.1. PLANTAS DE ARQUITECTURA



a) Planta do piso tipo.

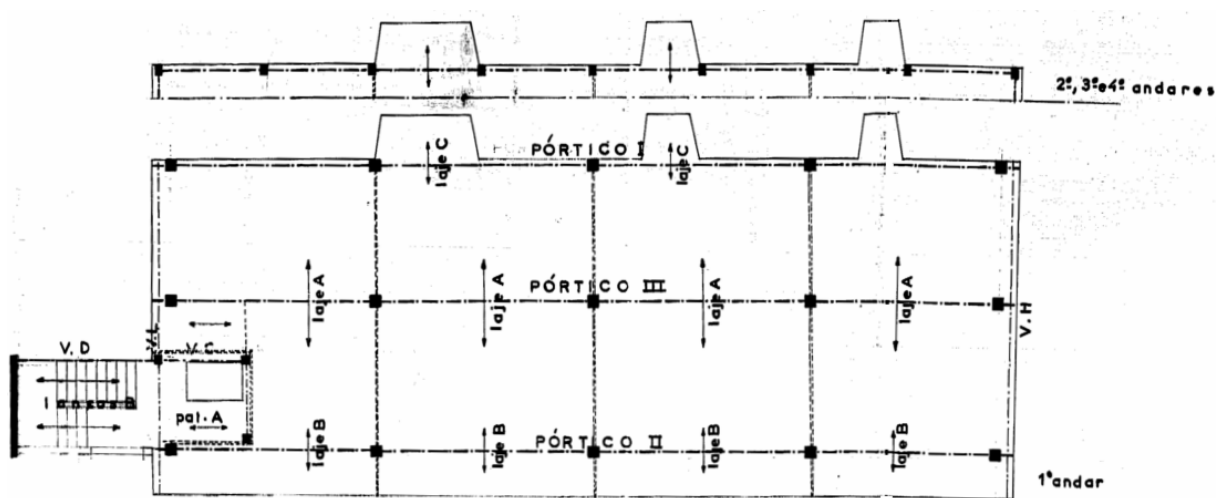


b) Planta do 6º piso.

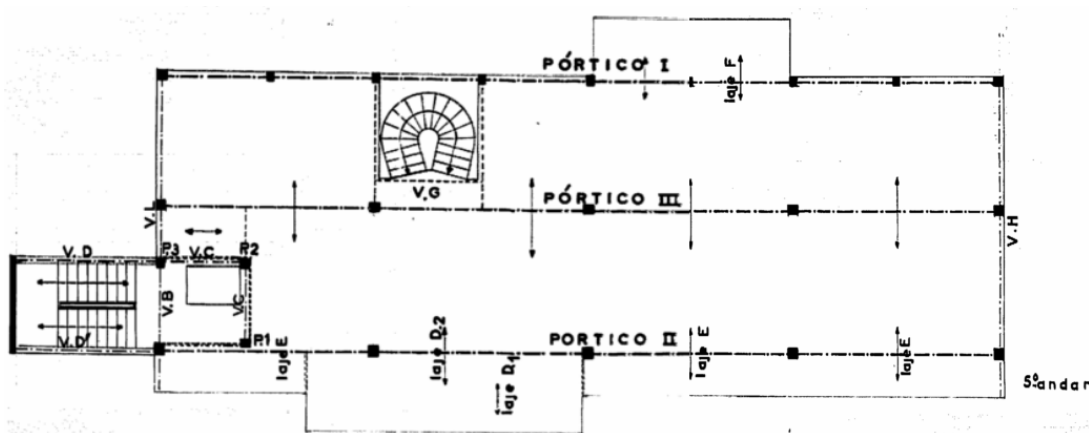


c) Planta da cobertura.

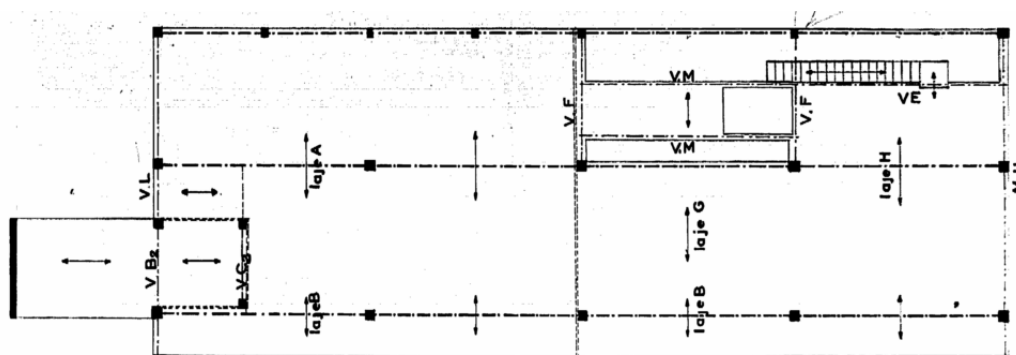
A3.2. PLANTAS ESTRUTURAIS



a) Planta estrutural do primeiro ao quarto andar



b) Planta estrutural do quinto andar

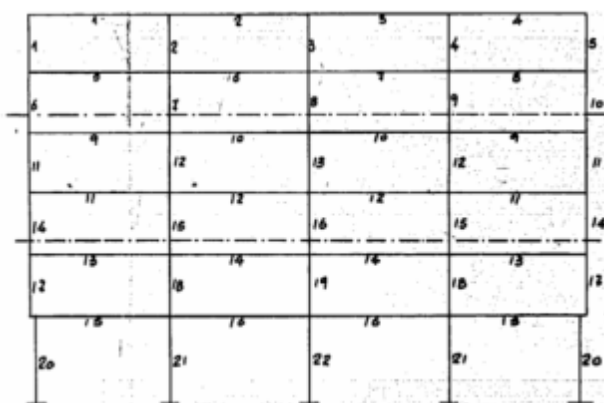


c) Planta estrutural da cobertura

A3.3. PÓRTICOS



a) Pórtico I

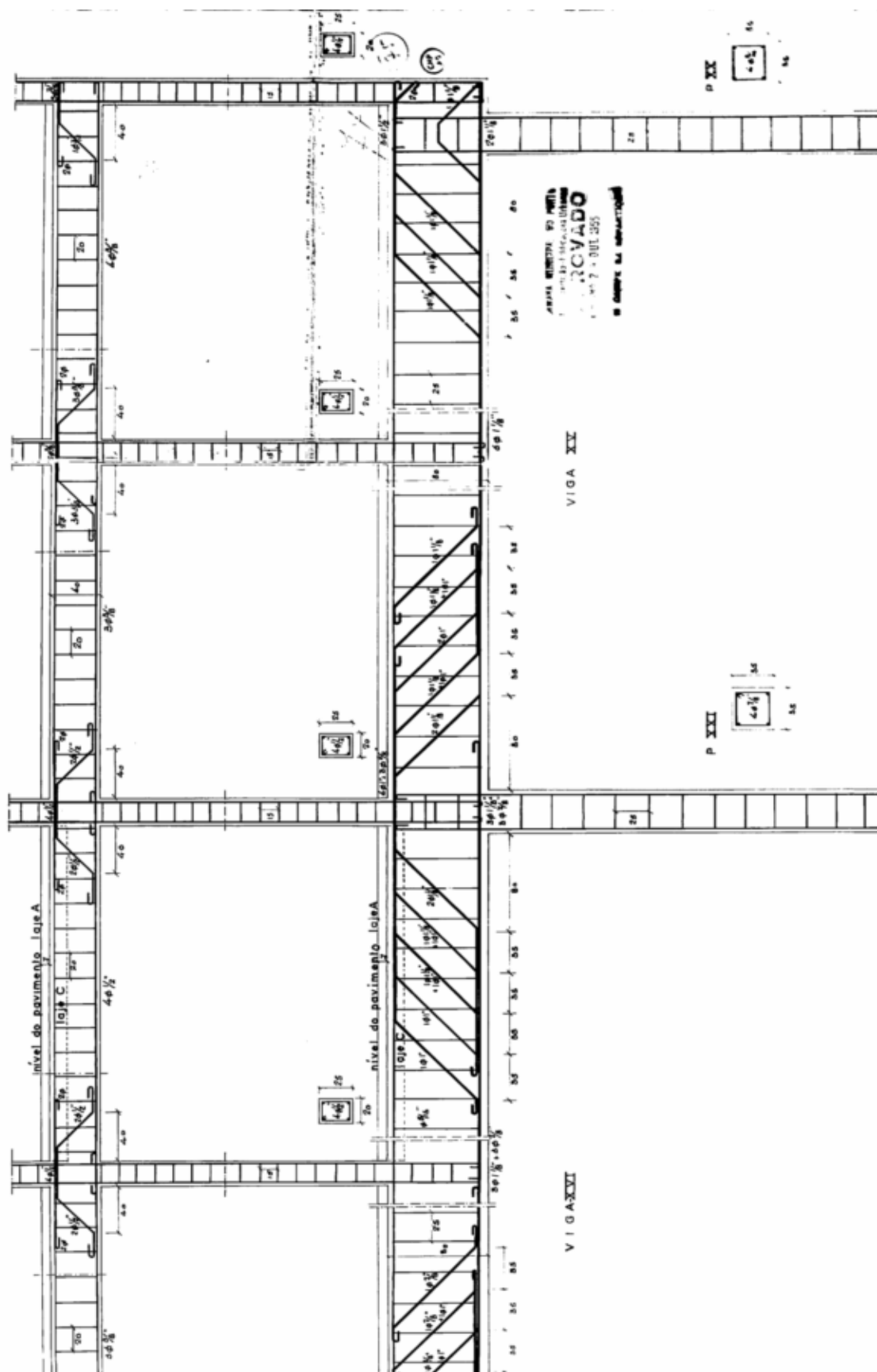


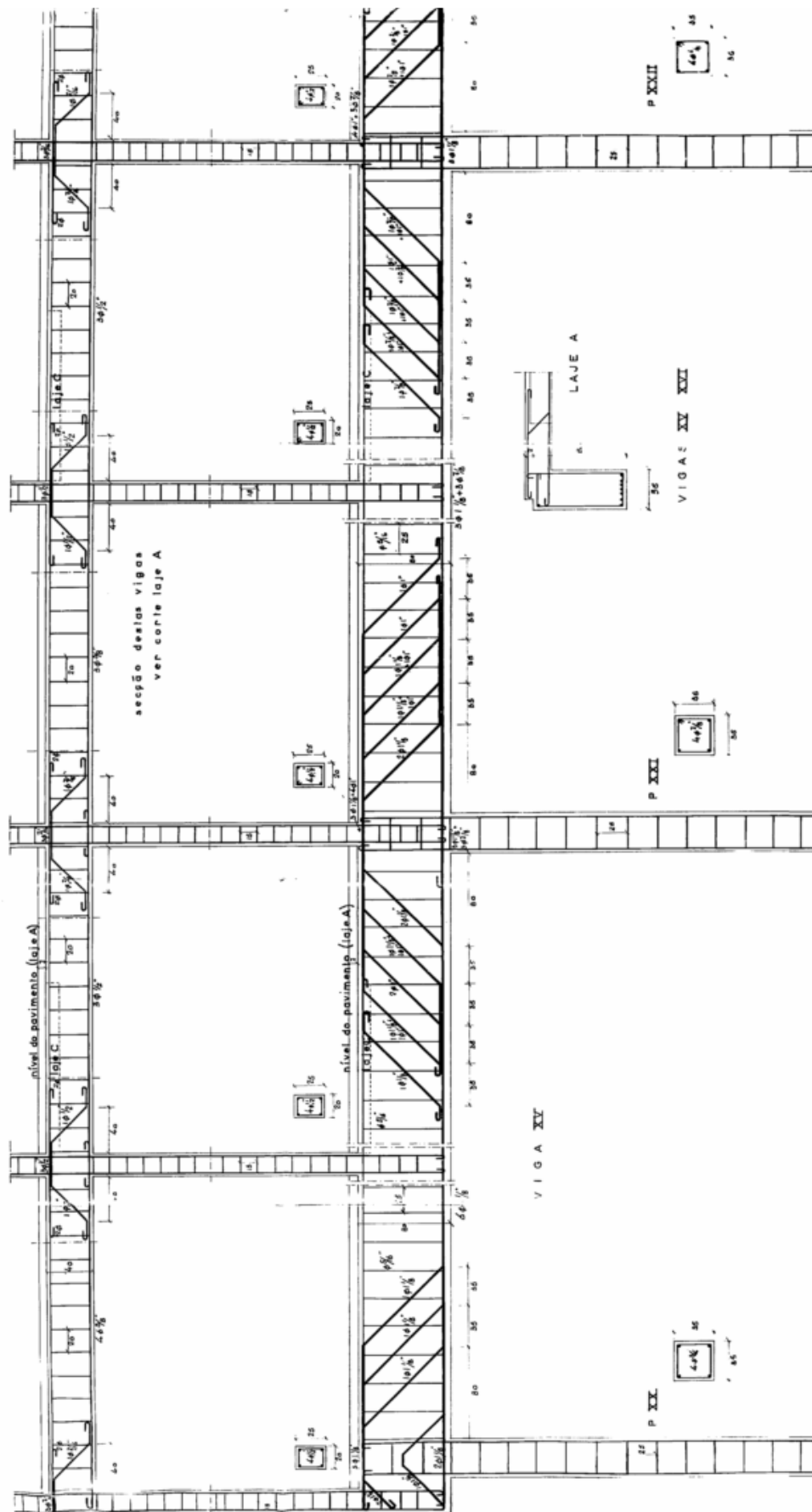
b) Pórtico II

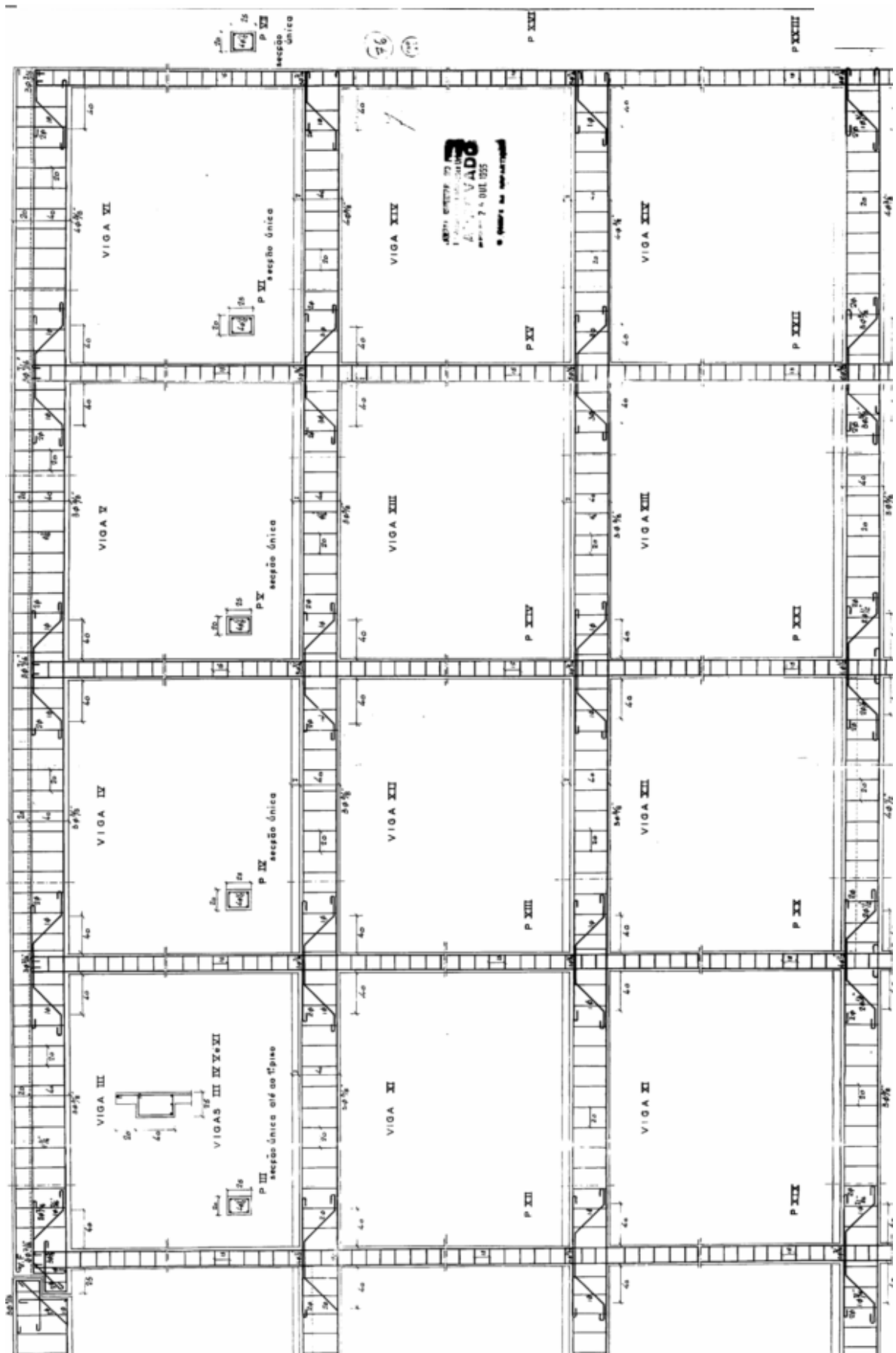


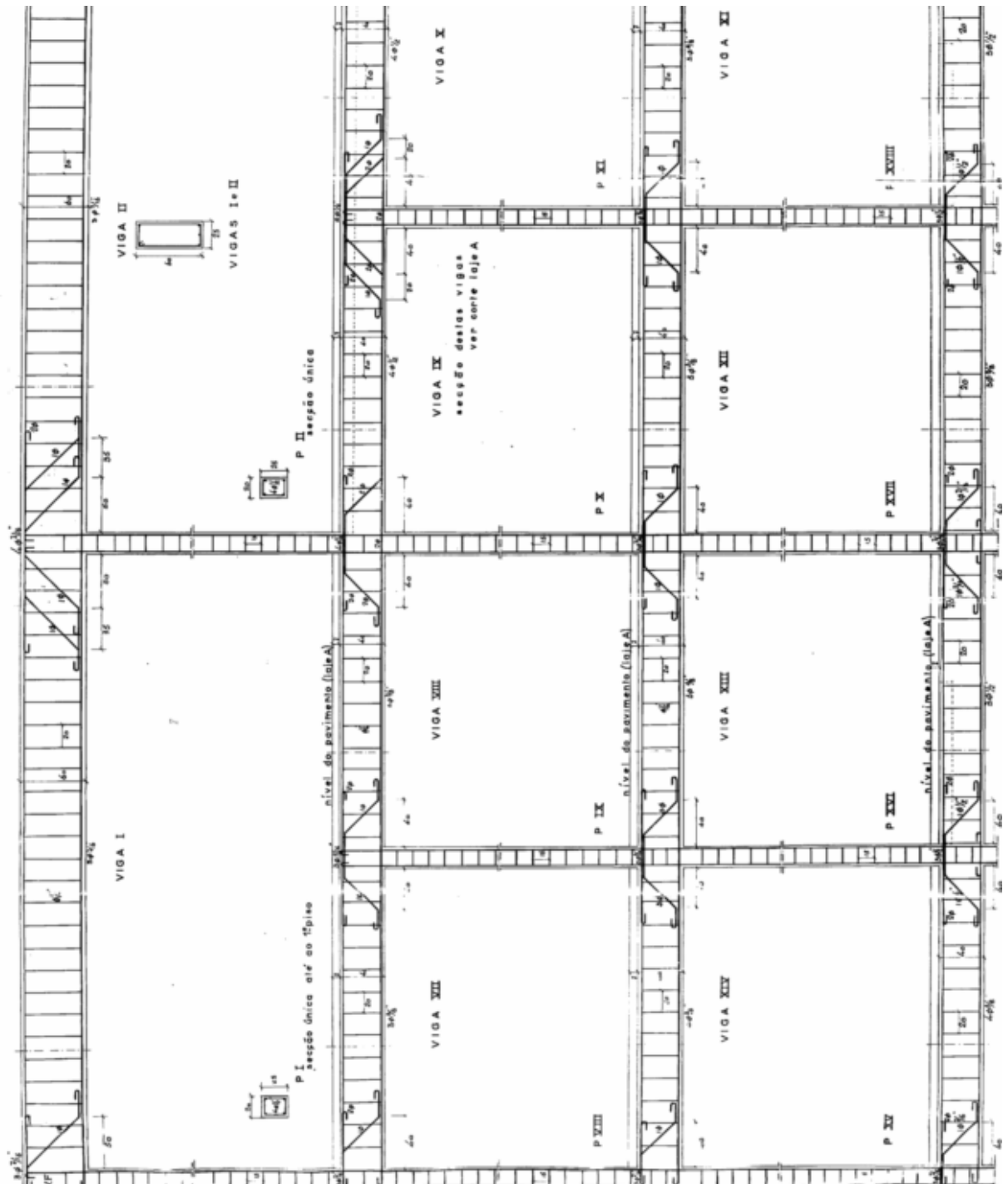
c) Pórtico III

Pórtico I

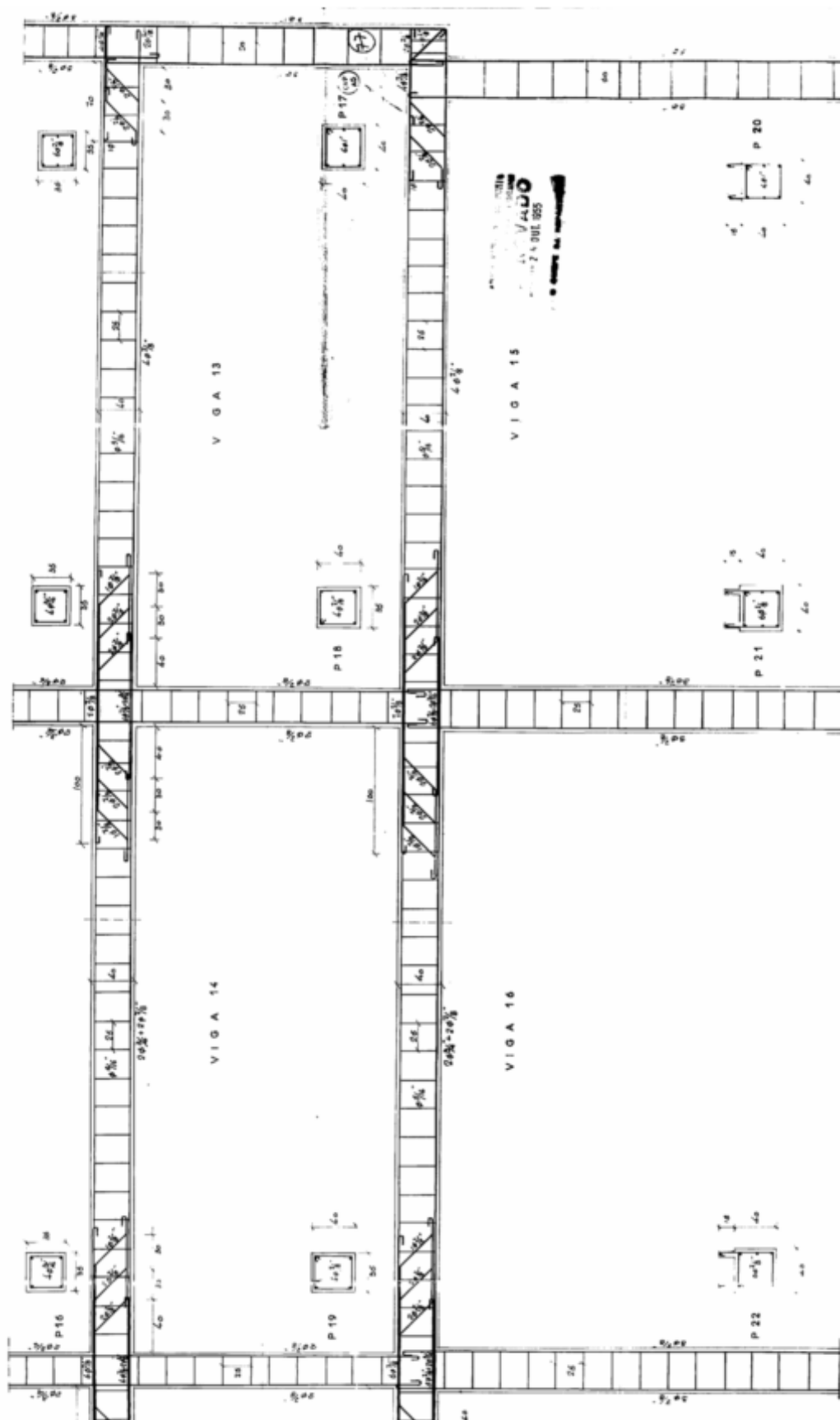


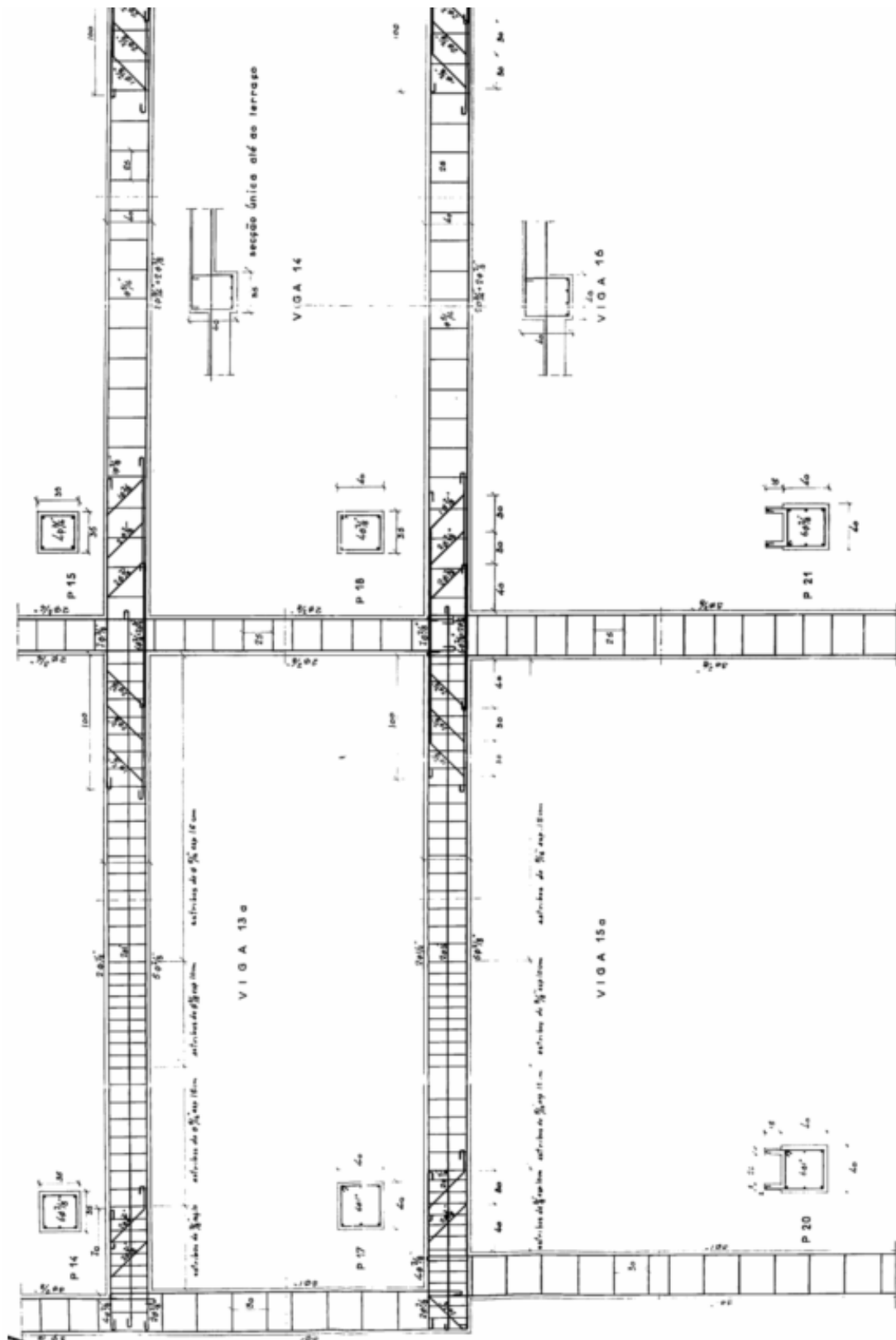


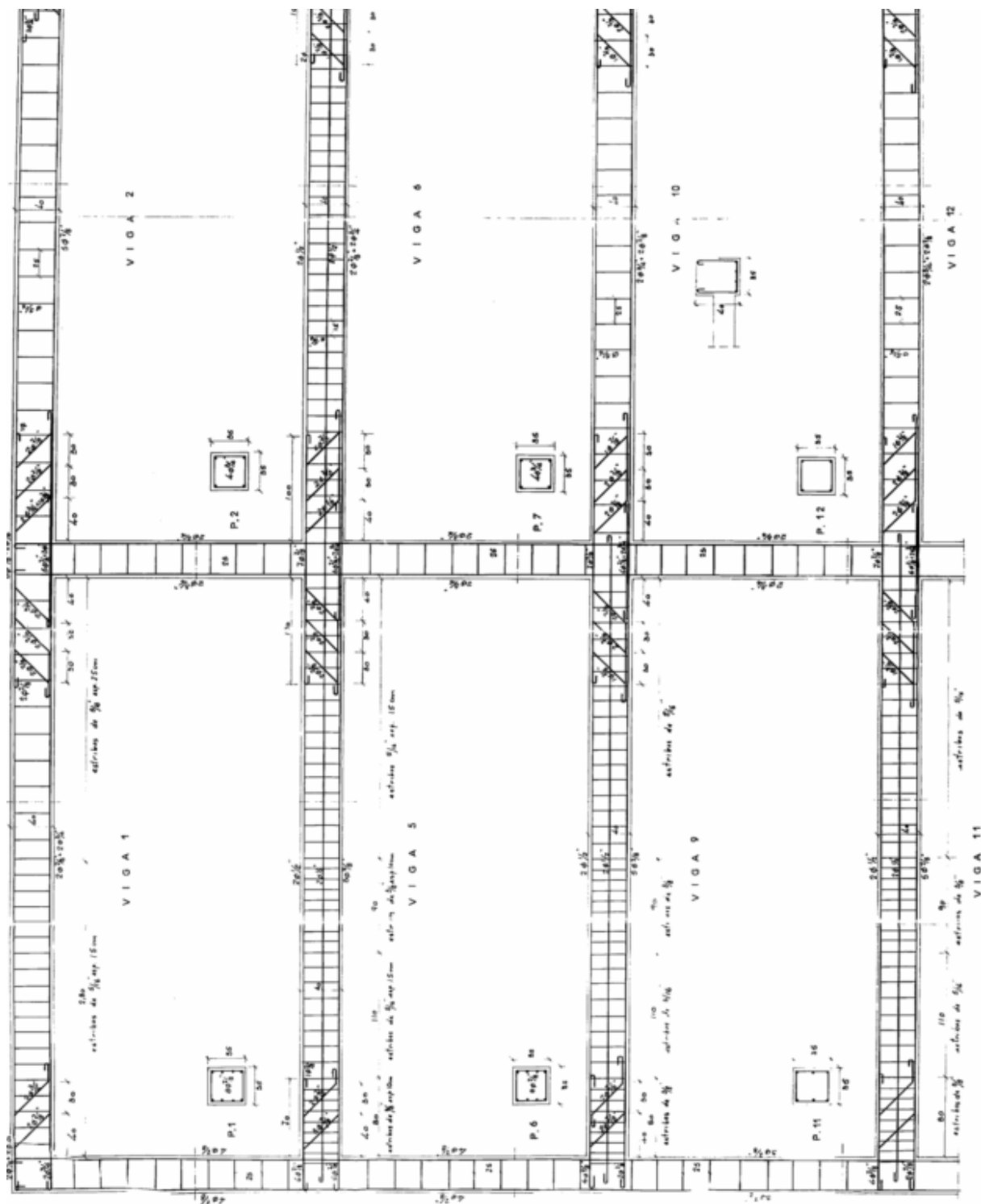




Pórtico II







Pórtico III

