

AVALIAÇÃO EXPERIMENTAL E NUMÉRICA DA INFLUÊNCIA DOS PAINÉIS DE ENCHIMENTO DE ALVENARIA DE TIJOLO NA RIGIDEZ E RESPOSTA SÍSMICA DE ESTRUTURAS DE BETÃO ARMADO

ANDREIA SOFIA LIMA CARVALHIDO

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

Co-Orientador: Professor Doutor Humberto Salazar Amorim Varum

JUNHO DE 2009

MESTRADO INTEGRADO EM ENGENHARIA CIVIL 2008/2009

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 - 2008/2009 - 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

Conhecimento é Poder

Francis Bacon

AGRADECIMENTOS

Ao concluir este trabalho não posso deixar de agradecer a todos aqueles que me acompanharam durante esta etapa da minha vida através da sua disponibilidade, compreensão ou amizade e que contribuíram de forma directa e indirecta para a realização desta dissertação.

Em primeiro lugar, agradeço de forma especial ao meu orientador, Professor António Arêde, pelo conhecimento que transmitiu, pela disponibilidade, boa disposição e dedicação, que se mostraram essenciais para a realização deste trabalho.

Devo também os meus sinceros agradecimentos ao Engenheiro Hugo Rodrigues, pela sua incrível disponibilidade e conhecimento, associados às explicações e indicações sem as quais este trabalho não seria possível.

Ainda tenho que agradecer ao Engenheiro João Milheiro, que além de colega, teve um importante papel na solução de diversas questões com que me deparei, pela paciência, humanismo e boa disposição de valor incomensurável.

Aos meus amigos, que me acompanharam sempre nos bons e maus momentos, pela compreensão e amizade, assim como pelo importante convívio sem o qual seria difícil a conclusão deste trabalho.

Agradeço de forma muito especial à minha Família, especialmente aos meus pais e irmã, que sempre me deram tudo e criaram todas as condições para chegar onde estou. Pelo apoio e incentivo sempre demonstrados no decorrer do trabalho e pelo exemplo a seguir que sempre constituíram para mim. Sem eles nada teria sido possível.

RESUMO

Apesar de ser prática corrente de projecto desprezar o contributo estrutural dos painéis de enchimento de alvenaria no dimensionamento, assumindo-se que se está do lado da segurança, estudos experimentais e observação de danos e colapsos de edifícios sujeitos a sismos vêm contrariar o descrito. Verificou-se que os painéis de enchimento de alvenaria de tijolo têm um contributo significativo no comportamento das estruturas sujeitas a acções sísmicas, alterando factores importantes do dimensionamento como a rigidez, capacidade de dissipação de energia e ductilidade dos elementos.

Assim sendo, este trabalho tem como objectivo avaliar numérica e experimentalmente a influência no comportamento dos painéis de enchimento de alvenaria de tijolo, nas estruturas porticadas de betão armado sujeitas a acções sísmicas.

São apresentados os principais efeitos, favoráveis ou desfavoráveis, que os painéis de enchimento exercem na resposta sísmica das estruturas, assim como, um estudo da forma como estes elementos não-estruturais interagem com os pórticos envolventes. Apresentam-se ainda as metodologias mais correntemente utilizadas para a modelação destes elementos.

Realizaram-se modelações numéricas para dois edifícios da região Norte mas de épocas diferentes, para avaliar as situações sem e com painéis de alvenaria, recorrendo tanto a análises lineares como não-lineares.

No final, procurou-se extrair conclusões gerais de todos os modelos estudados, com o intuito de sistematizar os resultados e encontrar tendências comuns. Constatou-se e confirmou-se a grande importância dos painéis de enchimento de alvenaria na resposta sísmica das estruturas.

PALAVRAS-CHAVE: alvenaria de tijolo, painéis de enchimento, biela equivalente, resposta sísmica.

ABSTRACT

In spite of being a current practice of project to look down on the structural contribution of the masonry infilling panels on the dimension assuming that it is on the safety side, experimental studies, damage observation and collapsing of buildings subject to earthquakes have contradicted what has been said. It was verified that the infilling panels made from masonry have a significant contribution on the structural behaviours subject to seismic actions, altering important factors of the dimension such as the rigidity, energy waste capacity and element flexibility.

So being, this project's objective is to evaluate numerically and experimentally the behavioral influence of the masonry infilling panels, on the seismic response of reinforced concrete frame buildings.

The main effects are presented, favorable or unfavorable, that the infilling panels exert on the seismic response of the structures, as well as, a study of the way these non-structural elements interact with the involving porches. They also show the most currently used methodologies for the shaping of these elements.

There was numerical shaping done for two buildings from the North but at different times, to evaluate the situations with and without masonry panels, resorting to linear, as well as, non-linear analyses.

At the end, general conclusions were experimented of all models studied, with the intention of systematizing the results and find common tendencies. It was noted and confirmed the great importance of the masonry infilling panels in the seismic response of the structures.

KEYWORDS: brick masonry, infilling panels, equivalent strut, 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 ENCHIMENTO DE ALVENARIA EM ESTRUTURAS PORTICADAS DE BETÃO ARMADO SUJEITAS A ACÇÕES SÍSMICAS	3
2.3. COMPORTAMENTO ESTRUTURAL DOS 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 & CARTER	11
2.4.2. MÉTODO DE MAINSTONE	18
2.4.3. MÉTODO DE SMITH & RIDDINGTON	18
2.4.4. MÉTODO DE PRIESTLEY	20
2.4.5. MÉTODO DE AL-CHAAR	20
2.5. ABERTURAS NOS PAINÉIS DE ENCHIMENTO DE ALVENARIA.....	25
2.6. CONSIDERAÇÕES FINAIS	27

3. APRESENTAÇÃO DOS CASOS DE ESTUDO	29
3.1. INTRODUÇÃO	29
3.2. BLOCO DE COSTA CABRAL – PORTO 1953	29
3.2.1. DESCRIÇÃO ARQUITECTÓNICA	30
3.2.2. DESCRIÇÃO ESTRUTURAL	31
3.2.3. DISPOSIÇÃO DOS PAINÉIS DE ALVENARIA	32
3.3. EDIFÍCIO QUINTA DO GAMA – AVANCA 1999.....	33

3.3.1. DESCRIÇÃO ARQUITECTÓNICA	34
3.3.2. DESCRIÇÃO ESTRUTURAL	34
3.3.3. DISPOSIÇÃO DOS PAINÉIS DE ALVENARIA	36
3.4. CONSIDERAÇÕES FINAIS	37

4. ANÁLISE DINÂMICA LINEAR.....39

4.1. INTRODUÇÃO	39
4.2. PROCESSO DE MODELAÇÃO	39
4.3. MODELAÇÃO NUMÉRICA SEM PAINÉIS DE ALVENARIA	40
4.3.1. ACÇÃO SÍSMICA	40
4.3.1.1. Zonamento sísmico	40
4.3.1.2. Definição do espectro de resposta elástico horizontal	41
4.3.2. ACÇÕES CONSIDERADAS	42
4.3.3. COMBINAÇÕES DE ACÇÕES	44
4.3.4. MODELAÇÃO NUMÉRICA	44
4.3.5. FREQUÊNCIAS E MODOS DE VIBRAÇÃO	46
4.4. MODELAÇÃO NUMÉRICA COM PAINÉIS DE ALVENARIA.....47	47
4.4.1. EDIFÍCIO DE COSTA CABRAL	48
4.4.1.1. Frequências experimentais.....	48
4.4.1.2. Aspectos Particulares da Modelação.....	49
4.4.1.3. Calibração.....	50
4.4.1.4. Comparação com os Métodos das Bielas Diagonais Equivalentes.....	51
4.4.1.5. Análise de Resultados.....	52
4.4.2. EDIFÍCIO DE AVANCA	55
4.4.2.1. Frequências experimentais.....	55
4.4.2.2. Aspectos Particulares da Modelação.....	57
4.4.2.3. Calibração.....	58
4.4.2.4. Comparação com os Métodos das Bielas Diagonais Equivalentes.....	59
4.4.2.5. Análise de Resultados.....	60
4.4. CONSIDERAÇÕES FINAIS	63

5. ANÁLISE DINÂMICA NÃO-LINEAR.....65

5.1. INTRODUÇÃO	65
------------------------------	-----------

5.2. PROCESSO DE MODELAÇÃO	65
5.3. O PROGRAMA PORANL	65
5.3.1. MODELO DE COMPORTAMENTO NÃO-LINEAR EM FLEXÃO DE ELEMENTOS DE BETÃO ARMADO	66
5.3.2. MODELAÇÃO DOS PAINÉIS DE ALVENARIA	69
5.4. DEFINIÇÃO DA CARGA ESTÁTICA, MASSA E AMORTECIMENTO	74
5.5. ACÇÃO SÍSMICA	74
5.6. CALIBRAÇÃO DOS MODELOS NUMÉRICOS	76
5.7. ASPECTOS PARTICULARES DA MODELAÇÃO	77
5.8. FREQUÊNCIAS E MODOS DE VIBRAÇÃO	78
5.9. ANÁLISE DE RESULTADOS	79
5.9.1. DESLOCAMENTOS	79
5.9.2. DRIFTS	80
5.9.3. ESFORÇOS DE CORTE	81
5.9. CONSIDERAÇÕES FINAIS	82
 6. CONCLUSÃO	 85
6.1. INTRODUÇÃO	85
6.2. CONCLUSÃO FINAL	85
6.2. DESENVOLVIMENTOS FUTUROS	86
 BIBLIOGRAFIA	 87
 ANEXOS	

ÍNDICE DE FIGURAS

Fig.2.1 - Colapsos de paredes de alvenaria para fora do seu plano (Varum, 2003).....	4
Fig.2.2 - Preenchimento parcial de um pórtico de betão armado (Oliveira, 1995 e Varum, 2003)	5
Fig.2.3 - Mecanismos de pilar-curto devido a aberturas nos painéis de alvenaria (Varum, 2003)	5
Fig.2.4 - Mecanismos de soft-storey devido a pisos sem painéis de alvenaria (Varum, 2003)	5
Fig.2.5 - Estrutura de betão armado preenchida com painéis de alvenaria em dois alçados (Oliveira, 1995)	6
Fig.2.6 - Comportamento monolítico do conjunto pórtico/painel de alvenaria (Rodrigues, 2005)	7
Fig.2.7 - Separação entre o pórtico e o painel formando uma biela diagonal equivalente (Melro, 2006).....	7
Fig.2.8 - Mecanismo de rotura por fissuração diagonal (Melro, 2006)	8
Fig.2.9 - Mecanismo de rotura por corte ao longo da junta horizontal de argamassa (Melro, 2006).....	8
Fig.2.10 - Mecanismo de rotura por esmagamento dos cantos comprimidos (Melro, 2006).....	9
Fig.2.11 - Modelo de elementos finitos (Alvarenga, 2002)	10
Fig.2.12 - Comprimentos de contacto entre o painel e o pórtico (Oliveira, 1995).....	11
Fig.2.13 - Resistência da escora diagonal em função de λh (Melro, 2006) (adaptado de Stafford Smith, 1966)	13
Fig.2.14 - Representação da biela diagonal equivalente (Oliveira, 1995)	14
Fig.2.15 - Ábacos para determinar a largura da biela equivalente (Melro, 2006)	15
Fig.2.16 - Resistência à tracção do painel de alvenaria (Melro, 2006)	16
Fig.2.17 - Resistência à compressão do painel de alvenaria (Melro, 2006)	17
Fig.2.18 - Resistência ao corte do painel de alvenaria (Melro, 2006)	17
Fig.2.19 - Geometria das bielas (adaptado de Al-Chaar, 2002).....	21
Fig.2.20 - Escora no caso de o painel possuir aberturas (Al-Chaar, 2002).....	22
Fig.2.21 - Classificação visual de danos tendo em consideração que 1inch = 2.54cm (Al-Chaar, 2002).....	22
Fig.2.22 - Posição da biela equivalente (Al-Chaar, 2002)	23
Fig.2.23 - Modelação do painel de alvenaria (Al-Chaar, 2002).....	23
Fig.2.24 - Posição da biela equivalente no caso de o painel não preencher totalmente o pórtico envolvente (Al-Chaar, 2002)	24
Fig.2.25 - Possível posição das bielas equivalentes no caso de o painel ter aberturas (Al-Chaar, 2002).....	25
Fig.2.26 - Exemplo do tipo de pórticos ensaiados para a verificação da influência das aberturas (Kakaletsis e Karayannis, 2007).....	26

Fig.2.27 - Mecanismos de rotura: a) painel preenchido com enchimento fraco sem aberturas; b) painel preenchido com enchimento forte sem aberturas; c) painel preenchido com enchimento fraco com janela; d) painel preenchido com enchimento forte com janela; e) painel preenchido com enchimento fraco com porta; f) painel preenchido com enchimento forte com janela (Kakaletsis e Karayannis, 2007)	27
Fig.3.1 - Bloco de Costa Cabral: a) alçado frontal; b) alçado de tardoz; c) corte transversal (Milheiro, 2008)	30
Fig.3.2 - Aspecto dos <i>pilotis</i> do bloco de Costa Cabral (Fonseca, 2005)	31
Fig.3.3 - Planta estrutural do tecto da cave do bloco de Costa Cabral (Milheiro, 2008)	32
Fig.3.4 - Planta estrutural do tecto tipo do bloco de Costa Cabral (Milheiro, 2008)	32
Fig.3.5 - Planta arquitectónica do R/C (Milheiro, 2008)	33
Fig.3.6 - Planta arquitectónica dos pisos 1, 2, 3, 4 e 5 (Milheiro, 2008)	33
Fig.3.7 - Edifício Quinta do Gama, Avanca: a) alçado principal; b) alçado posterior; c) corte transversal.	34
Fig.3.8 - Planta estrutural do tecto da cave do edifício Quinta do Gama	35
Fig.3.9 - Planta estrutural tipo do edifício de Quinta do Gama	35
Fig.3.10 - Planta arquitectónica da cave	36
Fig.3.11 - Planta arquitectónica do R/C	36
Fig.3.12 - Planta arquitectónica tipo dos pisos superiores.....	37
Fig.4.1 - Zonamento Sísmico da NP EN 1998-1: a) Cenário de Sismo Afastado (Tipo 1); b) Cenário de Sismo Próximo (Tipo 2).....	40
Fig.4.2 - Forma genérica do espectro de resposta elástico horizontal (EC8, 2004)	42
Fig.4.3 - Espectros de resposta elásticos segundo o EC8 para os cenários de acção sísmica próxima e afastada.....	43
Fig.4.4 - a) Aspecto geral do modelo tridimensional do Edifício de Costa Cabral; b) Pormenorização das molas.....	45
Fig.4.5 - Aspecto geral do modelo tridimensional do Edifício de Avanca.....	46
Fig.4.6 - Aspecto do a) primeiro, b) segundo, c) terceiro modos de vibração do Edifício de Costa Cabral.....	47
Fig.4.7 - Aspecto do a) primeiro, b) segundo, c) terceiro modos de vibração do Edifício de Avanca...	47
Fig.4.8 - Localização dos acelerómetros para a medição de frequências no Edifício de Costa Cabral (Milheiro, 2008).....	48
Fig.4.9 - Método de EFDD na identificação das frequências próprias do Edifício de Costa Cabral (Milheiro, 2008).....	49
Fig.4.10 - Aspecto do modelo tridimensional do Edifício de Costa Cabral com painéis de alvenaria...	50

Fig.4.11 - Comparação entre as frequências em y experimentais e calibradas	50
Fig.4.12 - Comparação entre as frequências em y para os diferentes métodos das bielas diagonais equivalentes..	51
Fig.4.13 - Comparação das relações w/d para os vários métodos	52
Fig.4.14 - Corte basal segundo a direcção y para o edifício de Costa Cabral: a) sem alvenaria; b) com alvenaria.....	53
Fig.4.15 – Envolventes de deslocamento na direcção transversal a) sem alvenaria; b) com alvenaria.....	54
Fig.4.16 - Envolventes de deslocamento sem alvenaria vs com alvenaria na direcção transversal.....	54
Fig.4.17 - Perfis de <i>drift</i> na direcção transversal a) sem alvenaria; b) com alvenaria.....	55
Fig.4.18 - Envolventes de perfis de <i>drift</i> sem alvenaria vs com alvenaria na direcção transversal	55
Fig.4.19 - Localização dos acelerómetros para a medição de frequências no Edifício de Avanca	56
Fig.4.20 - Exemplo das leituras efectuadas no programa GeoDAS no Edifício de Avanca	57
Fig.4.21 - Exemplo da modelação dos painéis de alvenaria pelo método da dupla biela equivalente .	57
Fig.4.22 - Aspecto do modelo tridimensional do Edifício de Avanca com os painéis de alvenaria.....	58
Fig.4.23 - Comparação entre as frequências experimentais e as obtidas no modelo numérico calibrado.....	58
Fig.4.24 - Comparação das relações w/d para os vários métodos	60
Fig.4.25 - Corte basal segundo a direcção y para o edifício de Avanca: a) sem alvenaria; b) com alvenaria.....	61
Fig.4.26 - Envolventes de deslocamento na direcção transversal a) sem alvenaria; b) com alvenaria....	61
Fig.4.27 - Envolventes de deslocamento sem alvenaria vs com alvenaria na direcção transversal.....	62
Fig.4.28 - Perfis de <i>drift</i> na direcção transversal a) sem alvenaria; b) com alvenaria.....	62
Fig.4.29 - Envolventes de perfis de <i>drift</i> sem alvenaria vs com alvenaria na direcção transversal	63
 Fig.5.1 - Associação de pórticos em comboio (Costa, 1999).....	66
Fig.5.2 - Curva base do comportamento tri-linear (Varum, 1996).....	67
Fig.5.3 - Comportamento histerético não-linear em flexão do modelo (Varum, 1996).....	67
Fig.5.4 - Macro-elemento de barra com 6 graus de liberdade (Varum, 1996).....	68
Fig.5.5 - Diagrama momento-curvatura (linha tracejada) e aproximação tri-linear (traço cheio) (Arêde, 1997)	68
Fig.5.6 - Esquema do macro-modelo proposto de um painel de alvenaria confinado (Rodrigues, 2005).....	69
Fig.5.7 - Curva base penta-linear de comportamento para um sentido genérico (Rodrigues, 2005) ...	70

Fig.5.8 - Lei de comportamento de Zarnic e Gostic: a) distribuição de forças; b) Lei tri-linear (Zarnic e Gostic, 1998)	72
Fig.5.9 - Comportamento histerético do painel: a) efeito de “pinching”; b) degradação da resistência (Rodrigues <i>et al</i> , 2005).....	73
Fig.5.10 - Curva envolvente genérica penta-linear de um painel de alvenaria	73
Fig.5.11 - Aspecto dos acelerogramas: a) Sismo do Tipo 1; b) Sismo do Tipo 2	75
Fig.5.12 - Espectros de resposta médios para os casos de estudo	75
Fig.5.13 - Curva inicial do painel (azul) e curvas ajustadas para um γ de 1.3 (vermelho) e 0.7 (verde) (Milheiro, 2008)	77
Fig.5.14 - Modelo do Edifício de Avanca segundo a direcção y sem painéis de alvenaria	77
Fig.5.15 - 1º modo de vibração do Edifício de Avanca segundo a direcção y sem alvenaria.....	78
Fig.5.16 - 1º modo de vibração do Edifício de Avanca segundo a direcção y com alvenaria.....	78
Fig.5.17 - 2º modo de vibração do Edifício de Avanca segundo a direcção y com alvenaria.....	77
Fig.5.18 - Perfis de deslocamento para a direcção transversal: a) com alvenaria, b) sem alvenaria...	79
Fig.5.19 - Envolventes de deslocamento sem alvenaria vs com alvenaria na direcção transversal.....	79
Fig.5.20 - Perfis de <i>drift</i> para a direcção transversal: a) com alvenaria, b) sem alvenaria.....	80
Fig.5.21 - Envolventes de <i>drift</i> sem alvenaria vs com alvenaria na direcção transversal	80
Fig.5.22 - Corte máximo para a direcção transversal: a) com alvenaria, b) sem alvenaria.....	81
Fig.5.23 - Envolventes de esforço de corte sem alvenaria vs com alvenaria na direcção transversal	81

ÍNDICE DE TABELAS

Tabela 2.1 - Valores empíricos para a largura da escora equivalente (Mainstone, 1971)	18
Tabela 2.2 - Valores do coeficiente de redução R_2 (Al-Chaar, 2002).....	22
Tabela 4.1 - Aceleração máxima de referência, a_{gR} (cm/s^2) segundo a NP EN 1998-1, para as várias zonas sísmicas	41
Tabela 4.2 - Valores das variáveis definidoras da configuração espectral em rocha segundo a NP EN 1998-1	42
Tabela 4.3 - Acções Permanentes para o piso tipo consideradas para cada edifício [kN/m^2]	43
Tabela 4.4 - Sobrecargas e respectivos coeficientes de redução, ψ_2 , para cada edifício [kN/m^2]	44
Tabela 4.4 - Sobrecargas e respectivos coeficientes de redução, ψ_2 , para cada edifício [kN/m^2]	44
Tabela 4.5 - Características dos materiais considerados para cada edifício.....	45
Tabela 4.6 - Frequências sem os painéis de alvenaria para os dois edifícios.....	46
Tabela 4.7 - Modos de vibração e frequências experimentais do Edifício de Costa Cabral	49
Tabela 4.7 - Frequências numéricas para a direcção transversal (y) determinadas pelos diferentes métodos das bielas diagonais equivalentes.....	49
Tabela 4.8 - Frequências numéricas para a direcção transversal (y) determinadas pelos diferentes métodos das bielas diagonais equivalentes.....	51
Tabela 4.9 - Frequências experimentais e numéricas para o Edifício de Costa Cabral.....	52
Tabela 4.10 - Modos de vibração e frequências experimentais do Edifício de Avanca	56
Tabela 4.11 - Frequências numéricas para os diferentes métodos da biela equivalente.....	58
Tabela 4.12 - Frequências experimentais e numéricas para o Edifício de Avanca	59
Tabela 4.13 - Valores máximos dos parâmetros avaliados para os dois casos de estudo	63
Tabela 5.1 - Frequências numéricas para o edifício de Avanca (Hz).....	78
Tabela 5.2 - Valores máximos dos parâmetros avaliados na direcção transversal para o Edifício de Avanca para a análise linear e não-linear.....	82

1

INTRODUÇÃO

1.1. INTRODUÇÃO

É prática corrente dos projectos de estruturas porticadas de betão armado desprezar a contribuição dos painéis de enchimento de alvenaria de tijolo, no comportamento e resposta sísmica destas estruturas, assumindo que se está do lado da segurança.

Devido ao grande número de parâmetros e variáveis de que depende o comportamento dos painéis de alvenaria, é normal que se despreze o seu contributo, pois a sua quantificação e modelação numérica apresenta-se difícil e morosa. Com efeito, as variações significativas nas propriedades do material, na qualidade de construção, nas dimensões e aberturas dos painéis, tornam difícil de sistematizar o comportamento destes.

Contudo, apesar de este procedimento ser conservativo para o caso das acções verticais, o mesmo pode não acontecer quando se tratam de acções horizontais, como é o caso da acção sísmica.

Sendo assim, estudos recentes e observação de danos e colapsos em edifícios sujeitos a sismos revelam que a presença dos painéis de alvenaria faz-se sentir de forma significativa na resposta sísmica das estruturas, alterando o seu comportamento não só globalmente mas também ao nível de efeitos locais, atraindo forças para elementos estruturais que não foram dimensionados tendo em conta essas forças adicionais.

A contribuição destes painéis de enchimento de alvenaria não é só desfavorável, verificando-se também que em muitas situações a presença destes evitou danos maiores devido ao acréscimo de resistência e diminuição dos deslocamentos relativos entre pisos.

Assim sendo, para obter resultados mais realistas, seguros e fidedignos é necessário contabilizar os painéis de enchimento de alvenaria nas modelações dos edifícios, principalmente nas zonas potencialmente sísmicas.

Este trabalho surge neste contexto com o objectivo de estudar numericamente, com calibração experimental, a influência dos painéis de enchimento de alvenaria de tijolo na rigidez e resposta sísmica de estruturas porticadas de betão armado.

Para tal foram estudados dois edifícios, ambos na região Norte, sendo um da década de 50, onde se dava ainda pouca importância às acções horizontais, nomeadamente à acção sísmica, e outro mais recente, apresentando núcleo resistente, e como tal um comportamento diferente do outro.

Realizaram-se análises lineares e não-lineares, sendo descritos os resultados para as situações sem painéis de alvenaria e com painéis de alvenaria, para assim ser possível fazer uma comparação coerente da influência destes painéis no comportamento das estruturas.

1.2. ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO

O presente trabalho encontra-se organizado em seis capítulos. Este primeiro capítulo apresenta o enquadramento, objectivos e organização do trabalho.

No Capítulo 2 é feita uma análise sobre a influência e comportamento dos painéis de enchimento de alvenaria nas estruturas porticadas de betão armado sujeitas a acções sísmicas. Apresentam-se alguns métodos para a modelação destes painéis de alvenaria, sendo maioritariamente apresentados aqueles que se baseiam no método da biela equivalente.

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

No Capítulo 4 é descrito todo o processo de modelação numérica linear, descrevendo cada etapa e os seus objectivos. Detalha-se a aplicação do método da dupla biela equivalente e verifica-se a aplicabilidade dos diferentes métodos referidos, comparando os resultados destes com as frequências medidas experimentalmente. Faz-se a comparação entre os resultados da modelação linear para a estrutura sem painéis de alvenaria e com painéis de alvenaria.

No Capítulo 5 faz-se a apresentação do programa PORANL, usado para realizar análises dinâmicas não-lineares, assim como todos os pressupostos considerados neste. Descrevem-se as etapas necessárias para a modelação dos painéis de alvenaria e avaliam-se os resultados desta análise não-linear para os modelos sem e com painéis de alvenaria. Procurou-se ainda sistematizar os resultados obtidos para assim encontrar tendências comuns.

No Capítulo 6 resume-se todo o trabalho elaborado, realçando os aspectos mais relevantes e salientam-se as conclusões mais importantes. Apresentam-se ainda alguns possíveis desenvolvimentos futuros.

2

PAINÉIS DE ENCHIMENTO DE ALVENARIA EM ESTRUTURAS PORTICADAS DE BETÃO ARMADO

2.1. INTRODUÇÃO

Com a crescente evolução de novos materiais de construção, essencialmente o aço e o betão armado, a alvenaria deixou de protagonizar funções estruturais e passou essencialmente a ser usada na delimitação de espaços e na definição da envolvente das construções.

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 (Milheiro, 2008).

Estudos recentes e análises de danos permitem concluir que os painéis de alvenaria influenciam, favorável ou desfavoravelmente, o comportamento dinâmico das estruturas porticadas de betão armado; como tal é importante que estes sejam considerados para assim adquirir um dimensionamento mais económico e, sobretudo, mais realístico e mais seguro.

Assim sendo, este capítulo vai abordar essencialmente a influência que estes painéis de enchimento têm no comportamento das estruturas quando sujeitos a acções sísmicas e quais os tipos de modelações que podem ser utilizadas para ter em conta estes efeitos, dando-se especial ênfase ao método da biela equivalente.

2.2. INFLUÊNCIA DOS PAINÉIS DE ENCHIMENTO DE ALVENARIA EM ESTRUTURAS PORTICADAS DE BETÃO ARMADO SUJEITAS A ACÇÕES SÍSMICAS

A influência dos painéis de alvenaria em estruturas porticadas de betão armado têm sido ignoradas quando se selecciona a configuração estrutural, assumindo que estes são elementos frágeis quando comparados com o pórtico envolvente. A prática de projecto de negligenciar os painéis de enchimento na formulação do modelo numérico leva a uma diferença relevante na previsão da rigidez lateral, resistência e ductilidade.

A relutância que existe em considerar a contribuição dos painéis de enchimento de alvenaria é em parte devido ao ainda deficiente conhecimento do comportamento destes painéis na prática corrente de projecto, devido ao elevado número de parâmetros e variáveis de que depende, mas também porque a

maioria dos programas de cálculo usados normalmente não estão dotados de elementos adequados e específicos para a modelação destes (Crisafulli *et al*, 2000).

Contudo, estudos recentes mostram que a presença dos painéis 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 dos efeitos locais, atraindo então forças para elementos estruturais que podem não ter sido dimensionados para esse efeito.

Assim sendo, resulta um conjunto de mecanismos particulares, que se não forem tidos em conta podem provocar graves danos ou mesmo o colapso da estrutura.

Os painéis de enchimento de alvenaria implicam um acréscimo significativo da rigidez global da estrutura, e como tal uma frequência natural de vibração superior que, dependendo do espectro sísmico relevante, pode implicar um acréscimo das forças sísmicas. Estas tensões de corte elevadas concentram-se nos pórticos mais rígidos preenchidos com alvenaria o que por, efeito adicional de aceleração transversal ao pórtico, pode originar o colapso dos painéis que podem cair para dentro das habitações ou para a rua, provocando assim graves danos materiais e humanos (Fig.2.1) (Milheiro, 2008).



Fig.2.1 – Colapsos de paredes de alvenaria para fora do plano (Varum, 2003)

Outro mecanismo usual acontece quando os painéis de alvenaria não preenchem na totalidade a altura de um andar devido à existência de portas, janelas ou patamares (Fig.2.2). Neste caso, e mesmo admitindo que os pilares são dimensionados para garantir resistência à acção sísmica e possa surgir a formação de rótulas plásticas nas extremidades dos elementos, a presença de um painel parcial em altura confere bastante mais rigidez à porção do pilar contíguo onde se desenvolve, deixando um troço mais frágil entre o topo do painel e o topo do pilar. Surge assim esforços elevados, de corte em particular, num local intermédio do pilar onde a pormenorização de armadura pode não contemplar a resistência e ductilidade necessárias, originando a rotura do pilar. Este troço crítico do pilar é correntemente designado por pilar curto ou “short-column” (Fig.2.3).

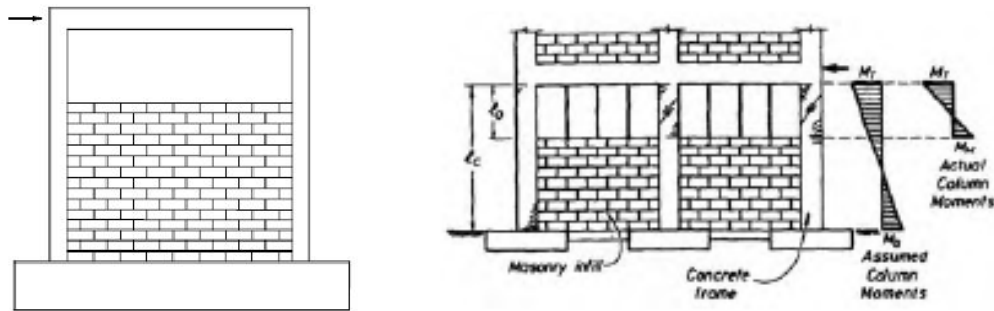


Fig.2.2 – Preenchimento parcial de um pórtico de betão armado (Oliveira, 1995 e Varum, 2003)



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

Um grave erro de projecto acontece quando existem irregularidades e descontinuidades na distribuição de rigidez e massa em altura. Isto origina consequências graves na resposta sísmica, pois quando as características estruturais não são uniformes ou variam de forma descontínua, as deformações vão concentrar-se nas zonas críticas de descontinuidade, levando ao limite, ou mesmo ultrapassando, a capacidade dúctil dos elementos aí situados.

Os edifícios que têm um andar vazado, normalmente o piso térreo devido a aproveitamentos para garagens ou estabelecimentos comerciais, são um bom exemplo deste fenómeno. Quando sujeitos à acção sísmica, a deformação concentra-se no piso térreo, agravado ainda porque normalmente o pé direito deste é superior ao dos restantes pisos. Nestes casos, a exigência de ductilidade e dissipação de energia são tais que ocorre a rotura dos pilares e a perda do piso – “soft-storey” (Fig.2.4).



Fig.2.4 – Mecanismos de soft-storey devido a pisos sem painéis de alvenaria (Varum, 2003)

Associadas às distribuições irregulares em altura, encontram-se as descontinuidades em planta (Fig.2.5). Se, não considerando as paredes, a estrutura é simétrica, ao distribuir os painéis de alvenaria assimetricamente em planta origina-se uma deslocação do centro de rigidez que dá origem a efeitos de torção inesperados, induzindo acréscimos de esforços nos pilares mais afastados deste que podem não estar dimensionados para resistir a este esforço.

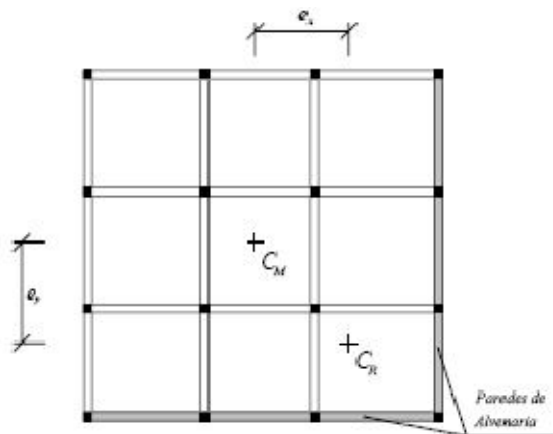


Fig.2.5 – Estrutura de betão armado preenchida com painéis de alvenaria em dois alçados (Oliveira, 1995)

Contudo, a contribuição dos painéis de enchimento de alvenaria na resposta sísmica não é só desfavorável. Estes acarretam um aumento da capacidade resistente e rigidez lateral, quando comparados com estruturas sem painéis. Considerando os painéis consegue-se uma redução significativa dos deslocamentos ao nível dos pisos que reduz substancialmente o perigo de instabilidade estrutural, e um decréscimo nos danos dos elementos não estruturais, que representam um dos custos mais significativos na reparação após um sismo. Além disto, contribuem para um aumento significativo da capacidade de dissipação de energia por histerese, essencialmente por atrito ao longo das juntas, auxiliando assim a função das rótulas plásticas dimensionadas para esse efeito. Nos casos onde há rotura dos pilares, se os painéis de alvenaria ainda existirem são capazes de receber as cargas verticais destinadas aos pilares e evitar assim o colapso do edifício (Milheiro, 2008).

Logo, pode-se constatar que a presença dos painéis de enchimento de alvenaria em estruturas porticadas de betão armado, quando sujeitas a acções sísmicas, é importante, e deve ser considerada para assim obter resultados mais realistas e seguros.

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

Como referido anteriormente os painéis de enchimento de alvenaria em estruturas porticadas de betão armado sujeitas a acções sísmicas, conduzem a uma alteração significativa da rigidez, resistência máxima e capacidade de dissipação de energia da estrutura, em comparação com os pórticos sem painéis.

Os estudos experimentais e analíticos sobre o comportamento destas estruturas indicam que as propriedades do conjunto não consistem no simples somatório das propriedades individuais do pórtico e da alvenaria (Al-Chaar, 2002).

Polyakov, na década de 50, foi quem primeiro identificou o mecanismo complexo de interação entre as paredes e a estrutura. Através de um conjunto de ensaios descreveu as três seguintes fases de comportamento.

Numa primeira fase o painel de alvenaria e o pórtico apresentam um comportamento monolítico, não havendo separação entre os mesmos, com uma capacidade de carga elevada e sem fendilhação significativa (Fig.2.6). A duração desta fase depende essencialmente das condições de ligação entre o pórtico e o painel e termina assim que aparecem as primeiras fendas na interface entre estes.

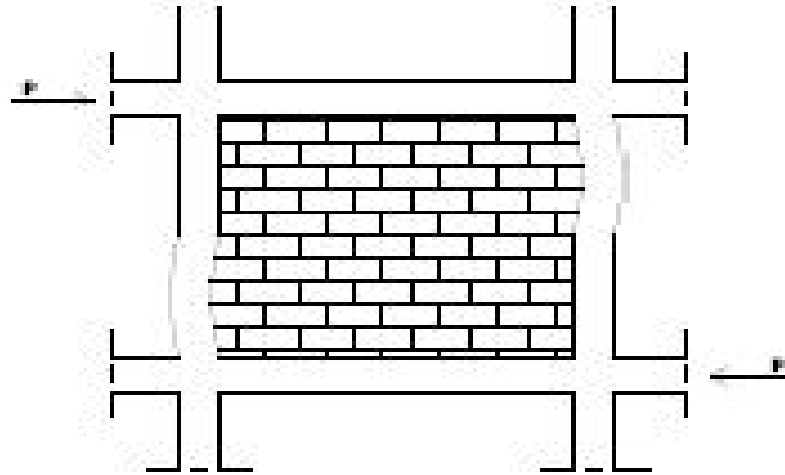


Fig.2.6 – Comportamento monolítico do conjunto pórtico/painel de alvenaria (Rodrigues, 2005)

O início da segunda fase acontece então quando as tensões entre o pórtico e o painel são transmitidas entre os dois cantos diagonalmente opostos, onde a separação ainda não ocorreu, havendo progressão das fendas ao longo do painel para os cantos comprimidos, funcionando este com uma biela diagonal comprimida (Fig2.7).

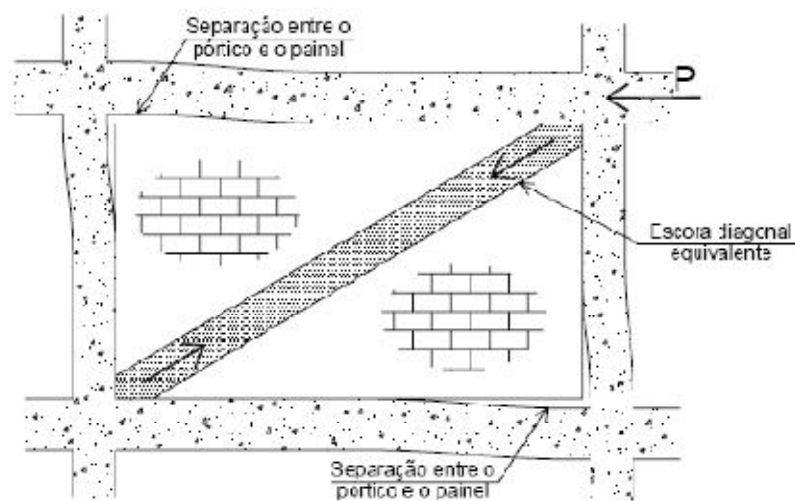


Fig.2.7 – Separação entre o pórtico e o painel formando uma biela diagonal equivalente (Melro, 2006)

Por fim, a terceira fase é caracterizada por um aumento da fendilhação à medida que aumenta a carga aplicada, até que a parede de alvenaria entra em colapso.

Nos casos em que a resistência da parede é bastante elevada quando comparada com o pórtico, o colapso pode-se dar por uma rotura prematura nas vigas ou pilares. Contudo esta rotura também pode ser condicionada pelo painel de alvenaria dando-se então por um dos três mecanismos básicos descritos a seguir, ou pela combinação destes.

Devido aos esforços de tracção surgem fendas no painel ao longo das juntas de argamassa de ligação que apresentam uma resistência inferior aos blocos de alvenaria, na direcção da biela diagonal comprimida, ocorrendo então o mecanismo de rotura por fissuração diagonal (Fig.2.8).

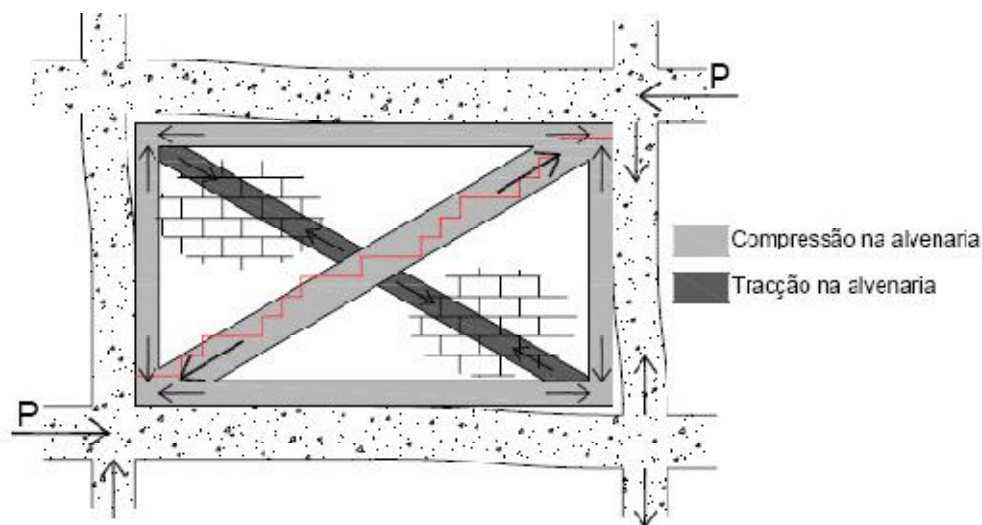


Fig.2.8 – Mecanismo de rotura por fissuração diagonal (Melro, 2006)

Nos casos em que a argamassa de ligação com os blocos de alvenaria for muito fraca, a rotura pode ocorrer por deslizamentos ao longo das juntas horizontais de argamassa (Fig.2.9), resultante da baixa resistência da alvenaria a esforços de corte.

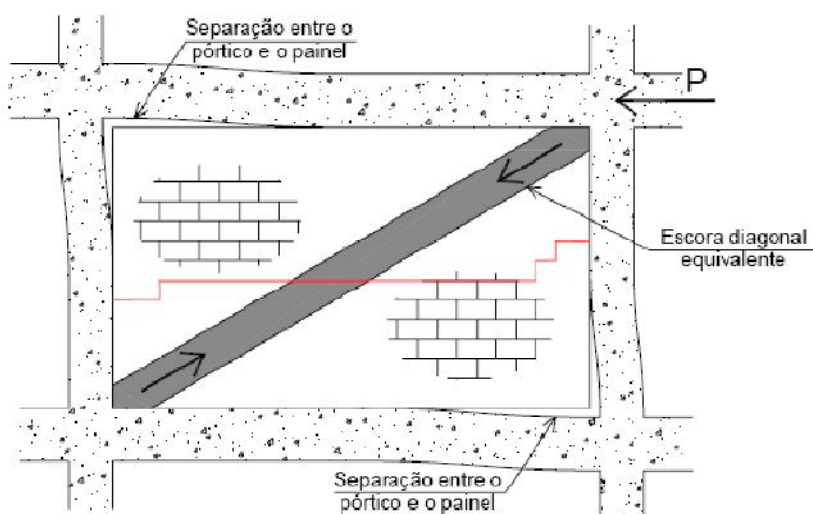


Fig.2.9 – Mecanismo de rotura por corte ao longo da junta horizontal de argamassa (Melro, 2006)

Quando, pelo contrário, as paredes de alvenaria apresentam elevada resistência ao corte e à tracção, a rotura é condicionada pelo esmagamento dos cantos comprimidos (Fig.2.10). 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 na zona dos cantos comprimidos, aumentando assim a tensão de compressão (Oliveira, 1995). Este modo de rotura possui elevada rigidez e baixa ductilidade, uma vez que após o colapso do painel as forças são subitamente transmitidas ao pórtico.

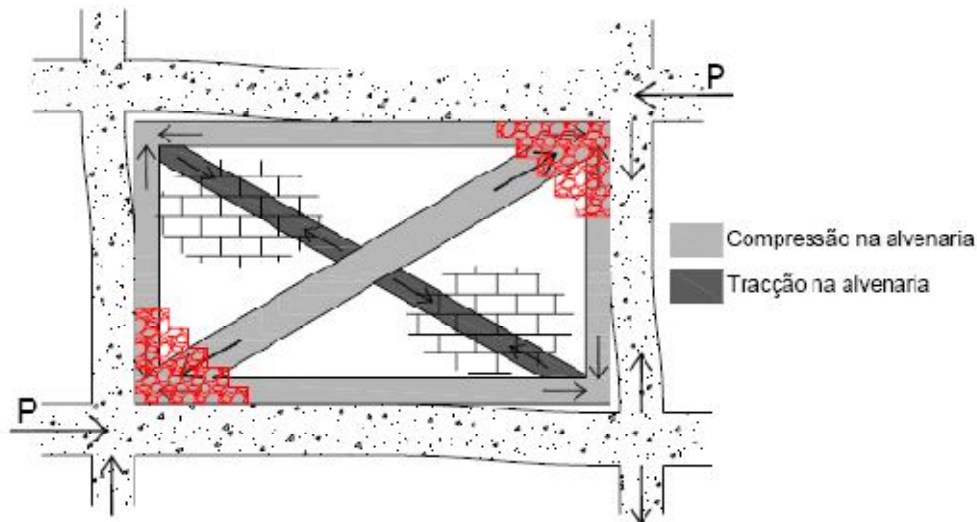


Fig.2.10 – Mecanismo de rotura por esmagamento dos cantos comprimidos (Melro, 2006)

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

Para a modelação do comportamento estrutural de painéis de enchimento de alvenaria existem pelo menos dois métodos que são: o método dos elementos finitos e o método das bielas diagonais equivalentes.

Para o estudo do comportamento dos painéis pelo método dos elementos finitos (Fig.2.11) é necessário considerar para a alvenaria o seu comportamento não linear. Em virtude deste comportamento ser anisotrópico, na análise de um painel a discretização é muitas vezes feita ao nível do elemento, separando os elementos de tijolo dos elementos de argamassa, através de elementos de junta (micro-modelação). Nesta discretização, rapidamente se atingem centenas de elementos para estruturas de pequena dimensão, o que limita este tipo de estudo apenas para fins de investigação. Contudo, este método possibilita a obtenção de resultados bastante satisfatórios, nomeadamente quanto ao padrão de fendilhação, valor de carga última e mecanismo de colapso associado.

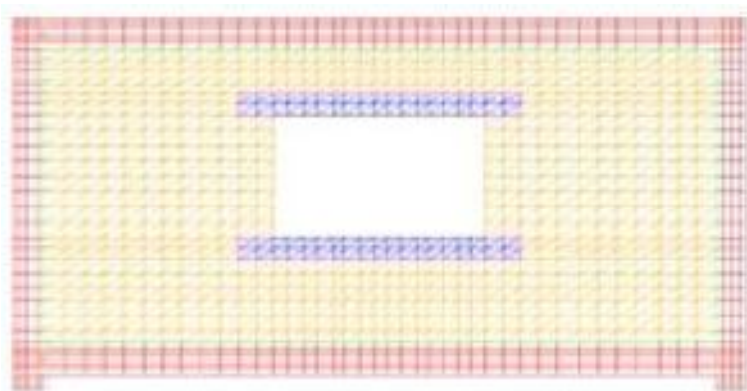


Fig.2.11 – Modelo de elementos finitos (Alvarenga, 2002)

Outro dos métodos possíveis de ser utilizado para modelar o comportamento dos painéis de alvenaria é o método das bielas diagonais equivalentes. A modelação dos painéis de alvenaria para efeitos de cálculo e projecto não contabiliza a fase inicial elástica do comportamento monolítico do conjunto pórtico/ painel descrito anteriormente. O estudo da estrutura é feito para a segunda fase onde ocorre a separação entre o pórtico e o painel, recorrendo ao método da biela equivalente.

Este conceito da biela equivalente surgiu quando Polyakov, na década de 50, através de ensaios experimentais para determinar o comportamento dos painéis de enchimento de alvenaria em estruturas porticadas de betão armado sujeitas a acções horizontais, verificou que quando a carga é aplicada o painel e o pórtico separam-se numa grande parte do comprimento em cada lado, ficando apenas unidos nos cantos adjacentes do fim das diagonais comprimidas (Fig.2.7).

O modelo de uma biela diagonal equivalente, sugerido por Polyakov, é simples e capaz de representar a influência do painel de enchimento de alvenaria num sentido global. Contudo, este modelo não consegue descrever os efeitos locais resultantes da interacção entre o painel e o pórtico adjacente, logo os momentos de flexão e as forças de corte nos elementos não são realísticos, assim como a posição das rótulas plásticas podem não ser correctamente determinadas (Crisafulli *et al*, 2000). Assim sendo, o modelo de uma única biela diagonal equivalente foi modificado para um modelo de bielas equivalentes nas duas direcções.

O uso deste método é atractivo do ponto de vista prático, pelo que, muitos estudos experimentais foram direccionados para definir a relação entre as características do painel de alvenaria e o seu modelo simplificado, de forma a reproduzir este comportamento. Devido ao elevado grau de complexidade e pormenorização que envolve a contribuição dos painéis em estruturas porticadas, os métodos desenvolvidos para determinar as características das bielas equivalentes são análises aproximadas. Destacam-se os trabalhos de Stafford Smith (1962), Stafford Smith & Carter (1969), Mainstone (1971), Paulay e Priestley (1992) e Al-Chaar (2002), entre muitos outros.

Apesar de o método da biela diagonal equivalente ser o que se apresenta mais simples e fácil de implementar, ainda apresenta várias limitações (Melro, 2006), nomeadamente:

- O conceito de biela diagonal equivalente foi desenvolvido com base no princípio de que a contribuição da rigidez da parede pode ser avaliada analiticamente através de um único parâmetro (rigidez axial da biela), o que não é fisicamente correcto.
- Não tem em conta a interacção entre os pórticos e as paredes ao longo do comprimento de contacto entre estes dois elementos, a qual pode originar acréscimos significativos do esforço transversal nos elementos dos pórticos e a eventual rotura por corte destes.

- Não tem em consideração os mecanismos de rotura da parede, os quais podem alterar significativamente a distribuição de esforços no pórtico.
- Discrepância na definição da largura efectiva da biela diagonal equivalente por parte dos investigadores, variando entre 1/3 e 1/10 do comprimento da diagonal da parede.

De seguida são apresentados alguns trabalhos baseados no conceito da biela equivalente.

2.4.1. MÉTODO DE STAFFORD SMITH & CARTER

Através de observações experimentais, Stafford Smith (1962) concluiu que a rigidez e a resistência diagonal dos painéis de enchimento não dependem só da sua dimensão e das características físicas, mas também do comprimento de contacto entre o painel e o pórtico que o confina.

Painéis Quadrados

Analisando pórticos metálicos quadrados preenchidos com alvenaria verificou que o comprimento de contacto entre o painel e as vigas não dependia das características mecânicas e era praticamente constante sendo igual a metade da largura do painel. Mas, o comprimento de contacto entre o painel e os pilares, α , revelou ser dependente da rigidez relativa dos dois elementos (Fig.2.12).

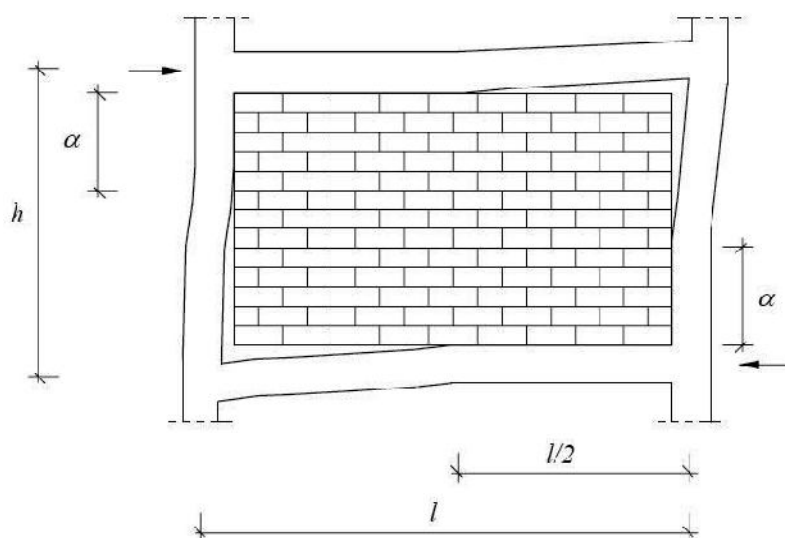


Fig.2.12 – Comprimentos de contacto entre o painel e o pórtico (Oliveira, 1995)

Utilizando a Teoria das Vigas em Meio Elástico e admitindo que o painel de alvenaria funciona como um meio elástico semi-infinito, que os elementos do pórtico funcionam como uma viga apoiada sobre uma fundação elástica e que a ligação entre a alvenaria e o pórtico não funciona à tracção, definiu a expressão 2.1 para determinar o comprimento de contacto entre o pilar e a parede, 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 exprime a relação de rigidez entre o pórtico e o painel.

Para o valor de λh , Stafford Smith propôs a seguinte expressão:

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

sendo:

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

Stafford Smith identificou dois modos de rotura dos painéis. Um primeiro onde a rotura se dá por fissuração repentina ao longo da escora fictícia, estendendo-se do centro às extremidades da escora (Fig.2.8), e outro onde a rotura se dá por compressão, originando o esmagamento da parede na zona dos cantos (Fig.2.10).

Determinando as tensões na escora e tendo em conta a resistência do material que constitui o painel, Stafford Smith traçou um conjunto de ábacos para estimar a resistência dos painéis de alvenaria, atendendo aos dois modos de rotura considerados (Fig.2.13). As curvas permitem determinar qual o modo de rotura condicionante, em função da geometria e das tensões de rotura da parede. R_t é a força aplicada segundo a diagonal da parede que provoca a fendilhação por tracção, R_c é a força que provoca o esmagamento dos cantos comprimidos e f'_c representa a tensão de rotura à compressão do material constituinte da parede. Observa-se que para pórticos rígidos, $\lambda h < 9.5$, o modo de rotura condicionante é por fendilhação diagonal, enquanto que para pórticos mais flexíveis, $\lambda h > 9.5$, o modo de rotura esperado é por esmagamento dos cantos.

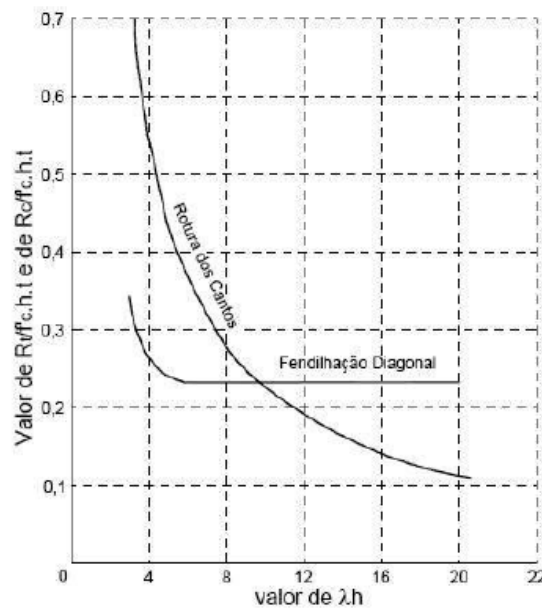


Fig.2.13 – Resistência da escora diagonal em função de λh (Melro, 2006)

(adaptado de Stafford Smith, 1966)

No seguimento da quantificação do comprimento de contacto entre o painel e a parede, e aplicando uma distribuição de tensões triangular ou parabólica ao longo desta superfície, Stafford Smith & Carter (1969), determinaram a largura da biela diagonal equivalente

Painéis Rectangulares

No seguimento dos estudos com painéis quadrados, Stafford Smith & Carter debruçaram-se sobre os painéis rectangulares. Verificaram que a largura da biela 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 (Ea) e da intensidade do esforço na biela.

Da mesma forma que fizeram com os painéis quadrados, apresentaram a expressão 2.3 para o parâmetro λh :

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

onde θ é o ângulo entre a biela equivalente e a horizontal (Fig.2.14) e os restantes parâmetros são os definidos na equação 2.2.

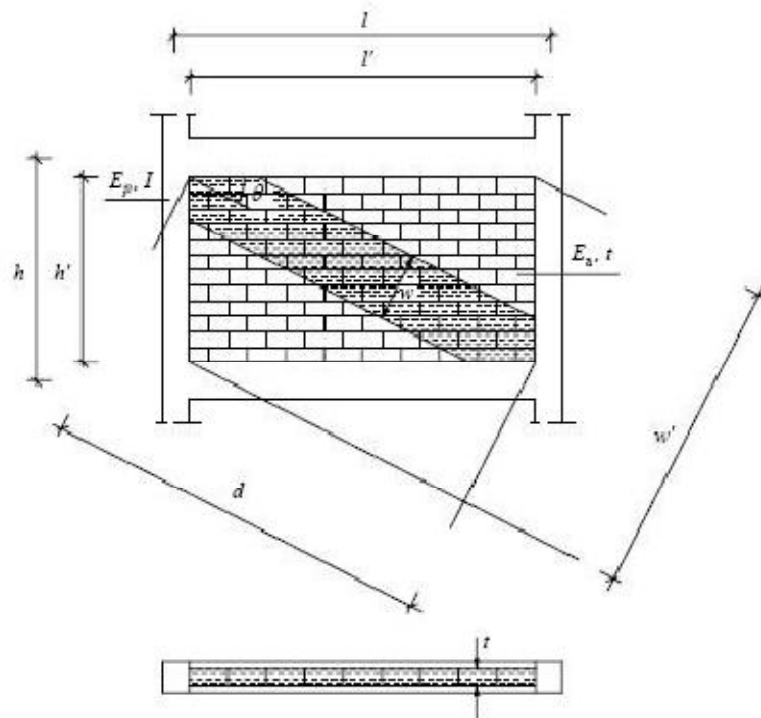


Fig.2.14 – Representação da biela diagonal equivalente (Oliveira, 1995)

Com base nas equações 2.1 e 2.3, traçaram um conjunto de ábacos para determinar a largura da biela equivalente, verificando que esta dependia do carregamento lateral aplicado ao pórtico. De seguida apresentam-se estes ábacos que exprimem o valor de w/d em função de λh (Fig.2.15), para painéis com diferentes relações comprimento/altura (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.

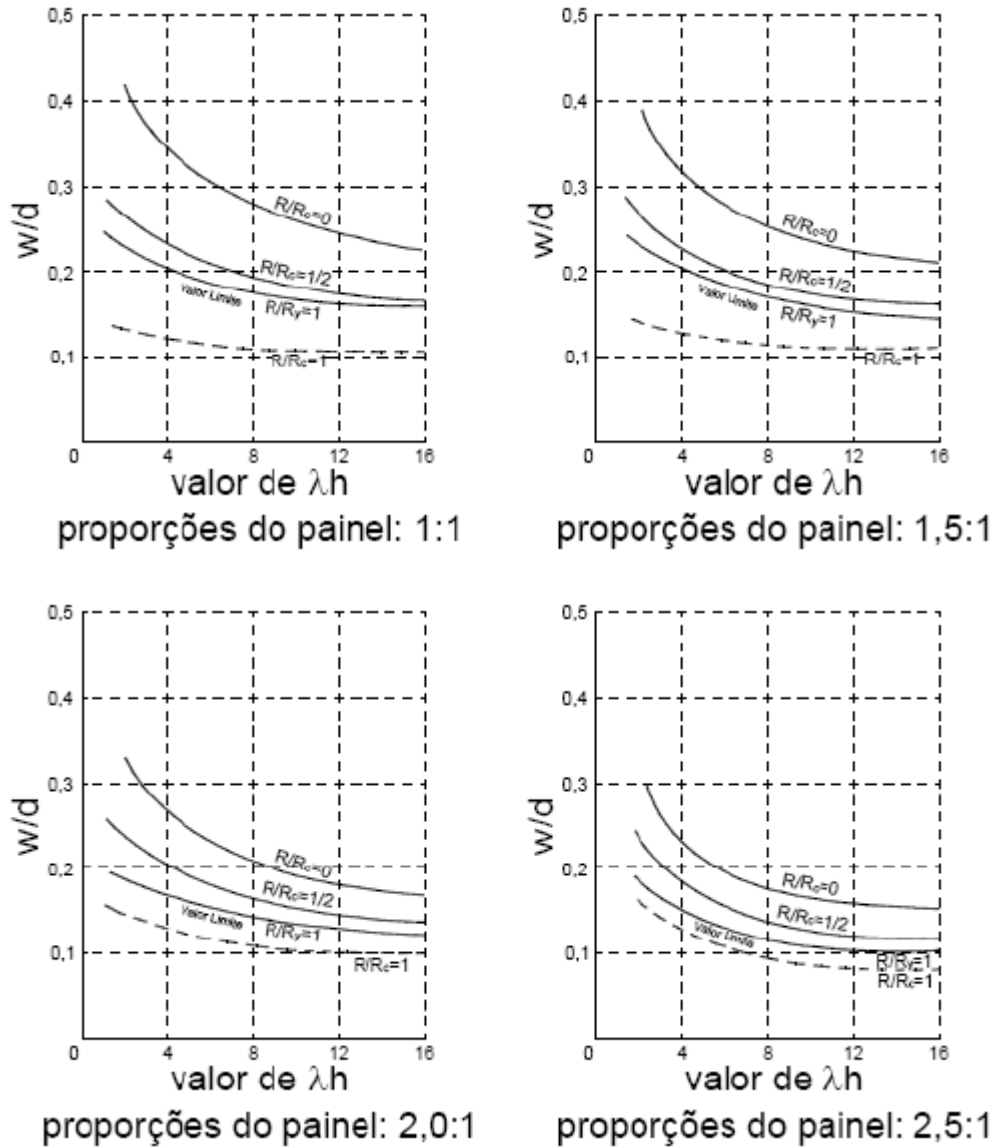


Fig.2.15 – Ábacos para determinar a largura da biela equivalente (Melro, 2006)

Mais recentemente, Al-Chaar (2002), definiu por interpolação das curvas de Stafford Smith & Carter, um conjunto de equações simplificadas (2.4) a (2.6) para traduzir os valores da largura da biela equivalente. Para valores de (l'/h') compreendidos entre 1.0 e 1.5 deve ser utilizada uma interpolação linear; para valores de (l'/h') menores que 1.0 deve ser utilizada a relação inversa.

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

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

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

Além dos ábacos para determinar a largura da biela equivalente, Stafford Smith e Carter (1969) também propuseram um método para determinar a resistência dos painéis confinados, para os diferentes modos de rotura. Para painéis confinados em blocos de 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 e por esmagamento dos cantos comprimidos são comuns aos painéis de alvenaria e de blocos de betão, enquanto 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 (Fig.2.16, 2.17 e 2.18) em função da rigidez relativa entre o pórtico e a parede, λh , para diferentes relações geométricas do painel, l'/h' (correspondente na Fig.2.16 a l/h). Consideraram que para os 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 (Fig.2.17). 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 e servem para adimensionalizar a força R diagonal aplicada à alvenaria em correspondência com a rotura de tracção ($R_t/f'_t \cdot h \cdot t$), de compressão ($R_c/f'_c \cdot h \cdot t$) ou de corte ($R_s/f'_{bs} \cdot h \cdot t$).

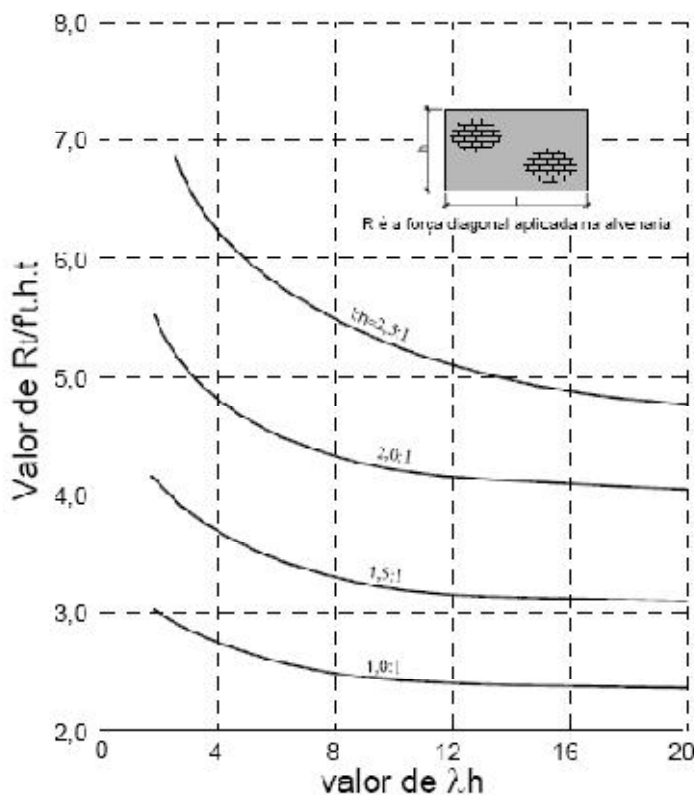


Fig.2.16 – Resistência à tracção do painel de alvenaria (Melro, 2006)

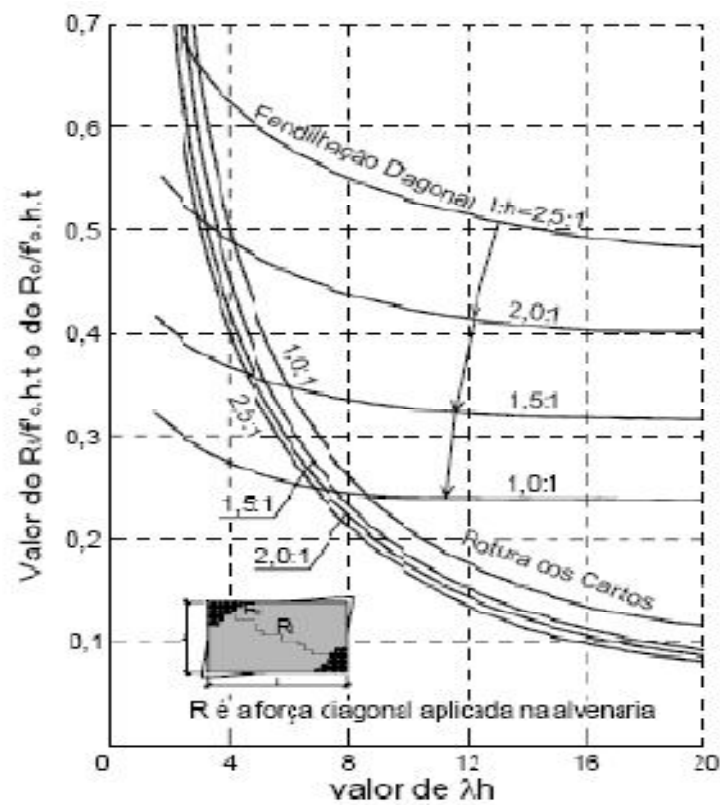


Fig.2.17 – Resistência à compressão do painel de alvenaria (Melro, 2006)

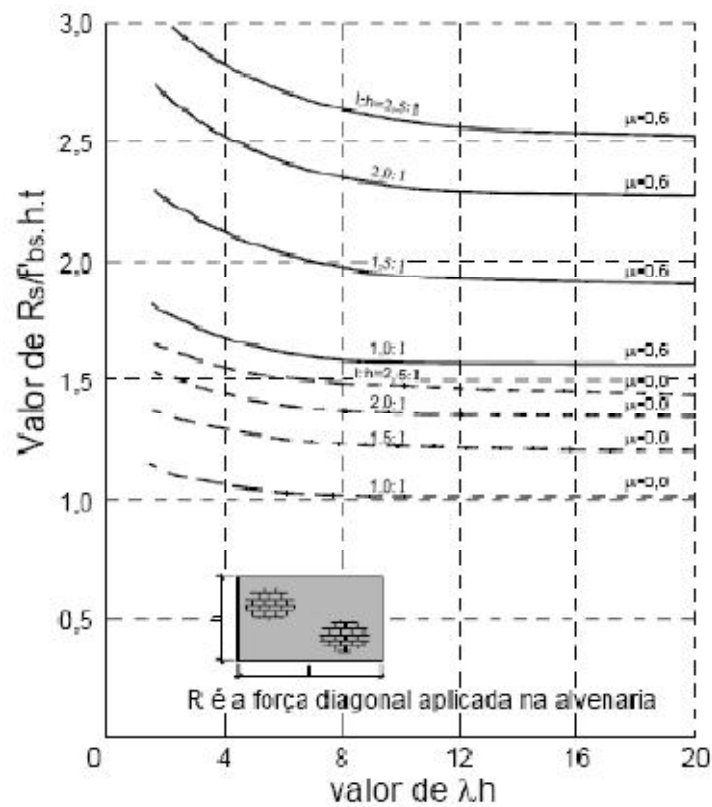


Fig.2.18 – Resistência ao corte do painel de alvenaria (Melro, 2006)

2.4.2. MÉTODO DE MAINSTONE

Através de uma série de ensaios em modelos reduzidos de pórticos preenchidos com microbetão e tijolo, Mainstone (1971), determinou os principais parâmetros que influenciam o comportamento dos pórticos com alvenaria. Destes, deu maior importância à influência da folga entre as paredes e o pórtico adjacente, e as propriedades elásticas e de resistência dos painéis. Além disto, Mainstone também verificou 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 aparecerem as primeiras fendas na alvenaria.

Este método tem a particularidade de ter apresentado diversas larguras de biela, nomeadamente para determinar a rigidez, w_{ek} , a fissuração, w_{et} , e a carga correspondente à primeira fissuração na alvenaria, isto é, a resistência última do painel, w_{ec} , como representado na tabela 2.1. Os restantes parâmetros encontram-se definidos na Fig.2.14.

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

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

2.4.3. MÉTODO DE SMITH & RIDDINGTON

Utilizando modelos de elementos finitos, Smith & Riddington (1977), definiram três modos de rotura possíveis para a alvenaria. Estes modos também já tinham sido determinados por outros autores sendo:

- Rotura por fissuração da diagonal (Fig.2.8)
- Rotura por corte ao longo das juntas de argamassa (Fig.2.9)
- Rotura por esmagamento dos cantos comprimidos (Fig.2.10)

Os resultados obtidos das análises pelo método dos elementos finitos foram usados por Smith & Riddington para a obtenção das expressões 2.7, 2.8 e 2.9, que permitem determinar as tensões instaladas no centro da parede de alvenaria, para uma solicitação horizontal, F , aplicada em dois cantos diametralmente opostos da parede (Alvarenga, 2002):

$$\tau_{xy} = 1.43 \cdot \frac{F}{l \cdot t} \quad (2.7)$$

$$\sigma_{yc} = \left(0.8 \cdot \frac{h}{l} - 0.20\right) \cdot \frac{F}{l \cdot t} \quad (2.8)$$

$$\sigma_{dt} = 0.58 \cdot \frac{F}{l \cdot t} \quad (2.9)$$

Sendo:

- τ_{xy} a tensão de corte da parede no centro do painel;
- σ_{yc} a tensão vertical de compressão no centro do painel;
- σ_{dt} a tensão de tracção da escora equivalente, no centro do painel;
- F a força horizontal aplicada à estrutura;
- h a altura do painel;
- l o comprimento do painel;
- t a espessura da parede;
- θ o ângulo que a escora forma com a horizontal;
- L a altura dos pilares, medida entre os eixos das vigas.

No que diz respeito à largura da escora, consideraram que esta poderia ser igual a um décimo do seu comprimento:

$$w = 0.10 \cdot d \quad (2.10)$$

A partir das equações definidas anteriormente, o autor deduziu um conjunto de expressões relativas a cada mecanismo de colapso da alvenaria, tal como a seguir se descreve.

Rotura por corte ao longo da juntas de argamassa

A tensão de rotura ao longo das juntas de argamassa de uma parede de alvenaria pode ser obtida através da seguinte expressão:

$$f_s = \min\{f_{bs} + \mu \cdot \sigma_{yc}; 0.05\} \text{ kN/cm}^2 \quad (2.11)$$

Sendo:

- f_{bs} a tensão de rotura ao corte puro na interface entre a argamassa e o tijolo;
- μ o coeficiente de atrito na argamassa.

Fazendo $f_s = \tau_{xy}$, considerando as equações 2.7 e 2.11, e tendo em conta que a tensão vertical no centro do painel pode ser obtida através da equação 2.8, pode-se expressar a força que provoca a rotura da parede por corte através da equação 2.12 (l e t em cm).

$$F_{corte} = \min \left\{ \left(f_{bs} + \mu \cdot \frac{0.8 \cdot l / h^{-0.2}}{l \cdot t} F_{corte} \right) \cdot \frac{l \cdot t}{1.43}; 0.035 \cdot l \cdot t \right\} \text{ kN} \quad (2.12)$$

Rotura por fissuração diagonal

A rotura do painel de alvenaria por fissuração diagonal determina-se resolvendo a equação 2.9 em ordem a F . Admitindo que a tensão resistente à tracção do material que constitui a parede é f_t , a força F_{fts} que provoca a rotura da parede à tracção é obtida pela seguinte expressão:

$$F_{fts} = \frac{l \cdot t \cdot f_t}{0.58} \quad (2.13)$$

Rotura por esmagamento dos cantos comprimidos

A força que provoca a rotura por esmagamento dos cantos comprimidos, segundo Smith & Riddington é a definida pela seguinte equação:

$$F_{esm} = 1.12(\lambda \cdot l)^{-0.88} \cdot f_{cm} \cdot l \cdot t \cdot \cos^2 \theta \quad (2.14)$$

em que f_{cm} consiste na tensão de rotura da alvenaria à compressão e λl é um parâmetro adimensional que exprime a relação de rigidez entre o pórtico e o painel.

2.4.4. MÉTODO DE PRIESTLEY

Para a determinação da rigidez de pórticos de betão armado preenchidos com paredes, Priestley (1980), propõe que estas sejam substituídas por bielas diagonais equivalentes com largura, w , igual a um quarto do seu comprimento:

$$w = 0.25 \cdot d \quad (2.10)$$

2.4.5. MÉTODO DE AL-CHAAR

Al-Chaar (2002), propõe 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. Porém, para a determinação da largura da biela equivalente sugere que esta seja calculada pela expressão proposta por Mainstone relativa a painéis de alvenaria com $\lambda h < 5$, que se repete a seguir:

$$w = D \cdot 0.175 \cdot (\lambda h)^{-0.4} \quad (2.11)$$

em que D corresponde ao comprimento da biela que no método de Mainstone corresponde á notação w' .

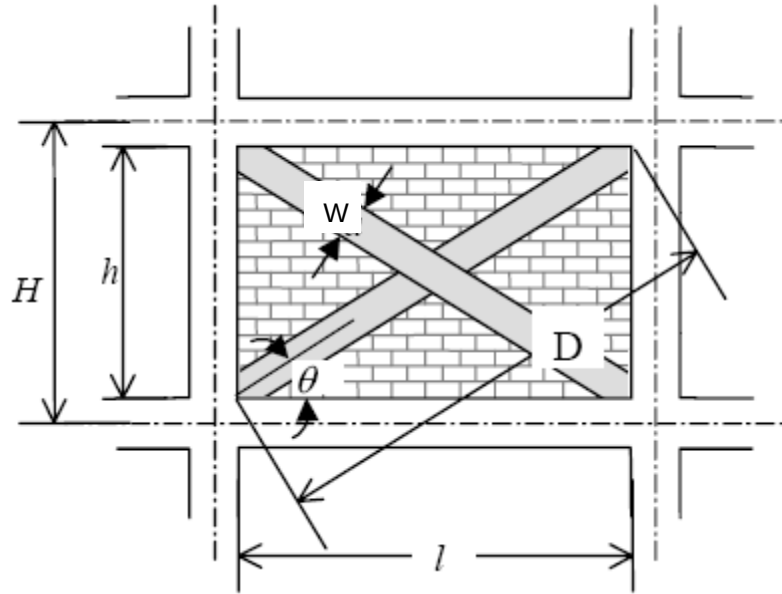


Fig.2.19 – Geometria das bielas (adaptado de Al-Chaar, 2002)

Contudo, Al-Chaar propõe que esta expressão seja afectada de dois coeficientes redutores, R_1 e R_2 , para ter em conta aberturas na parede e danos na alvenaria, respectivamente. Assim a largura da biela passa a ser determinada por:

$$w_{red} = w \cdot R_1 \cdot R_2 \quad (2.12)$$

onde w_{red} é a largura da escora equivalente reduzida e w é a largura da escora determinada pela equação 2.11.

No caso de a parede possuir aberturas (Fig.2.20), a largura da escora deve ser multiplicada por um factor de redução, R_1 , para ter em conta a perda de resistência devido a estas. Este factor, R_1 , deve ser calculado pela seguinte expressão:

$$R_1 = 0.6 \left(\frac{A_{abertura}}{A_{painel}} \right)^2 - 1.6 \left(\frac{A_{abertura}}{A_{painel}} \right) + 1 \quad (2.13)$$

em que:

- $A_{abertura}$ é a área da abertura, tal como o nome indica;
- A_{painel} é a área do painel de alvenaria dada por $l' \times h'$ (Fig.2.14).

No caso de a área da abertura ser igual ou superior a 60% da área do painel de alvenaria não é necessário ter em conta este painel na modelação do edifício.

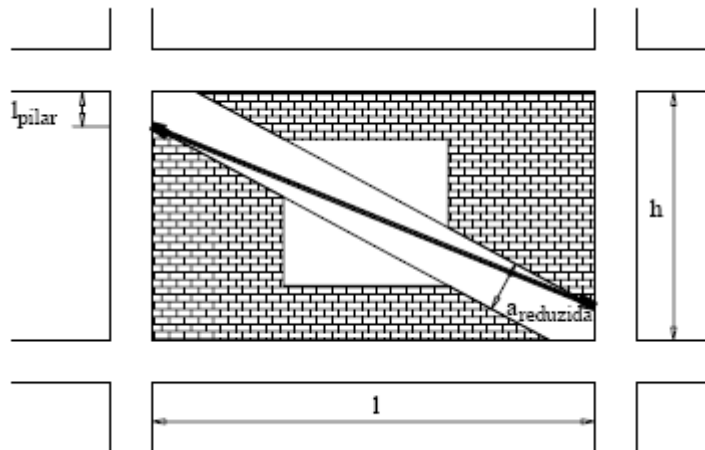


Fig.2.20 – Escora no caso de o painel possuir aberturas (Al-Chaar, 2002)

O comportamento da parede de alvenaria deteriora-se quando o limite elástico é excedido, por isso é importante determinar antes da modelação se este foi ultrapassado, e se sim, por quanto foi excedido. A avaliação da deterioração do painel deve ser feita visualmente e classificada em: sem danos, danos moderados e danos severos (Fig.2.21). Em caso de dúvida deve assumir-se de forma conservativa, que a parede apresenta danos severos. Os valores do coeficiente de redução, R_2 , para ter em conta os danos na parede de alvenaria, podem ser obtidos através da tabela 2.2:

Tabela 2.2 – Valores do coeficiente de redução R_2 (Al-Chaar, 2002)

h'/t	R_2 para o tipo de dano na alvenaria	
	Moderados	Severos
≤ 21	0.7	0.4
> 21	Necessita de Reparação	

De notar que, caso a razão h'/t do painel for superior a 21, o factor não é definido e é necessário reparar o painel, mas se não existirem danos então o factor de redução deve ser tomado como 1.

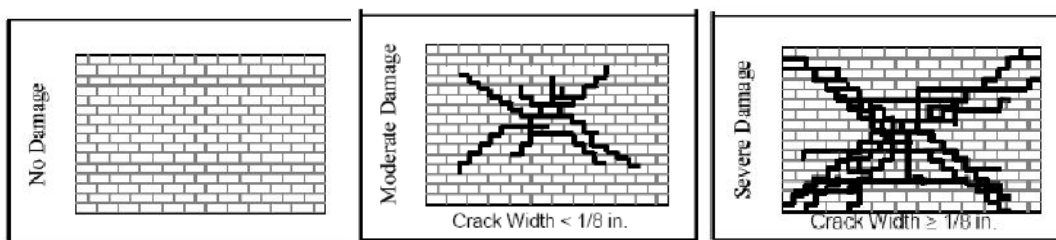


Fig.2.21– Classificação visual de danos tendo em consideração que 1inch = 2.54cm (Al-Chaar, 2002)

Al-Chaar propõe ainda que são os pilares que suportam a maior parte das forças devidas às paredes de alvenaria, portanto as bielas devem ser colocadas tendo este aspecto em consideração (Fig.2.22). A biela deve apresentar rótulas em cada pilar a uma distância l_{pilar} , a contar da face da viga, distância essa que é calculada usando a largura da biela equivalente sem quaisquer factores de redução, nas seguintes equações:

$$l_{pilar} = \frac{w}{\cos \theta} \quad (2.14)$$

$$\tan \theta = \frac{h-w/\cos \theta}{l} \quad (2.15)$$

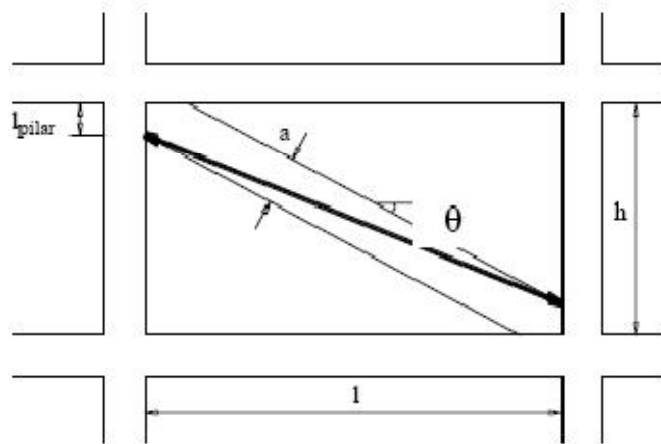


Fig.2.23 – Posição da biela equivalente (Al-Chaar, 2002)

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 à distância l_{pilar} , definida anteriormente, terminando nos nós de ligação da escora com o pórtico (Fig.2.23).

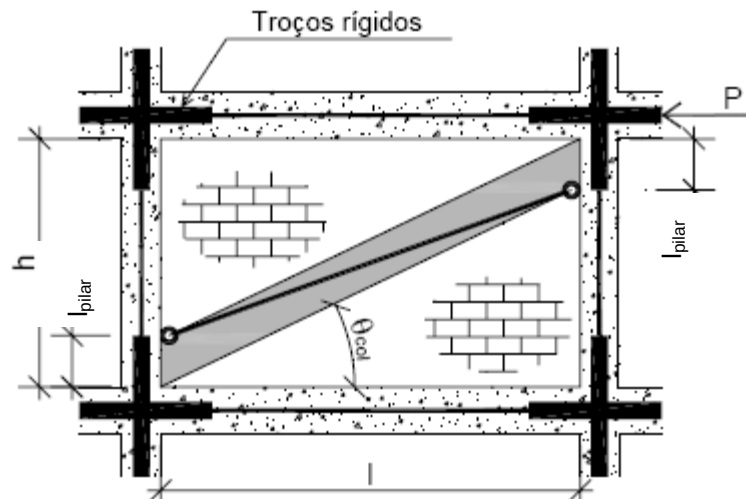


Fig.2.24 – Modelação do painel de alvenaria (Al-Chaar, 2002)

No caso de uma parede de alvenaria cujas dimensões não são suficientes para estarem em contacto com a totalidade dos elementos de betão armado que a rodeiam (Fig.2.24), o comprimento l_{pilar} de um dos lados é igual à distância que vai desde a face da viga até alvenaria, enquanto do outro lado a dimensão se calcula da mesma maneira (Eq.2.14). A largura da escora deve ser na mesma calculada pela expressão 2.12, utilizando a altura da parede reduzida, h , na equação 2.3 para a determinação de λh . Além disso, o único factor de redução que deve ser considerado é o R_2 , isto caso haja algum dano na parede.

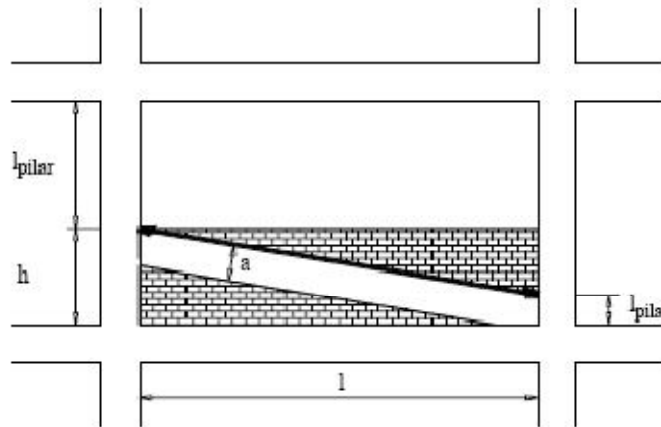


Fig.2.25 – Posição da biela equivalente no caso de o painel não preencher totalmente o pórtico envolvente

(Al-Chaar, 2002)

A rigidez da biela é controlada pelo seu módulo de elasticidade e pela secção transversal ($w \times t$). A sua carga máxima admissível, aplicada na direcção da biela equivalente é:

$$R_{strut} = \min \left\{ \frac{R_{cr}}{\cos \theta_{strut}}, R_{shear} \right\} \quad (2.15)$$

$$\tan \theta_{strut} = \frac{h - 2 \cdot l_{pilar}}{l} \quad (2.16)$$

onde:

- θ_{strut} é o ângulo entre a escora equivalente e a horizontal;
- R_{cr} é a resistência da escora ao esmagamento, dada pela equação (2.17);
- R_{shear} é a resistência da parede ao corte, dada pela equação (2.18).

$$R_{cr} = w_{red} \cdot t \cdot f'_m \quad (2.17)$$

$$R_{shear} = L \cdot t \cdot f'_v \cdot R_1 \cdot R_2 \quad (2.18)$$

em que:

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

2.5. ABERTURAS NOS PAINÉIS DE ENCHIMENTO DE ALVENARIA

Dos métodos de biela equivalente apresentados anteriormente apenas o método de Al-Chaar entra em consideração com o facto de os painéis apresentarem aberturas. Este propõe um factor de redução de acordo com as dimensões das aberturas e ainda indica um possível posicionamento das bielas no caso de estas existirem (Fig.2.25).

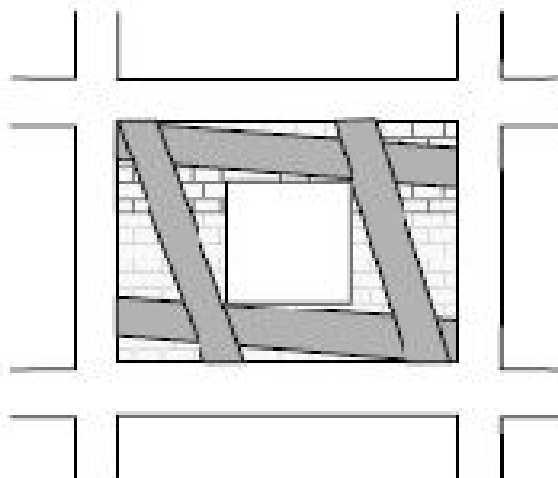


Fig.2.26 – Possível posição das bielas equivalentes no caso de o painel ter aberturas (Al-Chaar, 2002)

Contudo, alguns estudos têm sido feitos e verifica-se que a existência de aberturas nos painéis vai alterar significativamente o comportamento destes, logo se não se entrar em consideração com estas a avaliação da rigidez lateral, resistência e ductilidade não vão ser reais.

De acordo com Sortis *et al* (1999), a presença de aberturas modifica o comportamento estrutural dos painéis de enchimento ao reduzir a resistência e rigidez. Além disso, as aberturas diminuem a carga correspondente ao início do estado de fendilhação, com o desenvolvimento prematuro de fendas devido à concentração de tensões nos cantos comprimidos e da capacidade de dissipação de energia.

O trabalho desenvolvido por Kakaletsis e Karayannis (2007) em pórticos com um único piso e só com um painel (Fig.2.27) permitiram chegar a resultados sobre a influência de diferentes tipos de aberturas e diferentes tipos de enchimentos, uma vez que eles ensaiaram pórticos com um enchimento menos resistente e outro mais resistente a esforços de compressão.

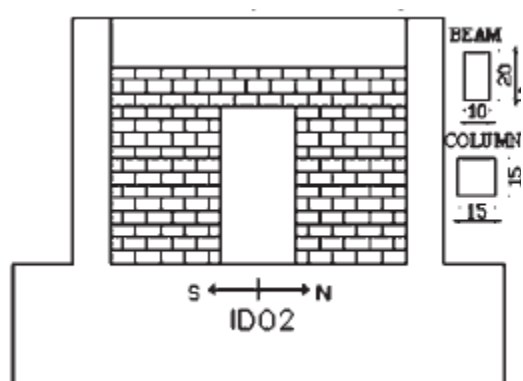
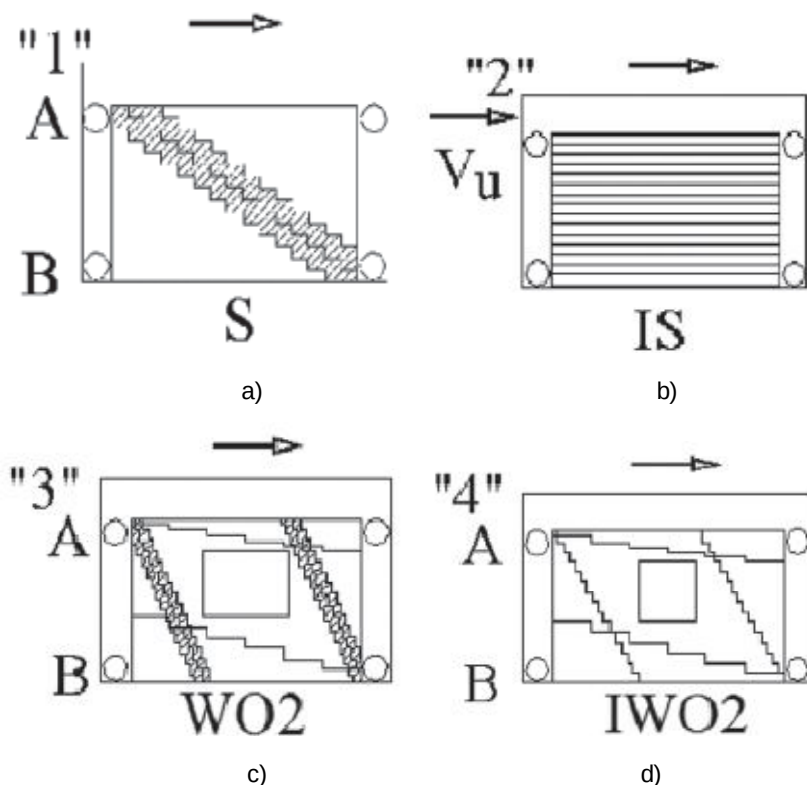


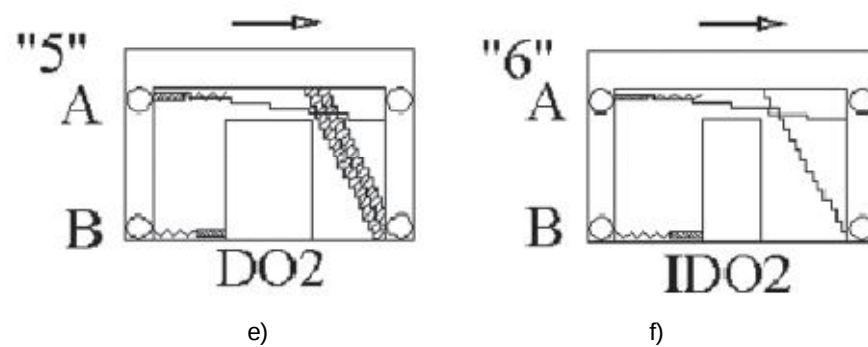
Fig.2.27 – Exemplo do tipo de pórticos ensaiados para a verificação da influência das aberturas

(Kakaletsis e Karayannis, 2007)

Kakaletsis e Karayannis verificaram que em todos os painéis ensaiados com aberturas, a rotura da viga ocorreu não perto da face do pilar mas próximo do meio vão da viga. Rótulas plásticas desenvolveram-se para *drifts* maiores que 11% ou não se desenvolveram mesmo. No geral, os painéis restringiram as vigas de flectir e adiaram o desenvolvimento de rótulas plásticas nas vigas. As fendas apareceram no topo da face da viga, praticamente ao mesmo tempo que ocorria a rotura ou escorregamento por corte dos pilares. Nos casos examinados não ocorreu nenhuma rotura por corte.

Os mecanismos de rotura verificados foram os seguintes:





Legenda:

-  Rótulas plásticas
-  Esmagamento da biela
-  Escorregamento por corte das juntas
-  Fissuração diagonal
-  Rotura por esmagamento dos cantos

Fig.2.28 – Mecanismos de rotura: a) painel preenchido com enchimento fraco sem aberturas; b) painel preenchido com enchimento forte sem aberturas; c) painel preenchido com enchimento fraco com janela; d) painel preenchido com enchimento forte com janela; e) painel preenchido com enchimento fraco com porta; f) painel preenchido com enchimento forte com janela (Kakaletsis e Karayannis, 2007)

Os resultados experimentais indicam que a presença, comportamento e mesmo a rotura dos painéis de enchimento, até nos casos em que há aberturas, podem melhorar significativamente o desempenho dos pórticos de betão armado. A rotura por corte nos pilares foi excluída e os painéis de enchimento impediram as vigas de flectir, e consequentemente impediram o desenvolvimento de rótulas plásticas nas vigas. Enquanto os painéis de enchimento forem construídos de maneira a que a resistência do enchimento for menor que a resistência ao corte dos pilares, o uso de enchimentos com aberturas para portas ou janelas não provoca uma rotura frágil dos pilares.

O uso de enchimentos com uma melhor resistência à compressão mas idêntica resistência ao corte, diminui a influência das aberturas em termos de resistência, rigidez, ductilidade e capacidade de dissipação de energia.

Verificou-se que os painéis com aberturas apresentam fissuras e separam-se do pórtico envolvente para uma etapa anterior à ocorrência da cedência no pilar. Para deslocamentos laterais menores, a dissipação de energia é maior para os painéis com aberturas em comparação com os que não tem aberturas. Para deslocamentos maiores, a dissipação de energia é reduzida para os painéis com aberturas e a energia continua a ser absorvida pelos elementos de betão, mas para os painéis sem aberturas mantém-se constante.

2.6. CONSIDERAÇÕES FINAIS

Neste capítulo foi feita uma apresentação do comportamento dos painéis de enchimento de alvenaria de tijolo, como estes interagem com o pórtico de betão armado envolvente e como alteram a resposta sísmica das estruturas.

Foram apresentados alguns métodos para a simulação das propriedades e comportamento dos painéis de alvenaria, focando-se essencialmente os métodos baseados no conceito das bielas diagonais equivalentes.

Apresentou-se também o trabalho desenvolvido por Kakaletsis e Karayannis (2007) sobre o comportamento dos painéis de alvenaria com aberturas, verificando-se que estas alteram significativamente este comportamento e que devem ser consideradas para se obter resultados realísticos.

Ainda sobre o dimensionamento sísmico de estruturas porticadas de betão armado preenchidas com painéis de alvenaria, existem duas alternativas apontadas por vários autores. Uma delas consiste em não considerar a contribuição dos painéis, sendo então necessário isolá-los dos pórticos envolventes através de da existência de uma faixa entre o pórtico e o painel constituída por um material muito deformável, como por exemplo o poliestireno. Assim, 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 aconselhável providenciar flexibilidade na base do painel por ser difícil suportá-lo para fora do seu plano (Paulay e Priestley, 1992).

A outra alternativa consiste em considerar os painéis de alvenaria como parte integrante do sistema estrutural, colocando-os em contacto com os pórticos. Assim, é possível tirar partido do benefício que os painéis trazem à resposta sísmica da estrutura, mas sendo necessário neste caso dimensionar a estrutura 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 ter atenção na disposição dos painéis em planta e altura (Tomazevic, 1999).

Mesmo o Eurocódigo 8 (2004), já aponta a importância dos painéis de alvenaria na resposta sísmica das estruturas porticadas, apontando que as irregularidades da distribuição dos painéis em planta e em altura devem ser tidas em conta na análise estrutural, e ainda apresenta medidas de pormenorização de armaduras para prevenir o comportamento “soft-storey” e o mecanismo de pilar curto ou “short-column”.

3

APRESENTAÇÃO DOS CASOS DE ESTUDO

3.1. INTRODUÇÃO

Inicialmente este trabalho iria incidir sobre edifícios em construção de betão armado para assim avaliar mais realisticamente os efeitos das paredes de alvenaria na sua resposta a acções sísmicas, havendo possibilidade de realizar ensaios antes e depois de ter painéis de alvenaria, mas, surgiram várias dificuldades tendo então esta tese incidido sobre dois edifícios já construídos.

Pretendeu-se que estes edifícios abrangessem um pouco da realidade de construção presente no nosso país, pelo que um deles se situa na zona do Porto e foi construído na década de 50, enquanto o outro se situa na zona de Aveiro e data de 1999, ou seja, com uma construção mais moderna e próxima da actual.

Neste capítulo apresentam-se os casos de estudo sobre os quais incidiram esta tese, a sua arquitectura e concepção estrutural, assim como a disposição dos painéis de alvenaria nas plantas arquitectónicas, para facilitar a sua localização nos pórticos e interpretação dos modelos numéricos. São apresentadas apenas as plantas que se acham necessárias para a compreensão da disposição dos painéis.

De notar que este trabalho apenas tem em conta os painéis de alvenaria que se encontram, total ou parcialmente, confinados por pórticos de betão armado pois são os que contribuem significativamente para a resposta destes a acções sísmicas. Logo, os painéis de alvenaria que não se encontram no alinhamento dos pórticos não são tidos em consideração na modelação numérica, visto terem uma interacção reduzida com os pórticos de betão armado.

3.2. BLOCO DE COSTA CABRAL – PORTO 1953

Situado na Rua Costa Cabral do Porto, que faz 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 (Fig.3.1) (Milheiro, 2008).

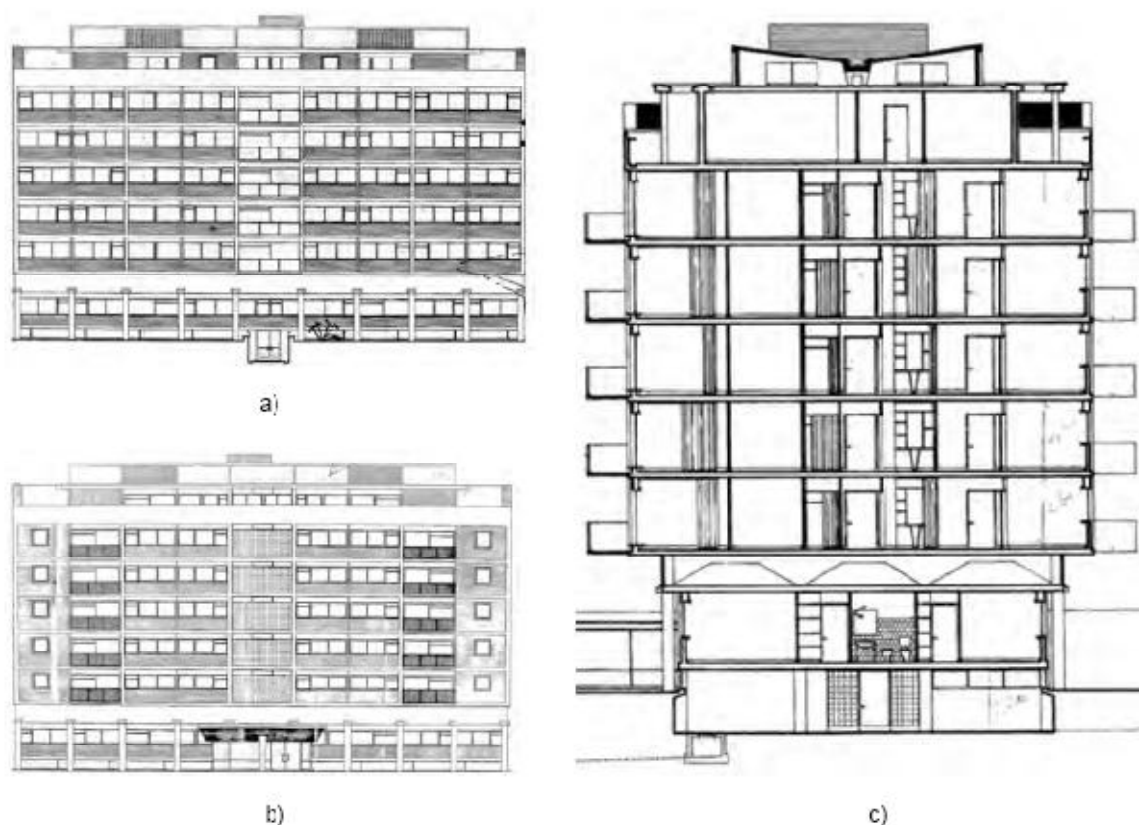


Fig.3.1 – Bloco de Costa Cabral: a) alçado frontal; b) alçado de tardo; c) corte transversal (Milheiro, 2008)

3.2.1. DESCRIÇÃO ARQUITECTÓNICA

Concebido pelo arquitecto Viana de Lima, o bloco de Costa Cabral apresenta uma implantação rectangular de 37.22x16.35 m², com um desenvolvimento em altura de 24.80 m.

O edifício é constituído por uma cave, rés-do-chão e mais seis andares, sendo o último recuado. 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 do tipo T4+1.

Apresenta-se como um bloco de geometria irregular com a cave e o rés-do-chão de menor perímetro exterior, enquanto os andares superiores se alongam em consola para os lados da fachada principal e posterior, onde igualmente existem varandas balançadas. O último piso é recuado, mas apresenta uma laje de tecto saliente que retoma um alinhamento mais próximo das fachadas dos pisos abaixo.

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 (Fig3.2).



Fig.3.2 – Aspecto dos *pilotis* do bloco de Costa Cabral (Fonseca, 2005)

3.2.2. DESCRIÇÃO ESTRUTURAL

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 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 (Fig.3.3), 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 (Fig.3.4).

A separação entre as duas partes faz-se através de um piso técnico situado entre o rés-do-chão e o primeiro piso (Fig.3.1 c)), que apresenta uma estrutura porticada em vigas de altura próxima de 1m, destinadas 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 (Fig.3.4), implicando um comportamento distinto das duas partes do edifício resultantes desta separação (Milheiro, 2008).

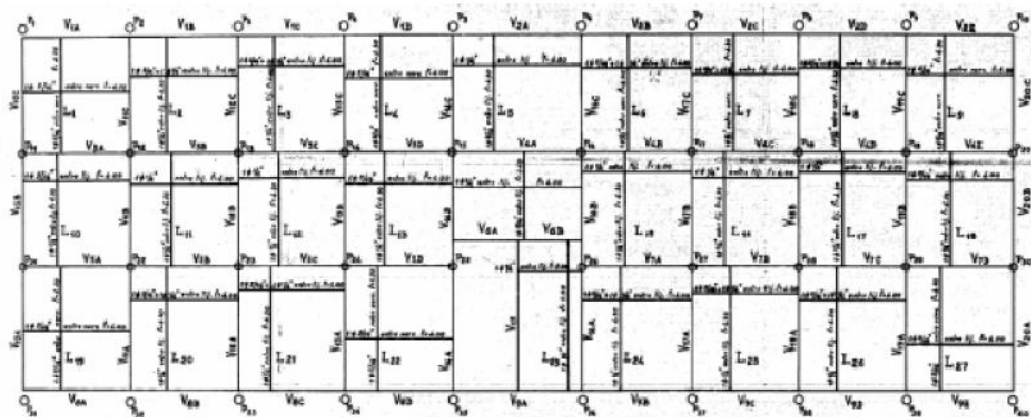


Fig.3.3 – Planta estrutural do tecto da cave do bloco de Costa Cabral (Milheiro, 2008)

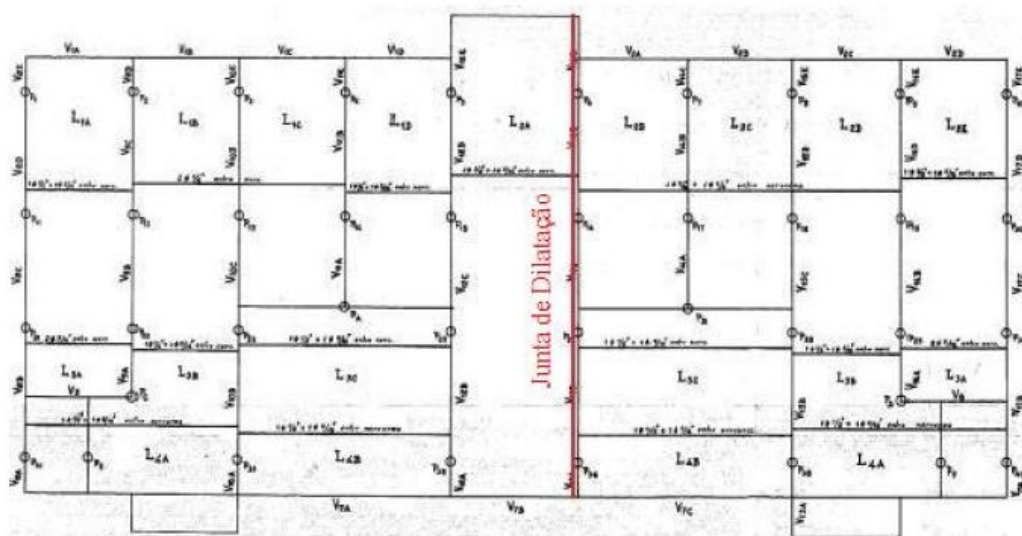


Fig.3.4 – Planta estrutural do tecto tipo do bloco de Costa Cabral (Milheiro, 2008)

3.2.3. DISPOSIÇÃO DOS PAINÉIS DE ALVENARIA

De seguida 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 (Figs.3.5 e 3.6). 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 (Milheiro, 2008).

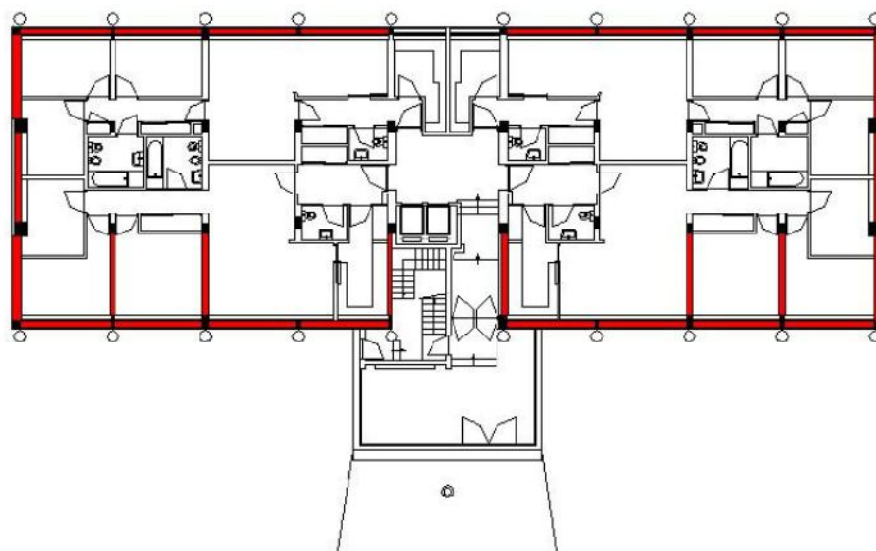


Fig.3.5 – Planta arquitectónica do R/C (Milheiro, 2008)

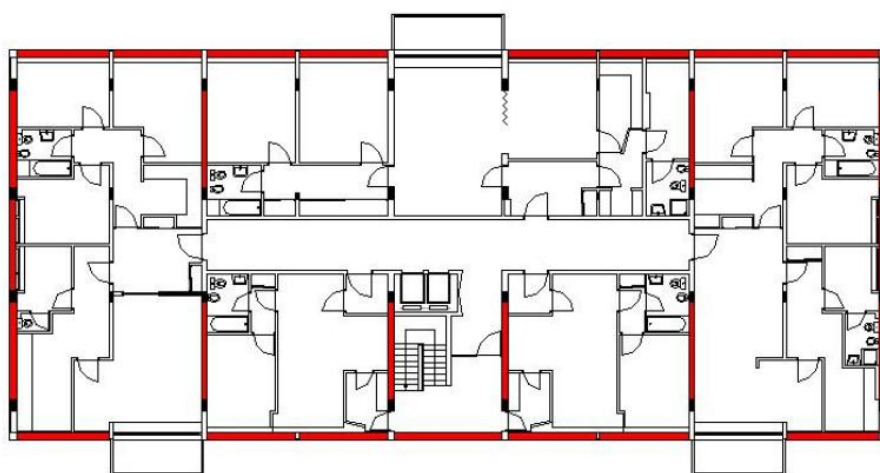


Fig.3.6 – Planta arquitectónica dos pisos 1, 2, 3, 4 e 5 (Milheiro, 2008)

No anexo 1 encontram-se as restantes plantas arquitectónicas e estruturais, bem como todos os outros desenhos dos elementos estruturais presentes no projecto.

3.3. EDIFÍCIO QUINTA DO GAMA – AVANCA 1999

O edifício Quinta do Gama situa-se na freguesia de Avanca, concelho de Estarreja, distrito de Aveiro, na Rua Professor Doutor Egas Moniz, englobando os lotes número 5 e 6, dos quais o presente trabalho apenas irá incidir sobre o lote 5 (Fig.3.7).

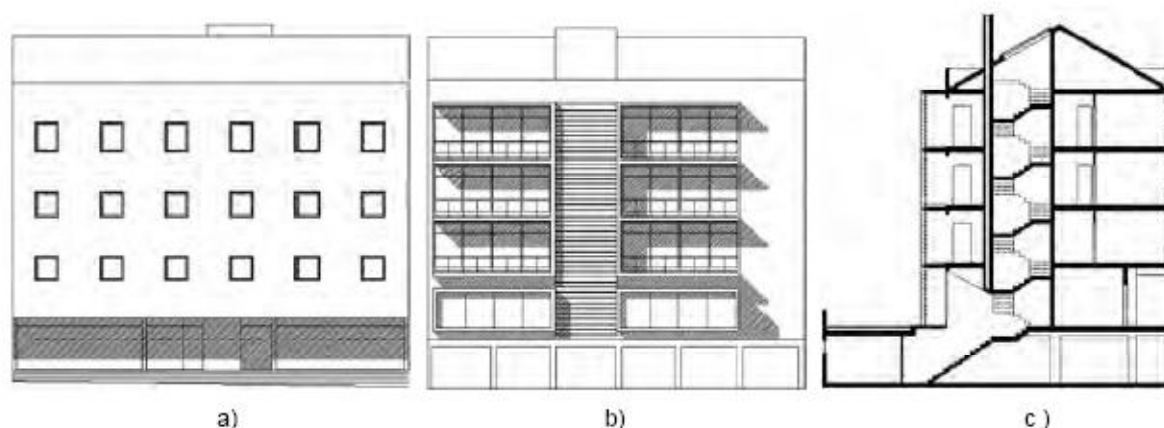


Fig.3.7 – Edifício Quinta do Gama, Avanca: a) alçado principal; b) alçado posterior; c) corte transversal

3.3.1. DESCRIÇÃO ARQUITECTÓNICA

Da autoria da dupla de arquitectos Ricardo Matos e Luís Solénio Laranjeira, este edifício apresenta-se com uma planta regular, constituído por cave, rés-do-chão, três andares e um sótão acessível. Com uma área de implantação de 19.80x12.70 m², o edifício tem 15.00 m de altura acima do solo, apresentando em todos os seus andares um pé direito de 3m.

A cave é destinada a lugares de estacionamento reservados aos moradores, o rés-do-chão destina-se a estabelecimentos comerciais, e do primeiro ao terceiro andar o edifício possui seis habitações distribuídas por dois apartamentos da tipologia T3 por piso.

3.3.2. DESCRIÇÃO ESTRUTURAL

Este bloco é composto por um conjunto de elementos estruturais verticais interligados por pavimentos horizontais de elevada rigidez no seu plano. Assim, a estrutura do edifício é idealizada por pórticos planos de betão armado, orientados segundo as duas direcções em que este se desenvolve, conferindo apoio às lajes que constituem os pavimentos. Na direcção longitudinal o edifício apresenta seis pórticos na cave (Fig.3.8) que são diminuídos para quatro nos restantes pisos, enquanto na direcção transversal é constituído por cinco pórticos que se mantêm para todo o desenvolvimento do edifício (Fig.3.9).

As lajes dos pisos são todas aligeiradas pré-esforçadas, enquanto as das escadas e varandas em consola são constituídas por lajes maciças de betão armado.

Na cave existe um muro de contenção de terras de betão armado que confina parte da construção. Este muro encontra-se devidamente integrado nos pórticos dessa zona, tornando-se parte da estrutura do edifício.

As fundações são todas superficiais, realizando-se em sapatas isoladas e conjuntas, que asseguram a transmissão de forças dos pilares ao terreno, e em sapatas contínuas na fundação relativa ao muro de suporte.

A ligação vertical entre pisos é garantida por um elevador e uma escada, relativamente centrados em planta, que percorrem o edifício desde o piso enterrado até ao quarto andar.

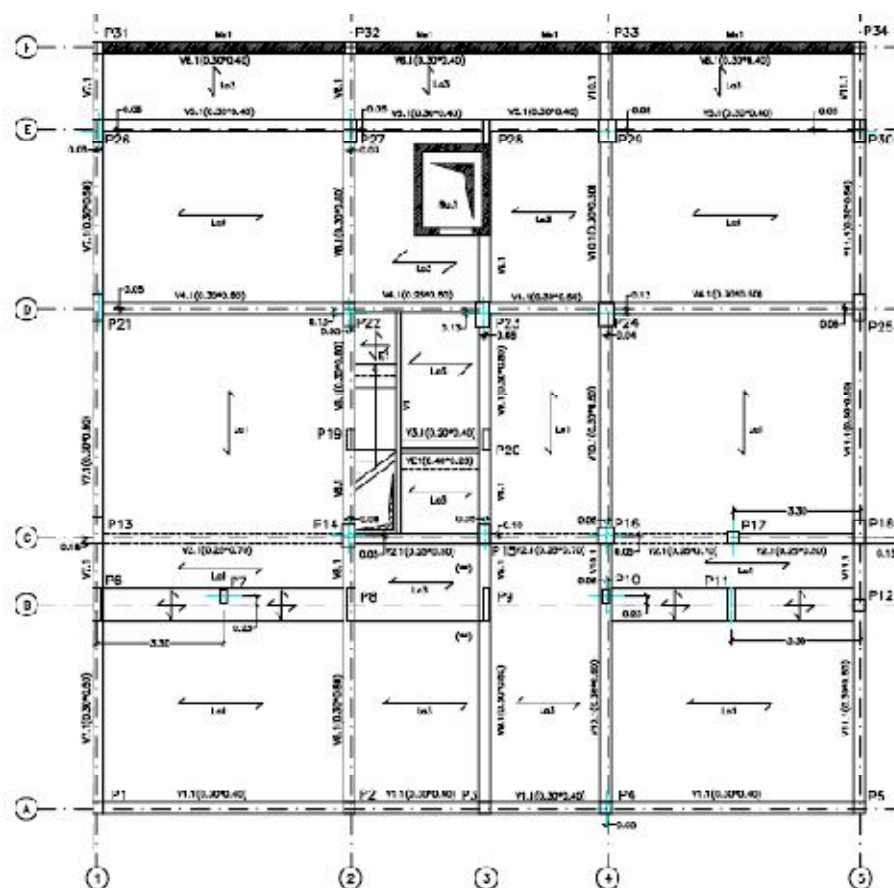


Fig.3.8 – Planta estrutural do tecto da cave do edifício Quinta do Gama

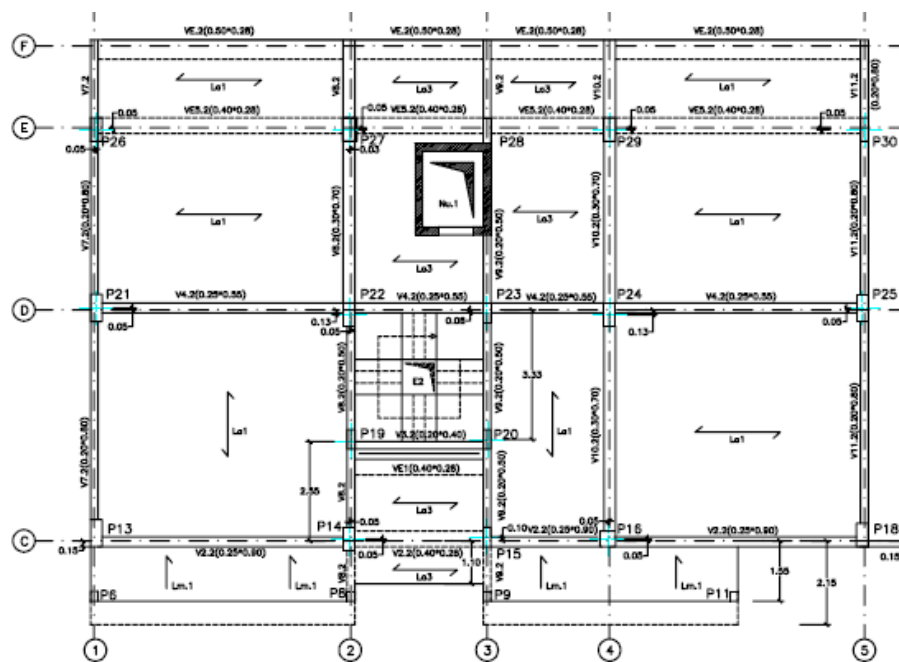


Fig.3.9 – Planta estrutural tipo do edifício de Quinta do Gama

3.3.3. DISPOSIÇÃO DOS PAINÉIS DE ALVENARIA

Nas figuras 3.10, 3.11 e 3.12 apresentam-se as plantas de arquitectura necessárias para a verificação da disposição dos painéis de enchimento de alvenaria que foram considerados na modelação deste edifício. Os painéis de enchimento considerados encontram-se assinalados a vermelho.

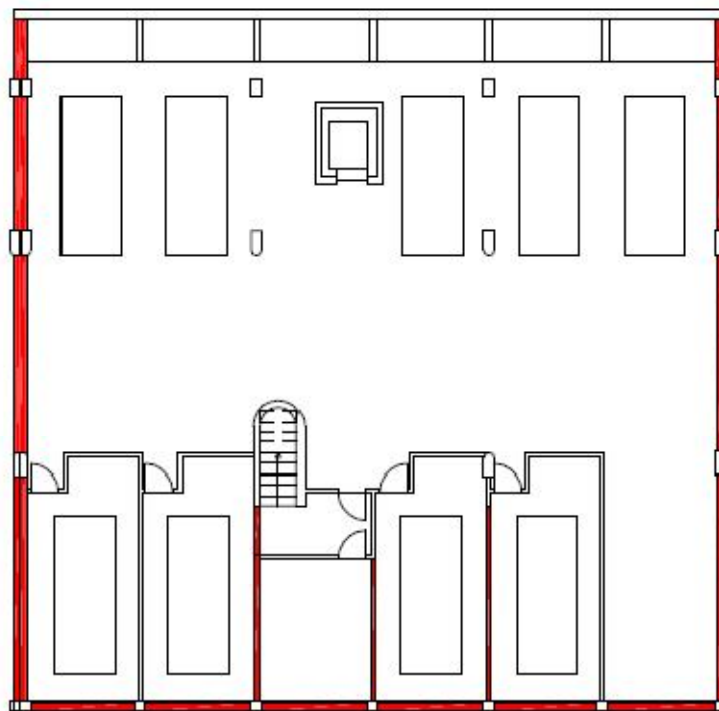


Fig.3.10 – Planta arquitectónica da cave

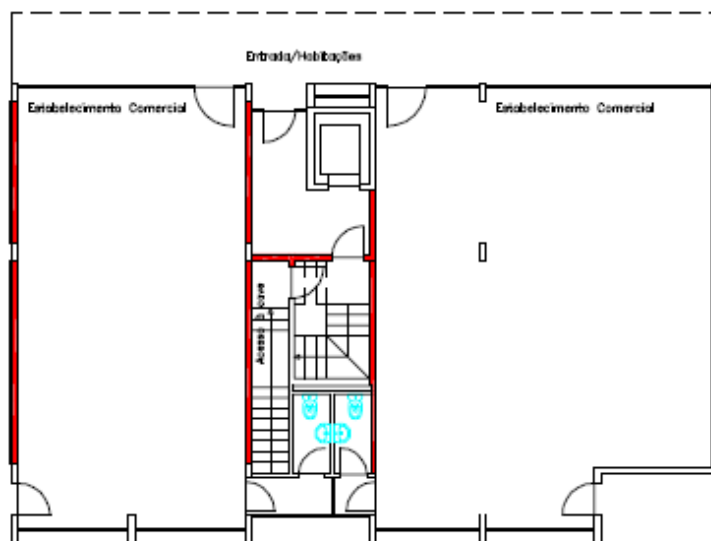


Fig.3.11 – Planta arquitectónica do R/C

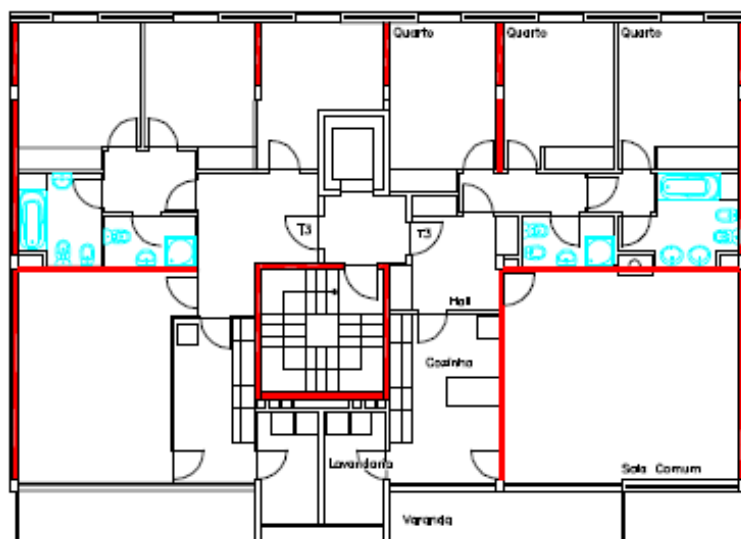


Fig.3.12 – Planta arquitectónica tipo dos pisos superiores

No anexo 2 são apresentadas todas as plantas estruturais e arquitectónicas do edifício Quinta do Gama em Avanca, assim como todos os desenhos dos elementos estruturais presentes neste.

3.4. CONSIDERAÇÕES FINAIS

Foram apresentados os casos de estudo sobre os quais incide este trabalho, cuja modelação numérica permitiu avaliar o efeito da presença dos painéis de enchimento de alvenaria.

O Bloco de Costa Cabral, como um edifício da década de 50, estruturalmente distingue-se dos mais recentes pelo seu funcionamento idealizado essencialmente numa direcção e pelo tipo de laje utilizado, de elementos vazados variando a lâmina de compressão, em comparação com as lajes aligeiradas utilizadas mais recentemente, como no caso do Edifício Quinta do Gama em Avanca. De notar ainda a ausência de núcleos resistentes de betão no caso do Bloco de Costa Cabral, típico dos edifícios mais antigos, enquanto no Edifício da Quinta do Gama já existe este núcleo resistente evidenciado pela caixa de elevadores.

Verifica-se ainda que o Bloco de Costa Cabral apresenta uma distribuição dos painéis de alvenaria em altura relativamente regular, enquanto o Edifício Quinta do Gama possui o piso térreo praticamente vazio.

A modelação numérica destes edifícios é descrita no Capítulo 4 e no Capítulo 5.

4

ANÁLISE DINÂMICA LINEAR

4.1. INTRODUÇÃO

Como referido no Capítulo 2 existem vários métodos para simular a presença dos painéis de enchimento de alvenaria nos pórticos de betão armado. Entre os métodos referidos o mais aprofundado é o método das bielas equivalentes, que ao longo dos anos tem sido objecto de vários estudos.

Assim sendo neste capítulo é feita a modelação das bielas diagonais equivalentes pelos métodos de Stafford Smith & Carter, Mainstone, Al-Chaar, Smith & Riddington e Priestley, para assim verificar se conseguem simular realisticamente o comportamento dos pórticos de betão armado preenchidos com painéis de alvenaria.

Toda a modelação numérica efectuada neste capítulo é linear, não entrando para nenhum dos materiais com as características de não-linearidade que vão ser discutidas no próximo capítulo.

4.2. PROCESSO DE MODELAÇÃO

A primeira etapa do processo de modelação consistiu na análise dos projectos estruturais, plantas de arquitectura, alçados e cortes de cada caso de estudo, apresentados no Capítulo 3. Isto permitiu 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, isto é, confirmar as suas características estruturais e a disposição dos painéis de alvenaria, mas também para medir as frequências experimentais dos edifícios.

A etapa seguinte consistiu na modelação linear elástica dos painéis de alvenaria confinados com bielas diagonais, introduzidas nos modelos tridimensionais já existentes no programa *SAP 2000 versão 10* (Computers and Structures, INC), para assim avaliar se os métodos baseados no conceito da biela diagonal equivalente, apresentados no Capítulo 2, são capazes de traduzir os efeitos destes painéis nas estruturas porticadas de betão armado.

Por último procedeu-se à calibração dos modelos produzidos, ajustando as frequências numéricas dos modelos com painéis de alvenaria às frequências experimentais medidas, para assim este trabalho ser mais realista, sendo então possível fazer a comparação entre os modelos sem alvenaria e com alvenaria para avaliar a influência destes painéis nas estruturas.

4.3. MODELAÇÃO NUMÉRICA SEM PAINÉIS DE ALVENARIA

4.3.1. ACÇÃO SÍSMICA

De acordo com o Eurocódigo 8 (2004) a acção sísmica deve ser verificada tanto para Estados Limites Últimos como para Estados Limites de Utilização, assegurando que na eventual ocorrência de sismos ficam protegidas as vidas humanas, mas também se reduzem as perdas económicas, evitando os danos estruturais e limitando os não-estruturais.

Estas duas verificações devem ser satisfeitas para diferentes níveis da acção sísmica, sendo que no caso de E.L.Último corresponde a uma probabilidade de excedência de 10% em 50 anos, ou seja, equivalente a um período de retorno de 475 anos. No caso do E.L.Utilização deve ser satisfeita uma acção sísmica com probabilidade de excedência de 10% em 10 anos, equivalente a um período de retorno de 95 anos, mas uma vez que para ambas as verificações os espectros de resposta utilizados são iguais, basta proceder a uma redução da ordem dos 0.4 a 0.5 em relação à acção sísmica de projecto para assim determinar a acção sísmica correspondente ao E.L.Utilização (Carvalho, 2007).

4.3.1.1. Zonamento Sísmico

Tal como no RSA, o EC8 mantém dois cenários para a acção sísmica, sendo um próximo (sismo intraplacas) e outro afastado (sismo interplacas). Todavia, ao contrário do descrito no RSA, o EC8 propõe zonamentos distintos conforme o cenário da acção sísmica se trate de próximo ou afastado.

De acordo com o Anexo Nacional, no caso de um sismo afastado temos um zonamento com 5 zonas distintas mas com uma variação de aceleração entre zonas mais suave (Fig.4.1.a), enquanto no caso de sismo próximo eliminou-se as zonas com acelerações próximas, ficando então apenas com 3 zonas distintas (Fig.4.1.b) (Carvalho, 2007).

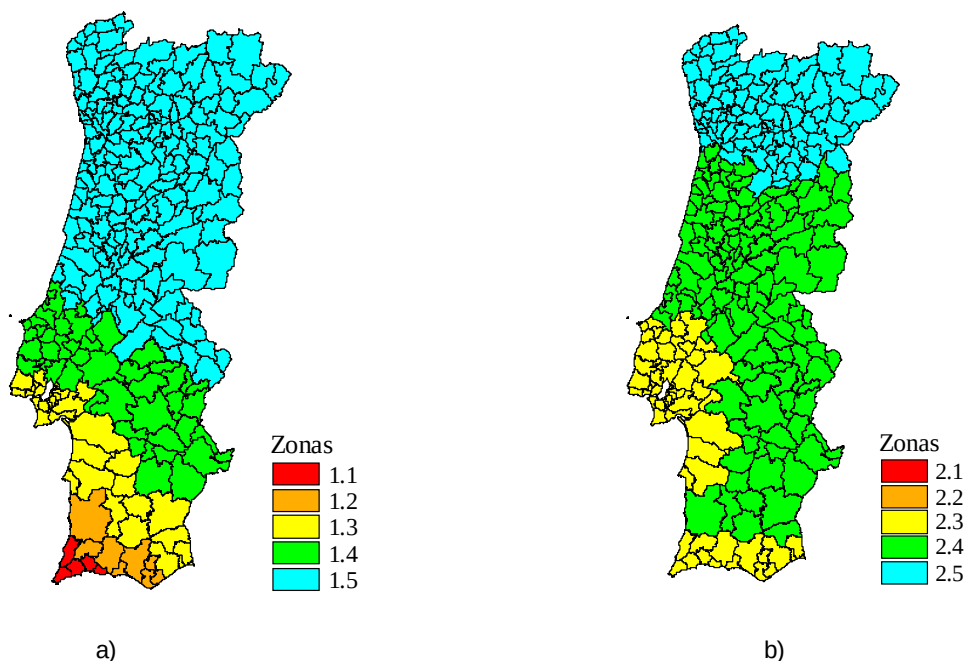


Fig.4.1 – Zonamento Sísmico da NP EN 1998-1: a) Cenário de Sismo Afastado (Tipo 1); b) Cenário de Sismo Próximo (Tipo 2)

Para haver compatibilização entre o zonamento sísmico e a acção sísmica considerada, existe um valor máximo de aceleração de projecto de referência, a_{gR} , para as diferentes zonas (Tabela 4.1). Este valor corresponde a um período de retorno de 475 anos e para um terreno do tipo A, rocha.

Tabela 4.1 – Aceleração máxima de referência, a_{gR} (cm/s²) segundo a NP EN 1998-1, para as várias zonas sísmicas

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

* apenas são consideradas para os Açores

4.3.1.2. Definição do espectro de resposta elástico horizontal

O espectro de resposta elástico horizontal, $S_e(T)$, traduz o movimento sísmico horizontal num dado ponto da superfície e é definido pelas seguintes equações:

$$0 \leq T \leq T_B: S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \left[1 + \frac{T}{T_B} \cdot (2.5 \cdot \eta - 1) \right] \quad (4.1)$$

$$T_B \leq T \leq T_C: S_e(T) = 2.5 \cdot a_g \cdot S \cdot \eta \quad (4.2)$$

$$T_C \leq T \leq T_D: S_e(T) = 2.5 \cdot a_g \cdot S \cdot \eta \cdot \left[\frac{T_C}{T} \right] \quad (4.3)$$

$$T_D \leq T \leq 4s: S_e(T) = 2.5 \cdot a_g \cdot S \cdot \eta \cdot \left[\frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right] \quad (4.4)$$

em que:

- $S_e(T)$ é o espectro de resposta elástico;
- T é o período de vibração de um sistema de um grau de liberdade;
- a_g é a aceleração de projecto em rocha (terreno do 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).

Este espectro de resposta elástico horizontal tem como forma genérica a apresentada na Figura 4.2.

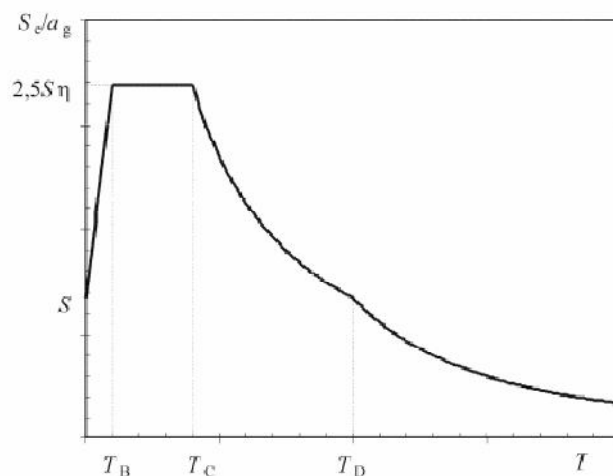


Fig.4.2 – Forma genérica do espectro de resposta elástico horizontal (EC8, 2004)

Para o estabelecimento deste espectro de resposta estar adaptado às situações Nacionais, o EC8 propõe para os parâmetros S , T_B , T_C e T_D os valores apresentados na Tabela 4.2 para os dois tipos de sismo.

Tabela 4.2 – Valores das variáveis definidoras da configuração espectral em rocha segundo a 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	0.3
T_D (s)	2.0	2.0

No EC8 para atender às diferentes características do terreno na definição da acção sísmica são considerados cinco tipos de terreno, denominados por terreno do tipo A, B, C, D e E, respectivamente, rocha, solos rijos, solos médios, solos brandos e solos brandos de pequena espessura.

Esta classificação está de acordo com as características do terreno no território nacional, mas nos casos em que isto não se verificar é possível através dos parâmetros definidores do espectro adequar esta análise a outros tipos de terreno. Estes parâmetros encontram-se especificados nas Tabelas 3.2 e 3.3 do EC8.

4.3.2. ACÇÕES CONSIDERADAS

Na definição da acção sísmica pelo EC8 para os casos de estudo considerou-se que os dois edifícios pertencem à zona 3 para o cenário de sismo afastado e à zona 5 para o cenário de sismo próximo. O terreno estipulado para ambos os casos foi um solo rijo, denominado como terreno do tipo B (Freitas, 2008).

Os edifícios em estudo inserem-se na categoria de edifícios correntes, pelo que o coeficiente de importância, γ_I , associado à dimensão, valor e importância dos edifícios, para a quantificação da acção sísmica segundo a norma europeia toma o valor unitário.

Apresentam-se de seguida os espectros de resposta elásticos de acordo com o descrito anteriormente, para um terreno do tipo B, nos cenários de acção sísmica próxima e afastada, utilizados na determinação desta acção (Fig.4.3).

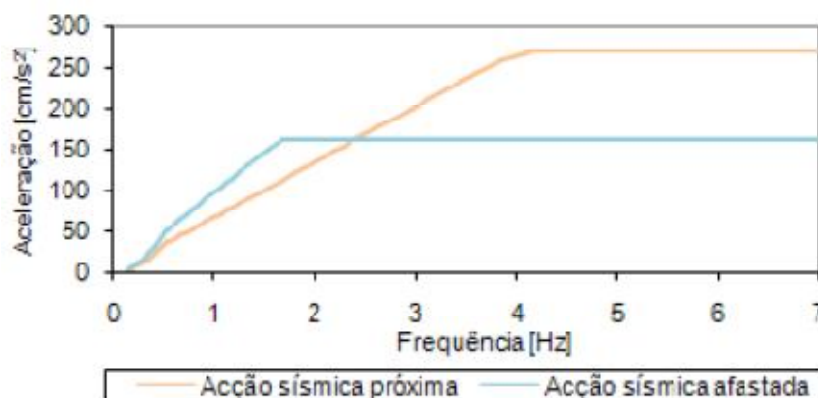


Fig.4.3 – Espectros de resposta elásticos segundo o EC8 para os cenários de acção sísmica próxima e afastada

Para ter em conta o tipo de estrutura e as suas características de ductilidade é considerado um factor de redução a considerar no espectro apresentado, nomeadamente, o coeficiente de comportamento relativo a esforços, para estruturas em pórtico, definido segundo o ponto 5.2.2.2 do EC8. Foi admitido o valor limite de 1.5 para este coeficiente de comportamento, uma vez que a ductilidade normal definida pelo regulamento português é equiparável à ductilidade baixa definida pelo EC8 (Freitas, 2008).

Quanto às acções permanentes consideradas estas contabilizam o peso próprio dos elementos estruturais, nomeadamente, o peso próprio das lajes aligeiradas com elementos vazados de tijolo, no caso do Edifício de Costa Cabral, e das lajes aligeiradas de vigotas, no caso do Edifício de Avanca, das vigas, pilares e paredes resistentes, dos revestimentos e das paredes divisórias. Na tabela 4.2 encontram-se esquematizados os valores relativos às cargas permanentes.

Tabela 4.3 – Acções Permanentes para o piso tipo consideradas para cada edifício [kN/m²]

Peso Próprio [piso tipo]	Costa Cabral	Avanca
Lajes aligeiradas	3.18	3.85
Lajes maciças	2.88	3.75
Outros elementos estruturais	1.20	*
Revestimentos	0.60	2.50
Paredes divisórias	1.00	1.50

O valor assinalado com (*) pressupõe a determinação feita pelo programa de cálculo dos elementos estruturais de betão armado.

As sobrecargas a utilizar são semelhantes para os dois edifícios, variando apenas consoante o tipo de utilização, os valores do coeficiente de redução, ψ_2 , são os preconizados no Eurocódigo 0, que se encontram definidos na tabela 4.3, e os valores do coeficiente de redução, ψ_0 , são também os que se encontram estabelecidos neste Eurocódigo, tomando o valor de 0.7.

Tabela 4.4 – Sobrecargas e respectivos coeficientes de redução, ψ_2 , para cada edifício [kN/m²]

Sobrecargas	Q [kN/m ²]	ψ_2
Habitação	2.0	0.3
Varandas	2.0	0.3
Acessos	3.0	0.3
Comércio	4.0	0.6
Cobertura	0.3	0.0
Terraço inacessível	1.0	0.0

4.3.3. COMBINAÇÕES DE ACÇÕES

Segundo as normas europeias (EC0, 2001), as combinações de acções para situações de acção sísmica são determinadas pela expressão:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + E_d + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (4.1)$$

sendo,

- $G_{k,j}$ os valores característicos das acções permanentes;
- P os valores característicos das acções de pré-esforço;
- E_d o valor de cálculo da acção sísmica;
- $\psi_{2,i}$ os coeficientes de redução para valores quase-permanentes das diversas acções variáveis;
- $Q_{k,i}$ os valores característicos de cada uma dessas acções variáveis.

4.3.4. MODELAÇÃO NUMÉRICA

Tanto o Edifício de Costa Cabral como o Edifício de Avanca já se encontravam modelados, sendo que esta modelação foi feita, atendendo às plantas estruturais e arquitectónicas, aos cortes e alçados dos edifícios, recorrendo a elementos de barra na simulação de vigas e pilares, e elementos de casca na simulação de lajes de piso e elementos rígidos, como é o caso do muro de suporte de terras e da caixa de elevadores no Edifício Quinta do Gama (Freitas, 2008).

Consideraram-se os materiais especificados nas memórias de cálculo, nomeadamente, o betão C16/20 e o aço A235 (liso), no caso do Bloco de Costa Cabral, e o betão C20/25 e o aço A400 (nervurado), no caso do Edifício Quinta do Gama, em termos de valores característicos. Desta forma, os materiais utilizados apresentam as seguintes características especificadas no Eurocódigo 2 (EC2, 2004) (Tabela 4.1):

Tabela 4.5 – Características dos materiais considerados para cada edifício

Edifício	Betão					Aço			
	Peso específico [kN/m ³]	fck [MPa]	fcd [MPa]	fctm [MPa]	Ecm [GPa]	Peso específico [kN/m ³]	fsyk [MPa]	fsyd [MPa]	Es [GPa]
Costa Cabral	24.0	16.0	10.7	1.9	29.0	77.0	235.0	204.3	200.0
Avanca		20.0	13.3	2.2	30.0		400.0	347.8	200.0

Não foram modeladas as escadas existentes nos dois edifícios, tendo sido traduzidas pelas acções a que estão sujeitas, no local onde estas descarregam.

No caso do Bloco de Costa Cabral, foram considerados apoios elásticos ao nível do rés-do-chão nos pilares limítrofes, uma vez que estes não se encontram ligados à laje desse piso, pretendendo simular a rigidez transmitida à estrutura pelo terreno a essa altura. Teve-se em consideração o módulo de deformabilidade de um solo comum da zona metropolitana do Porto (Gomes *et al*, 2002) (Fig.4.1).

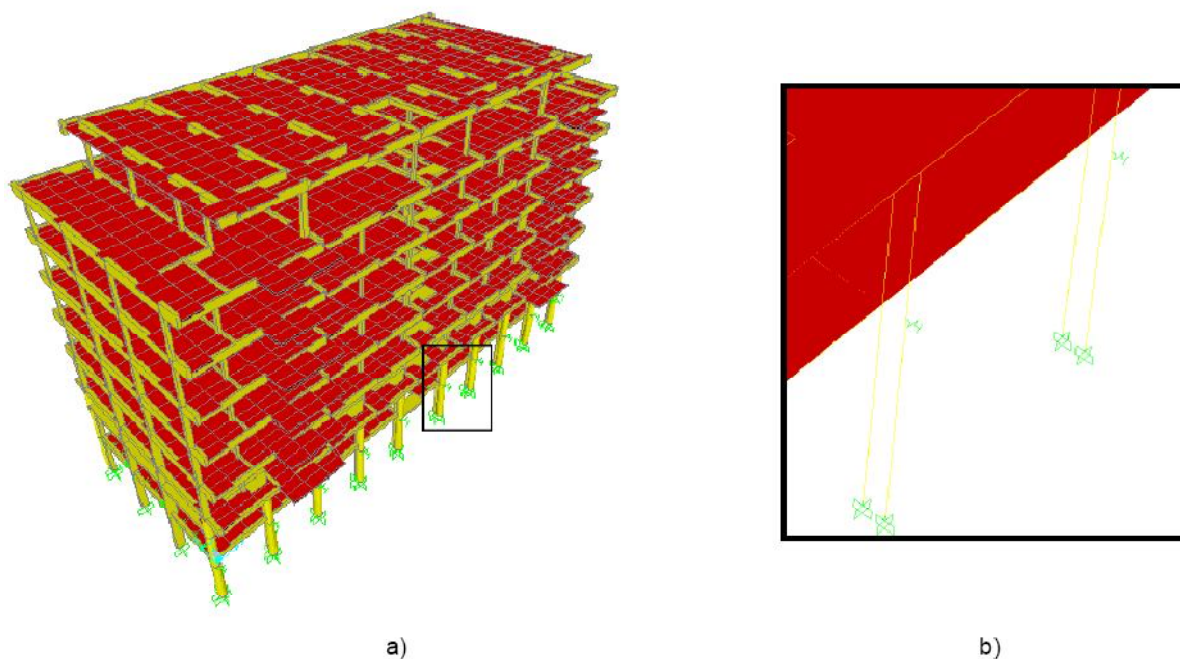


Fig.4.4 – a) Aspecto geral do modelo tridimensional do Edifício de Costa Cabral; b) Pormenorização das molas

No Edifício de Avanca modelou-se a cobertura conforme o disposto no projecto, o que, tratando-se de uma cobertura ordinária, traduziu uma representação da inclinação da última laje deste edifício (Freitas, 2008) (Fig.4.2). Ainda foram colocados apoios horizontais ao longo de todo o piso 0 para simular o efeito de piso enterrado.

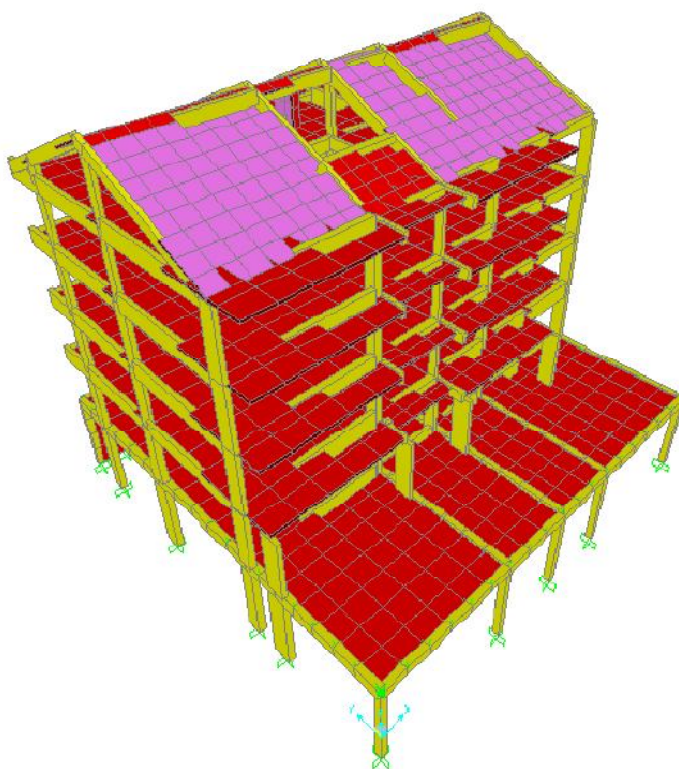


Fig.4.5 – Aspecto geral do modelo tridimensional do Edifício de Avanca

4.3.5. FREQUÊNCIAS E MODOS DE VIBRAÇÃO

A análise modal segundo o EC8 converte as cargas verticais actuantes no edifício, em massa disposta ao nível do piso segundo a expressão 4.2:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + \sum_{i > 1} \psi_{E,i} Q_{k,i} \quad (4.2)$$

Onde $\psi_{E,i}$ é igual a $\psi_{2,i}$ multiplicado por um factor, ϕ , dependente do tipo de acção variável e da ocupação dos pisos, conforme o especificado na tabela 4.2 do EC8.

A tabela 4.4 apresenta as três primeiras frequências dos dois edifícios sem os painéis de alvenaria.

Tabela 4.6 – Frequências sem os painéis de alvenaria para os dois edifícios

Edifícios	1ª Frequência [Hz]	2ª Frequência [Hz]	3ª Frequência [Hz]
Costa Cabral	0.67 (xx)	1.27 (yy)	1.29 (xy)
Avanca	1.93 (xx)	2.63 (xy)	3.01 (yy)

De seguida, apresenta-se o aspecto dos três primeiros modos de vibração do Edifício de Costa Cabral (Fig.4.4) e do Edifício de Avanca (Fig.4.5).

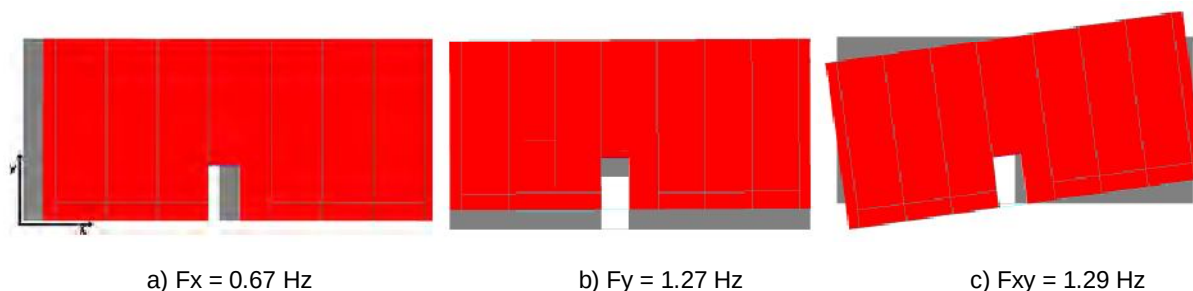


Fig.4.6 – Aspecto do a) primeiro, b) segundo, c) terceiro modos de vibração do Edifício de Costa Cabral

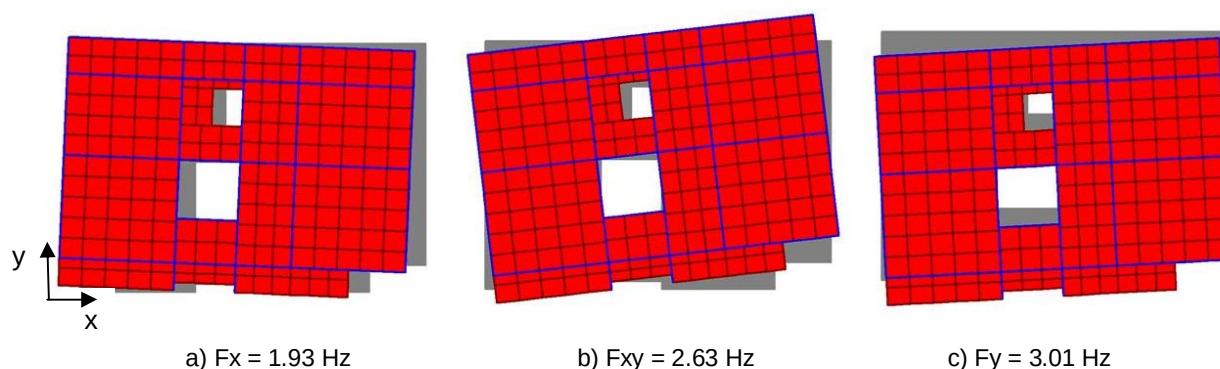


Fig.4.7 – Aspecto do a) primeiro, b) segundo, c) terceiro modos de vibração do Edifício de Avanca

Como se pode verificar, para o caso do Edifício de Costa Cabral, como se trata de um edifício mais antigo, com fortes características de regularidade e simetria, os dois modos de vibração iniciais tendem a ser de flexão puros, associados às suas direcções respectivas.

No caso do Edifício de Avanca, como se trata de um edifício mais recente, mais irregular em altura e em planta, não apresenta modos de vibração tão puros como o anterior, apresentando visíveis componentes de torção.

4.4. MODELAÇÃO NUMÉRICA COM PAINÉIS DE ALVENARIA

De acordo com o descrito no Capítulo 2 é possível simular o comportamento dos painéis de enchimento de alvenaria através de bielas diagonais equivalentes.

Para que esta modelação seja o mais próximo da realidade é necessário que estas bielas possuam as propriedades da alvenaria. De trabalhos realizados anteriormente no LNEC foi possível concluir que para pórticos isolados preenchidos com alvenaria de tijolo, sujeitos a compressão diagonal, o módulo de elasticidade da alvenaria para compressão diagonal estaria entre os 5 GPa e os 8 GPa.

Assim sendo, no decorrer deste trabalho, e na impossibilidade de realizar ensaios na alvenaria existente nos edifícios em estudo, adoptou-se para a alvenaria um módulo de elasticidade de 7 GPa.

4.4.1. EDIFÍCIO DE COSTA CABRAL

4.4.1.1. Frequências experimentais

Para a medição das frequências experimentais deste edifício, foi colocado um acelerómetro fixo no piso mais elevado da estrutura, 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 (Milheiro, 2008).

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) (Milheiro, 2008).

Tendo este edifício sido objecto de estudo por Milheiro (2008), foram medidas as acelerações longitudinais e transversais em 9 pontos do edifício, representados no alçado da Fig.4.6. Esta disposição permitiu obter a configuração dos modos de vibração da estrutura e valores experimentais das respectivas frequências, utilizados para a calibração dos modelos numéricos.

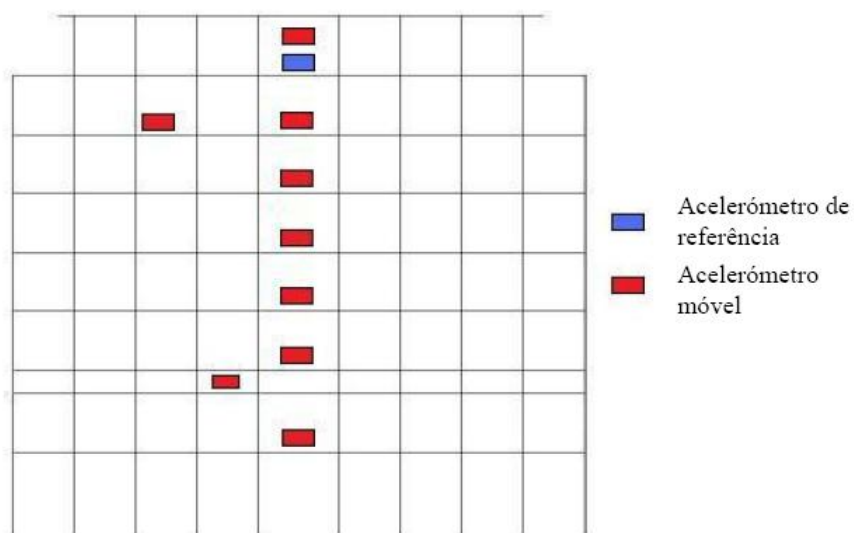


Fig.4.8 – Localização dos acelerómetros para a medição de frequências no Edifício de Costa Cabral
(Milheiro, 2008)

As frequências próprias deste edifício resultantes da medição efectuada, identificadas pelo método EFDD do programa ARTEMIS, conforme a Fig.4.7.

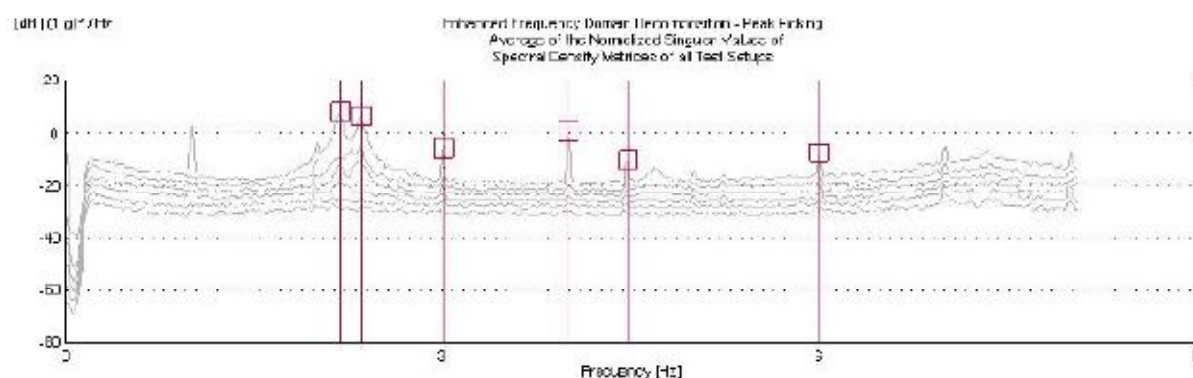


Fig.4.9 – Método de EFDD na identificação das frequências próprias do Edifício de Costa Cabral (Milheiro, 2008)

Na Tabela 4.7 encontram-se definidos os dois primeiros modos de vibração assim como as respectivas frequências.

Tabela 4.7 – Modos de vibração e frequências experimentais do Edifício de Costa Cabral

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

4.4.1.2. Aspectos Particulares da Modelação

Este edifício já tinha sido objecto de estudo por parte de Milheiro (2008), também para avaliação da influência dos painéis de enchimento mas apenas recorrendo a análise não-linear no programa PORANL, logo neste trabalho procurou-se fazer a modelação deste edifício mas agora recorrendo á análise linear e tendo em consideração o método das bielas equivalentes.

Como os modos de vibração deste edifício são puros e uma vez que é na direcção transversal, y, que existem mais painéis de enchimento de alvenaria, a modelação destes foi feita apenas nesta direcção pois é a que vai ter mais influência.

Os painéis de alvenaria foram modelados através de duas bielas diagonais equivalentes, usando elementos de barra com rótulas nas extremidades, com as propriedades da alvenaria descritas anteriormente.

Na Fig.4.10 é possível ver o aspecto geral desta modelação com painéis de alvenaria.

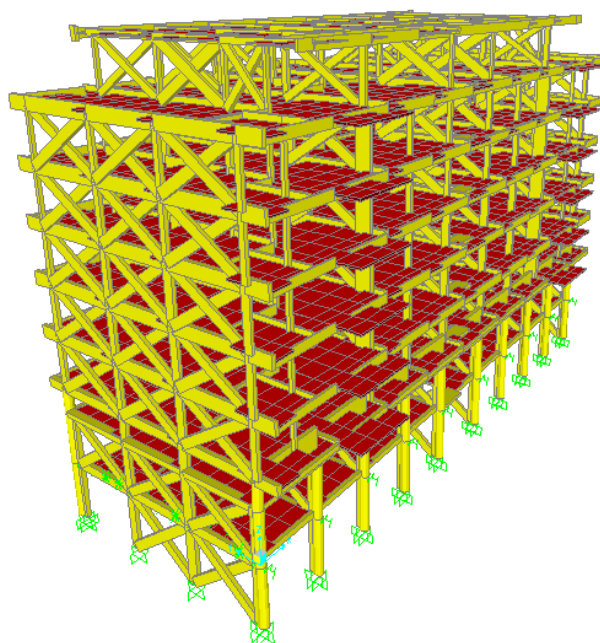


Fig.4.10 – Aspecto do modelo tridimensional do Edifício de Costa Cabral com painéis de alvenaria

4.4.1.3. Calibração

Para ser possível comparar os resultados experimentais com os numéricos, foi necessário proceder a um ajuste das frequências. Uma vez que a frequência é função da rigidez da estrutura e que esta depende tanto das características do material, como das características geométricas das bielas adoptadas para simular os painéis de enchimento de alvenaria, foi adoptado que este ajuste seria feito no parâmetro, α , sendo $w=\alpha.d$ onde, w , representa a largura das bielas equivalentes e, d , o comprimento destas, como representado na Fig.2.15.

Após várias iterações, o resultado obtido para o parâmetro α , que aproxima as frequências em y numéricas das experimentais foi $\alpha=0.11$, que se traduz na Fig.4.11.

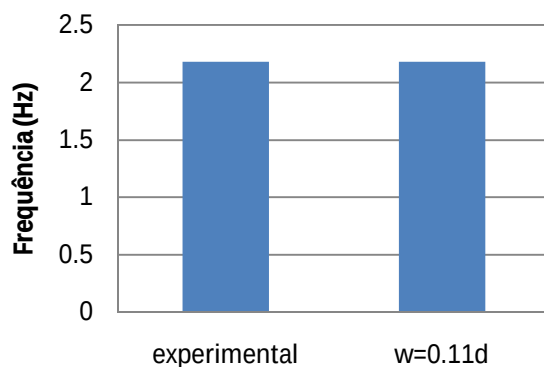


Fig.4.11 – Comparação entre as frequências em y experimentais e calibradas

4.4.1.4. Comparação com os Métodos das Bielas Diagonais Equivalentes

Um dos objectivos deste trabalho é verificar se os métodos baseados no conceito das bielas diagonais equivalentes são possíveis de simular o comportamento dos pórticos de betão armado sujeitos a acção sísmica começando pela aferição da rigidez inicial.

Como tal, o modelo tridimensional descrito foi agora modificado, sendo introduzidas agora as bielas diagonais com a largura determinada pelos diferentes métodos descritos no Capítulo 2.

Os resultados obtidos são os representados na Tabela 4.8 e na Fig.4.12.

Tabela 4.8 – Frequências numéricas para a direcção transversal (y) determinadas pelos diferentes métodos das bielas diagonais equivalentes

Métodos	f_y (Hz)
Stafford Smith & Carter	2.52
Mainstone	2.17
Al-Chaar	2.18
Smith & Riddington	2.14
Priestley	2.53

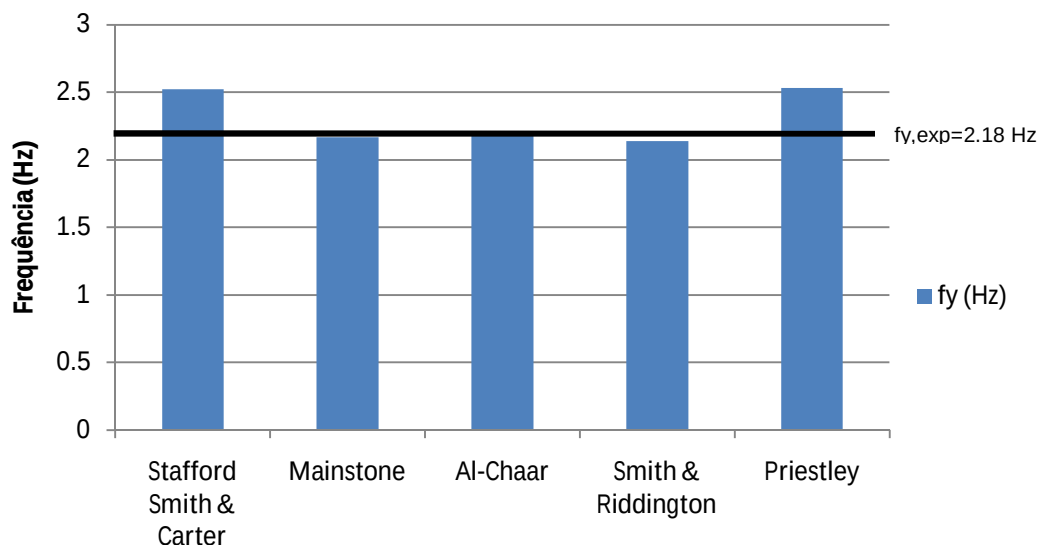


Fig.4.12 – Comparação entre as frequências em y para os diferentes métodos das bielas diagonais equivalentes

Para ser possível uma comparação entre os resultados obtidos para os vários métodos e os obtidos no modelo numérico calibrado, representa-se na Fig.4.13 as relações w/d para cada um dos métodos, obtidas através da média ponderada.

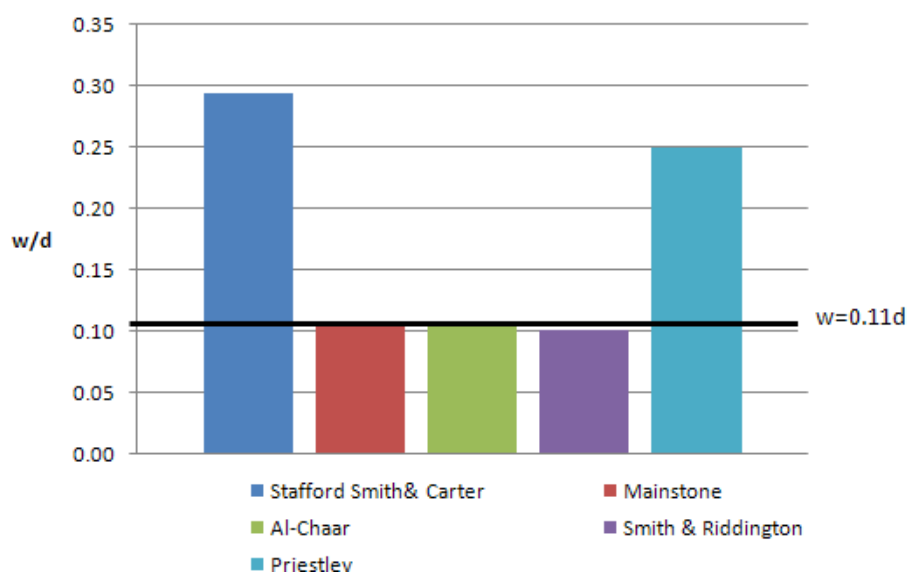


Fig.4.13 – Comparação das relações w/d para os vários métodos

Verifica-se que os métodos que se aproximam mais dos resultados obtidos experimentalmente são os métodos de Mainstone, Al-Chaar e Smith & Riddington.

Como era esperado o método de Stafford Smith & Carter apresenta-se como o mais conservativo, mas neste caso tanto este método como o método de Priestley, apresentam resultados muito diferentes dos experimentais, sendo que as frequências em y determinadas por estes métodos são aproximadamente 16% superiores às experimentais.

É possível concluir que, apesar de o método das bielas equivalentes ser bastante simples e fácil de utilizar, neste caso se optarmos por utilizar os pressupostos dos métodos de Mainstone, Al-Chaar ou Smith & Riddington, é possível reproduzir os efeitos dos painéis de enchimento de alvenaria nas frequências das estruturas porticadas de betão armado, recorrendo como neste trabalho a um programa de cálculo linear.

4.4.1.5. Análise de Resultados

Sendo objectivo desta dissertação verificar a influência dos painéis de enchimento de alvenaria em estruturas porticadas de betão armado sujeitas a acção sísmica, optou-se por sistematizar de seguida os resultados que pareceram ter mais influência na resposta sísmica das estruturas. Entre estes optou-se por demonstrar a influência dos painéis nas frequências, deslocamento, perfis de deslocamento relativo entre pisos ou “drift”.

- **Frequências e Modos de vibração**

Tabela 4.9 – Frequências experimentais e numéricas para o Edifício de Costa Cabral

Configuração	1ª Frequência		
	experimental (Hz)	com alvenaria (Hz)	sem alvenaria (Hz)
Transversal (Y)	2.178	2.180	1.267

Como era esperado, a inclusão dos painéis de alvenaria aumenta significativamente a frequência de vibração da estrutura.

Verifica-se que os painéis de enchimento de alvenaria aumentam o valor da frequência aproximadamente 1.7 vezes. Este aumento de frequência vai-se traduzir num aumento da rigidez da estrutura, logo num comportamento diferente do que se estava a esperar ao não considerar estes painéis de alvenaria no dimensionamento.

• Forças sísmicas

As forças sísmicas avaliadas são equilibradas pelos esforços de corte a considerar na estrutura ao nível da base (corte basal).

De seguida apresentam-se os valores de corte basal para os dois cenários de acção sísmica preconizados no EC8 e considerando as diferentes direcções de aplicação da acção sísmica: i) a direcção x; ii) a direcção y; iii) a combinação da direcção x com 30% da direcção y; iv) a combinação da direcção y com 30% da direcção x.

Apresenta-se ainda de seguida o coeficiente sísmico, δ , definido de acordo com o Regulamento de Segurança e Acções (RSA, 1983), que é quantificado pelo quociente entre a resultante global das forças horizontais, isto é, o corte basal, e o peso total da estrutura.

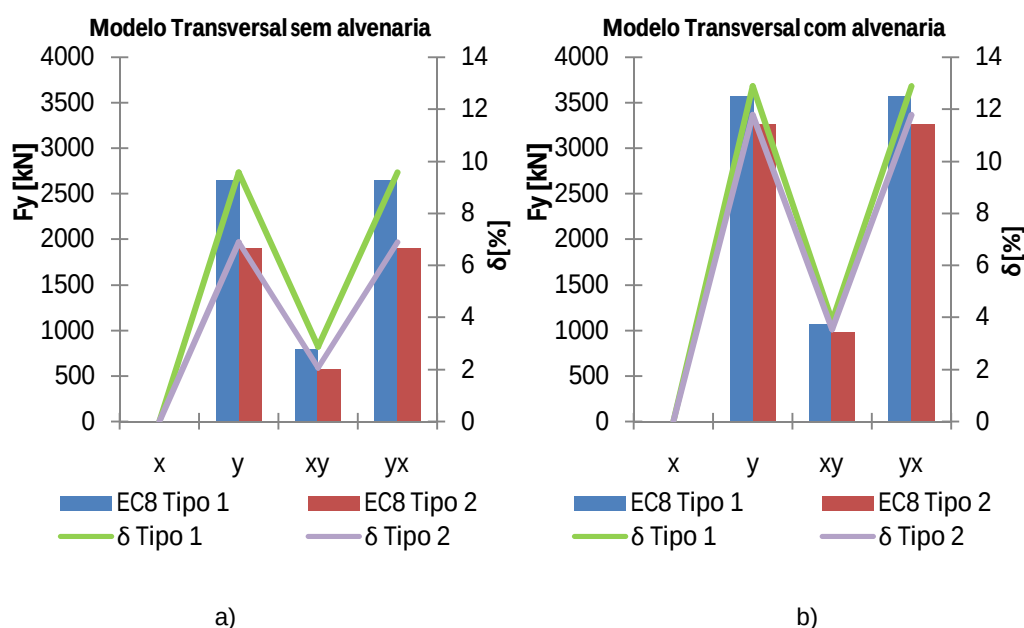


Fig.4.14 – Corte basal segundo a direcção y para o edifício de Costa Cabral: a) sem alvenaria; b) com alvenaria

Verifica-se que sismo do tipo 1 é o mais desfavorável em ambas as situações e que o corte basal aumenta ao considerar os painéis de alvenaria na modelação, principalmente na acção sísmica na direcção y e yx, onde se verifica um aumento na ordem dos 150%. Este facto só vem reforçar mais uma vez a grande diferença que existe entre considerar ou não os painéis de alvenaria na modelação numérica.

Quanto ao coeficiente sísmico verifica-se que com a inclusão dos painéis de alvenaria há um aumento de cerca de 1.3% para o caso de sismo do Tipo 1 e de 170% para o caso de sismo do Tipo 2, mantendo-se o sismo do Tipo 1 a ser o mais desfavorável.

• Deslocamentos

Os deslocamentos representam o desvio de cada piso em relação à sua posição original.

Os perfis de deslocamento apresentados de seguida correspondem à envolvente máxima de deslocamentos para a acção sísmica do Tipo 1 e do Tipo 2.

Para ser mais fácil visualizar as diferenças entre os perfis de deslocamento dos modelos sem alvenaria e com alvenaria é ainda apresentado um gráfico com a envolvente máxima sem alvenaria e com alvenaria.

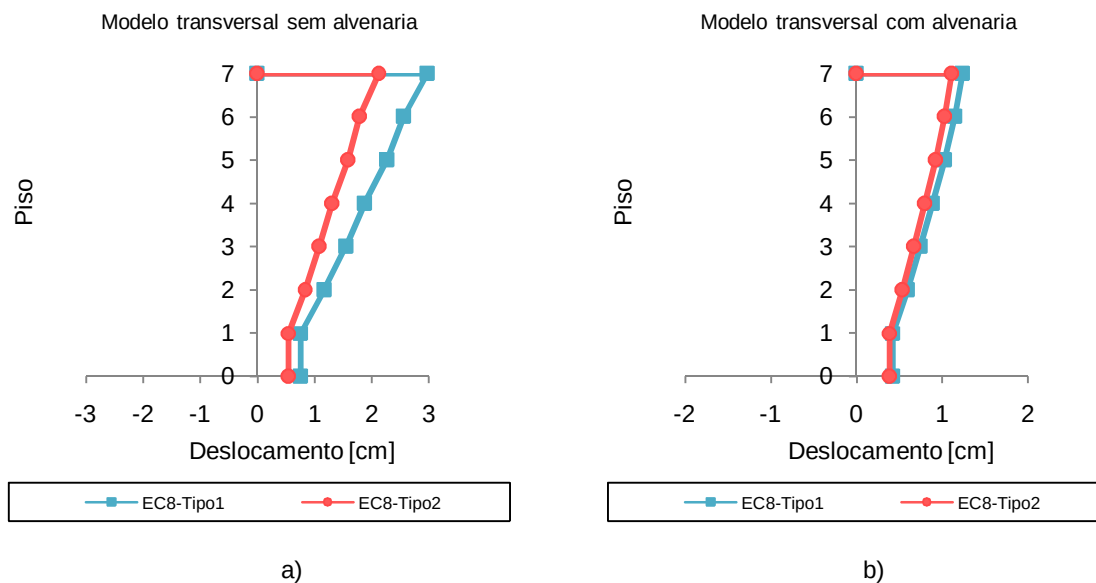


Fig.4.15 – Envolventes de deslocamento na direcção transversal a) sem alvenaria; b) com alvenaria

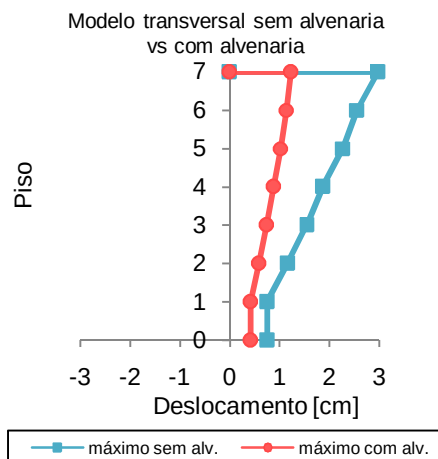


Fig.4.16 – Envolventes de deslocamento sem alvenaria vs com alvenaria na direcção transversal

Verifica-se que a inclusão dos painéis de alvenaria diminui cerca de 50% os deslocamentos horizontais da estrutura, o que reduz substancialmente o perigo de instabilidade estrutural e um decréscimo nos danos dos elementos não-estruturais.

- **Drifts**

Os *drifts* ou deslocamentos relativos entre pisos são a diferença de deslocamentos entre pisos adjacentes dividida pela altura destes, fornecendo uma medida de distorção entre eles.

Neste caso, como do programa apenas se extrai uma envolvente de deslocamentos, apresentam-se os *drifts* desta envolvente mas apenas como um valor indicativo destes, uma vez que para a definição correcta seria necessário avaliar os deslocamentos relativos entre pisos de cada deformada modal.

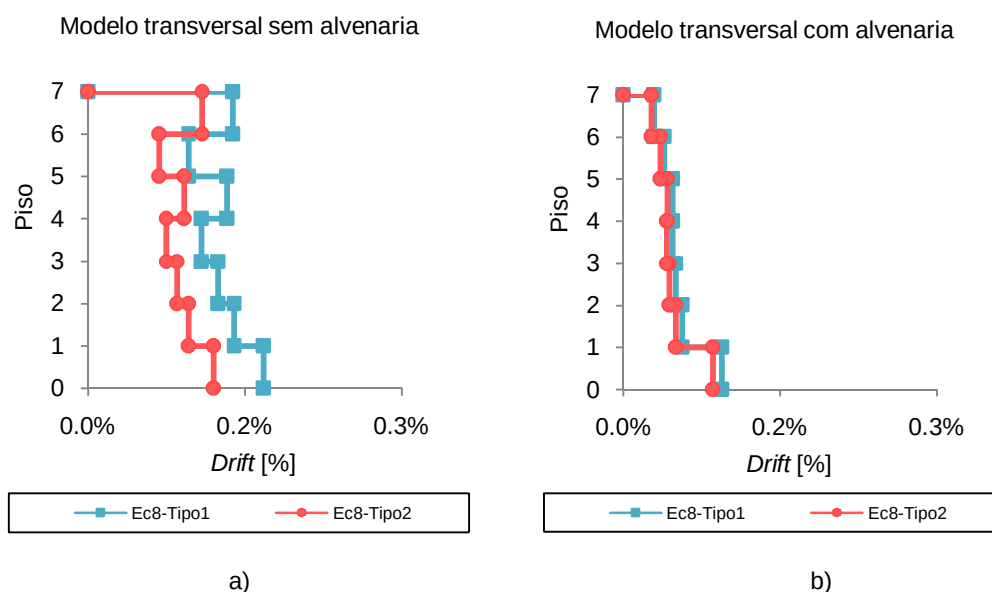


Fig.4.17 – Perfis de *drift* na direcção transversal a) sem alvenaria; b) com alvenaria

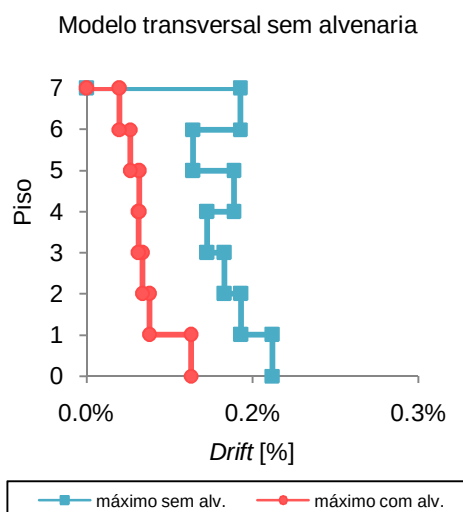


Fig.4.18 – Envolturas de perfis de *drift* sem alvenaria vs com alvenaria na direcção transversal

Como se esperava, os *drifts* seguem a mesma tendência que as envolventes de deslocamento, havendo também uma diminuição destes com a presença dos painéis de alvenari, mas neste caso de cerca de 40%.

4.4.2. EDIFÍCIO DE AVANCA

4.4.2.1. Frequências experimentais

Para a medição das frequências experimentais deste edifício, na impossibilidade de utilizar mais do que um sismógrafo, este foi colocado nos pisos mais elevados da estrutura de modo a determinar as frequências próprias.

Os dados das leituras foram obtidos através do programa GeoDAS, posteriormente tratados em Matlab e analisados pelo software ARTeMIS. Como referido anteriormente, as frequências experimentais foram determinadas pelo método EFDD.

Foram medidas as acelerações longitudinais e transversais em 3 pontos do edifício, que se encontram representadas na Fig.4.19.

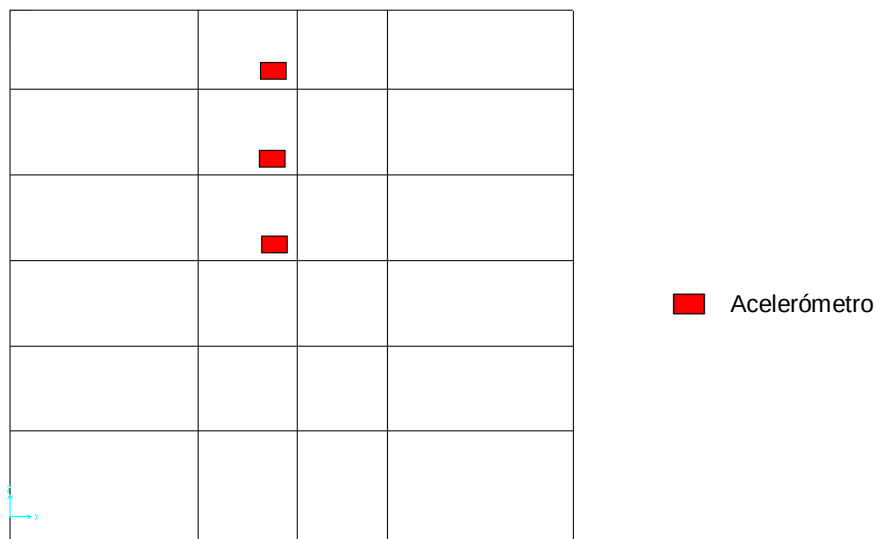


Fig.4.19 – Localização dos sismógrafos para a medição de frequências no Edifício de Avanca

Das leituras efectuadas representadas na Fig.4.20 foi possível determinar as frequências experimentais e os respectivos modos de vibração (Tabela 4.10).

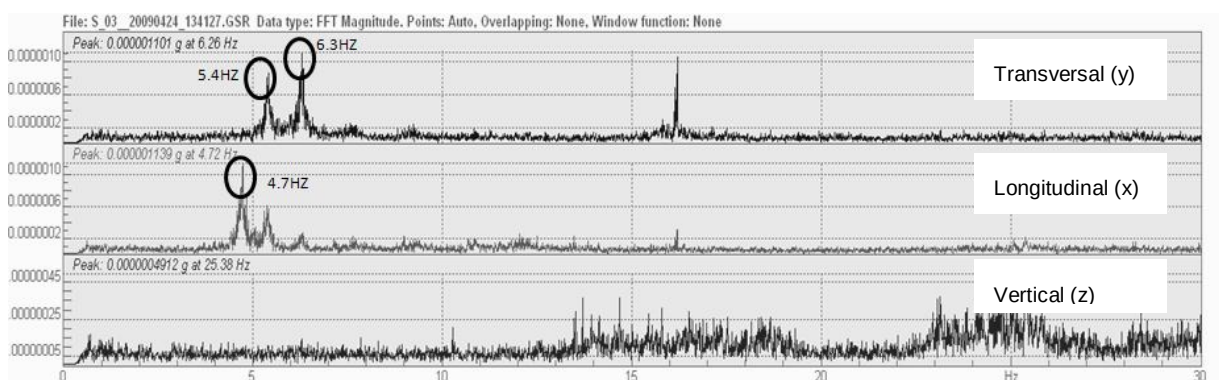


Fig.4.20 – Exemplo das leituras efectuadas no programa GeoDAS no Edifício de Avanca

Na Fig.4.20 é possível verificar que tanto na direcção longitudinal como na transversal aparece um pico para a frequência de 5.4Hz o que sugere que esta 2ª frequência corresponde a um modo de torção que já era verificado no modelo tridimensional de Sap. Então os modos de vibração e as correspondentes frequências experimentais obtidas para o edifício de Avanca são as seguintes:

Tabela 4.10 – Modos de vibração e frequências experimentais do Edifício de Avanca

Modo	Frequência (Hz)	Configuração
1	4.7	Longitudinal (X)
2	5.4	Torção (XY)
3	6.3	Transversal (Y)

4.4.2.2. Aspectos Particulares da Modelação

Os painéis de alvenaria foram modelados através de duas bielas diagonais equivalentes, usando elementos de barra com rótulas nas extremidades, como se pode verificar na Fig.4.21, e utilizando as propriedades da alvenaria definidas anteriormente.

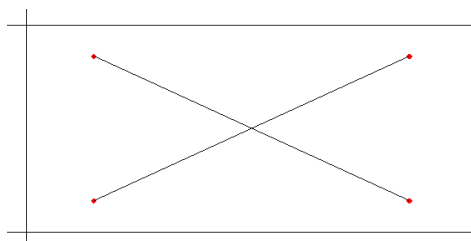


Fig.4.21 – Exemplo da modelação dos painéis de alvenaria pelo método da dupla biela equivalente

Após a identificação dos painéis de alvenaria confinados descritos no Capítulo 3, estes foram modelados de acordo com o descrito anteriormente resultando em modelos tridimensionais como o representado na Fig.4.22.

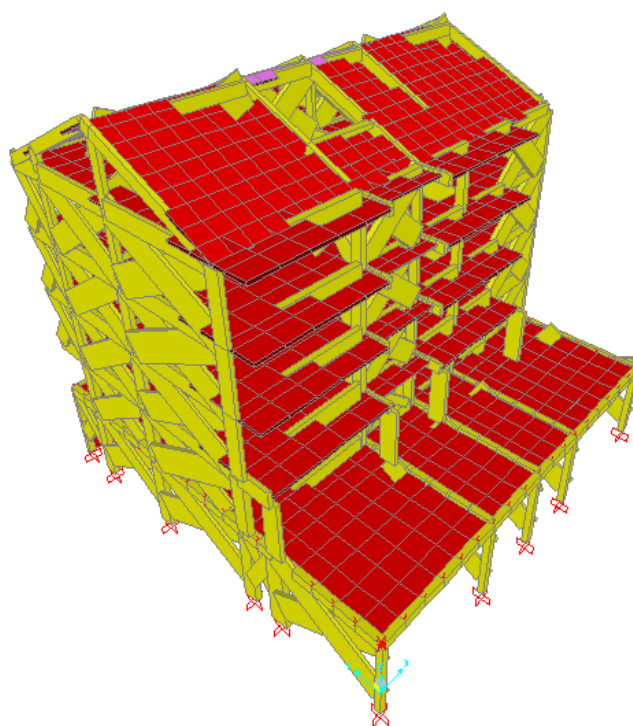


Fig.4.22 – Aspecto do modelo tridimensional do Edifício de Avanca com os painéis de alvenaria

4.4.2.3. Calibração

Como referido anteriormente para ser possível comparar os resultados experimentais com os numéricos, foi necessário proceder a um ajuste das frequências. Este ajuste é feito no parâmetro, α , sendo $w=\alpha.d$ onde, w , representa a largura das bielas equivalentes e, d , o comprimento destas, como representado na Fig.2.15.

Após várias iterações, o resultado obtido para o parâmetro α , que aproxima as frequências numéricas das experimentais foi $\alpha=0.24$, que se traduz na Fig.4.23.

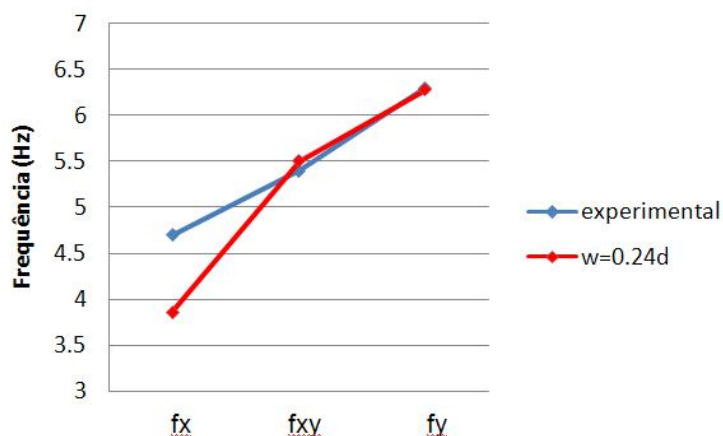


Fig.4.23 – Comparação entre as frequências experimentais e as obtidas no modelo numérico calibrado

Verifica-se que as frequências de torção e as na direcção transversal (y), conseguem ser traduzidas na modelação numérica. Todavia na direcção longitudinal (x) isto não se verifica, não tendo sido encontrada nenhuma justificação para este facto. Esta diferença de frequências encontrada na direcção longitudinal pode estar associada ao facto de que, como existem juntas de dilatação nos limites deste lote se pode dever a um mau funcionamento destas juntas o que provoca o aumento da rigidez e da frequência nesta direcção, que não é traduzido nos modelos numéricos, mas trata-se apenas de uma suposição já que não é visível este problema.

Contudo pode-se ver que é possível traduzir o efeito dos painéis de alvenaria nas frequências naturais da estrutura pelo método das bielas equivalentes.

4.4.2.4. Comparação com os métodos das bielas diagonais equivalentes

Como referido no Capítulo 2, existem vários métodos para avaliar as características geométricas das bielas equivalentes, nomeadamente a largura, para que simulem o efeito dos painéis de enchimento de alvenaria.

Após a calibração do modelo numérico, e adoptando as mesmas características da alvenaria, foram determinadas as larguras das bielas equivalentes, mas agora através dos Métodos de Stafford Smith & Carter, Mainstone, Al-Chaar, Smith & Riddington e Priestley.

Através destes métodos chegaram-se às seguintes frequências:

Tabela 4.11 – Frequências numéricas para os diferentes métodos da biela equivalente

Métodos	f_x (Hz)	f_{xy} (Hz)	f_y (Hz)
Stafford Smith & Carter	3.65	5.36	6.11
Mainstone	3.28	4.64	5.19
Al-Chaar	3.25	4.6	5.22
Smith & Riddington	3.26	4.48	4.98
Priestley	3.89	5.55	6.35

Para ser possível uma comparação entre os resultados obtidos para os vários métodos e os obtidos no modelo numérico calibrado, representa-se na Fig.4.24 as relações w/d para cada um dos métodos.

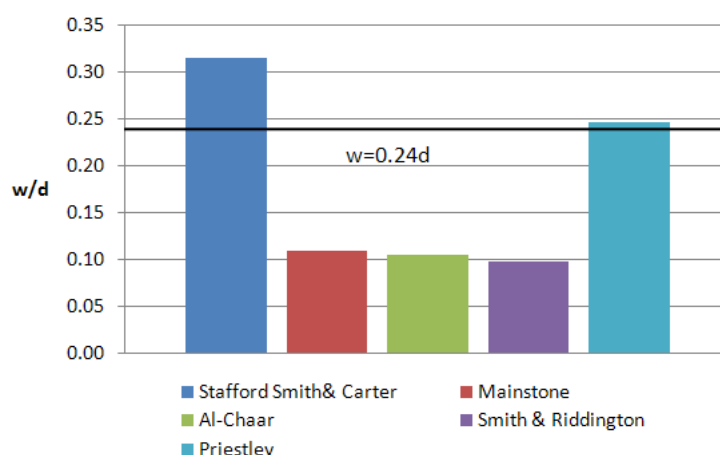


Fig.4.24 – Comparação das relações w/d para os vários métodos

Verifica-se então que o método mais próximo dos resultados calibrados com os experimentais é o método de Priestley, já que apresenta uma relação $w/d=0.25$, logo muito próxima da obtida para a calibração.

Como era esperado o método de Stafford Smith & Carter é o que apresenta valores mais conservativos.

Quanto aos restantes métodos verifica-se que, neste caso, não conseguem simular com exactidão o comportamento dos painéis de enchimento de alvenaria pois as frequências obtidas são bastante inferiores às reais.

4.4.2.5. Análise de Resultados

Para esta análise de resultados foi utilizado o mesmo seguimento usado para o edifício de Costa Cabral.

Como os valores da frequência longitudinal (X) experimental não foram bem reproduzidos na modelação numérica, os parâmetros a seguir avaliados são apenas referentes à direcção transversal (Y).

- Frequências e Modos de vibração**

Tabela 4.12 – Frequências experimentais e numéricas para o Edifício de Avanca

Configuração	1ª Frequência		
	experimental (Hz)	com alvenaria (Hz)	sem alvenaria (Hz)
Transversal (Y)	6.3	6.28	3.01

Como era esperado, a inclusão dos painéis de alvenaria aumenta significativamente a frequência de vibração da estrutura. Nesta direcção a frequência de vibração com os painéis de alvenaria é bastante elevada, logo a rigidez mobilizada é muito alta.

Verifica-se que os painéis de enchimento de alvenaria aumentam o valor da frequência aproximadamente para o dobro, logo a rigidez aumenta aproximadamente 4 vezes.

- Forças sísmicas

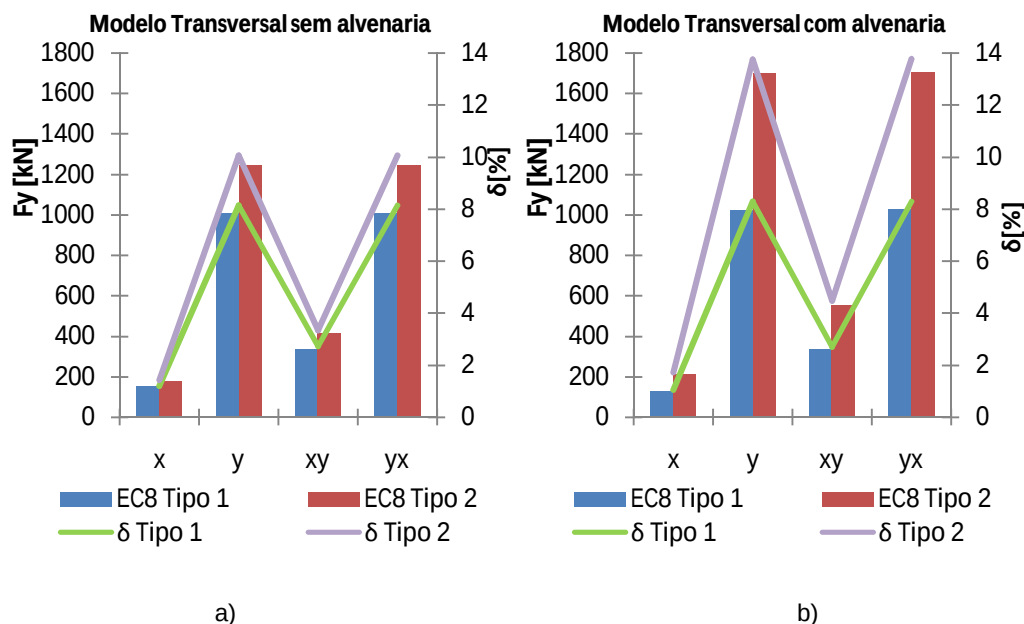


Fig.4.25 – Corte basal segundo a direcção y para o edifício de Avanca: a) sem alvenaria; b) com alvenaria

Dos gráficos atrás representados, verifica-se que ao considerar os painéis de alvenaria na modelação numérica, o corte basal da estrutura no caso do sismo do Tipo 1 sofre poucas alterações mas no caso do sismo do Tipo 2 estas aumentam, sobretudo considerando a acção sísmica na direcção y e yx onde o aumento é de cerca de 140%.

Quanto ao coeficiente sísmico este sofre um aumento, como era esperado, de cerca de 140% no caso do sismo do Tipo 1, mas no caso do sismo do Tipo 2 este aumento não é significativo, seguindo a tendência do corte basal.

- Deslocamentos

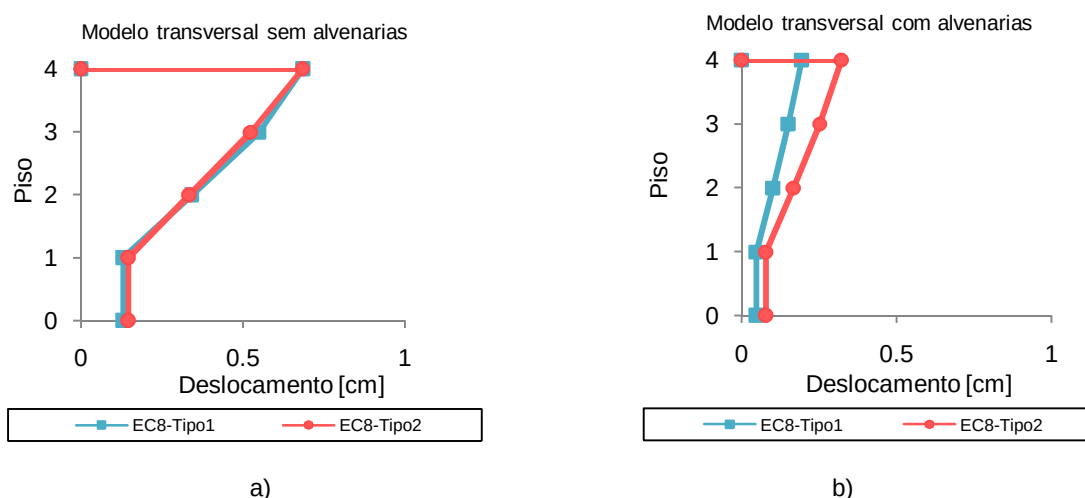


Fig.4.26 – Envolventes de deslocamento na direcção transversal a) sem alvenaria; b) com alvenaria

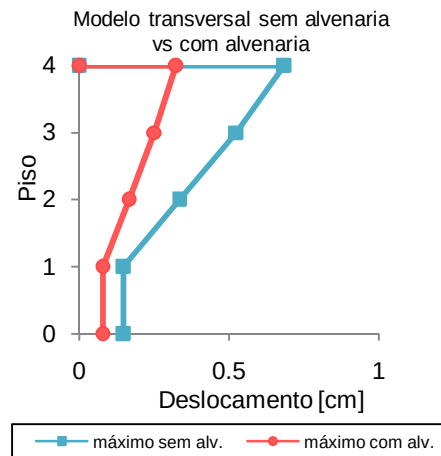


Fig.4.27 – Envolventes de deslocamento sem alvenaria vs com alvenaria na direcção transversal

Como a inclusão dos painéis de alvenaria aumenta significativamente a rigidez global da estrutura, é natural que os deslocamentos horizontais sejam inferiores aos dos modelos sem alvenaria, com uma redução praticamente constante em altura de cerca de 50%.

- **Drifts**

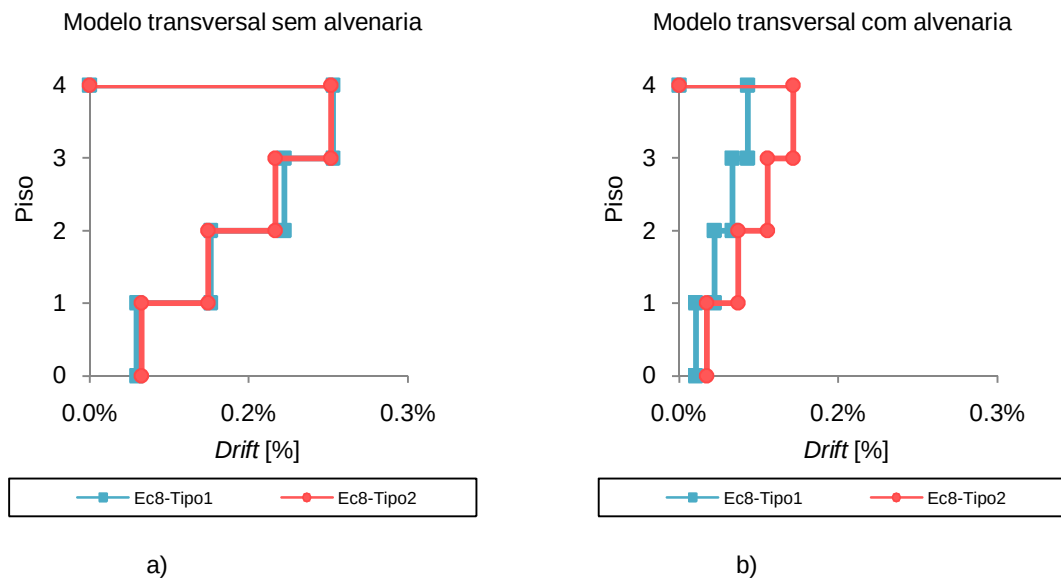


Fig.4.28 – Perfis de *drift* na direcção transversal a) sem alvenaria; b) com alvenaria

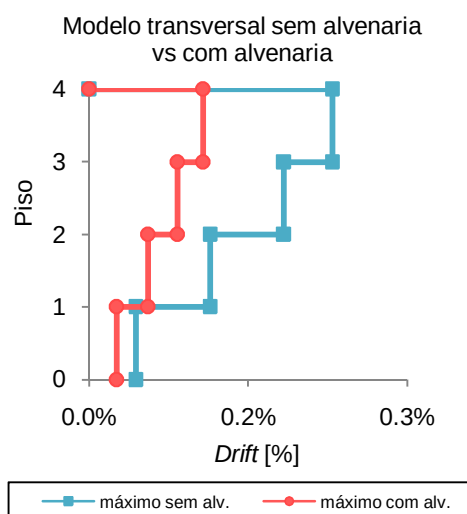


Fig.4.29 – Envoltórias de perfis de *drift* sem alvenaria vs com alvenaria na direcção transversal

Os *drifts* também diminuem significativamente com a presença dos painéis de alvenaria. Esta diminuição como acontece com os deslocamentos horizontais é relativamente constante em altura e é da ordem de 50%.

4.5. CONSIDERAÇÕES FINAIS

Após esta análise independente dos vários parâmetros para os dois edifícios em estudo, procuraram-se obter conclusões gerais e abrangentes de todos os modelos com o intuito de sistematizar os resultados.

Deste modo, optou-se por apresentar na Tabela 4.13 os valores máximos obtidos para cada parâmetro avaliado, nos modelos com e sem painéis de alvenaria.

Salienta-se que os valores apresentados na Tabela 4.13 são apenas os valores máximos obtidos, podendo nalguns casos representar efeitos locais, pelo que para uma análise correcta esta deve ser feita em conjunto com os gráficos apresentados anteriormente.

Tabela 4.13 – Valores máximos dos parâmetros avaliados para os dois casos de estudo

Edifício	Direcção	Corte Basal (kN)		Deslocamento (m)		Drift (%)		Coeficiente Sísmico δ (%)	
		S.A.	C.A.	S.A.	C.A.	S.A.	C.A.	S.A.	C.A.
Costa Cabral	Transversal	2644	3574	0.117	0.115	0.91	0.79	9.6	12.9
Avanca	Transversal	1246	1704	0.069	0.032	0.23	0.11	10.1	13.8

Da análise dos gráficos anteriores e da tabela 4.13 verifica-se que para os dois edifícios com a inclusão dos painéis de alvenaria, a frequência aumenta aproximadamente duas vezes, logo a rigidez global da estrutura aumenta quatro vezes.

Devido a este aumento da rigidez global é natural que os deslocamentos horizontais diminuam e consequentemente também os *drifts*, ou deslocamentos relativos entre pisos também sofrem uma diminuição substancial.

Tanto no edifício de Costa Cabral como no edifício de Avanca a diminuição dos deslocamentos e *drifts* é aproximadamente constante em altura e de cerca de 50%.

Quanto ao corte basal verifica-se que para o edifício de Costa Cabral o sismo do Tipo 1 é o mais desfavorável e ao considerar a acção sísmica nas direcções y e y_x , verifica-se um aumento destas da ordem dos 150%. Para o edifício de Avanca para o caso do sismo do Tipo 1 não há grandes diferenças entre considerar ou não os painéis de alvenaria, contudo para o caso do sismo do Tipo 2 há um aumento do corte basal de cerca de 140% nas direcções y e y_x .

O coeficiente sísmico também sofre um aumento de aproximadamente 150% para os dois edifícios, mantendo-se em concordância com o corte basal, o sismo do Tipo 1 a ser o mais desfavorável.

Além dos parâmetros avaliados e apesar de os casos de estudo serem em número reduzido, verificou-se que nestes casos foi possível avaliar as frequências e rigidez global das estruturas através da modelação numérica dos painéis de alvenaria pelo método das bielas equivalentes.

5

ANÁLISE DINÂMICA NÃO-LINEAR

5.1. INTRODUÇÃO

Para levar a cabo o objectivo deste trabalho, apesar de os modelos numéricos já estarem modelados no programa PORANL, foi necessário modelar os painéis de alvenaria nestes.

Assim, neste capítulo faz-se uma descrição do programa PORANL, utilizado para fazer uma análise dinâmica não-linear do edifício de Avanca, onde se correram três séries de cada cenário sísmico e se extraíram os resultados finais como o máximo dos máximos de cada série.

Nesta análise pretende-se obter resultados homólogos aos avaliados no Capítulo 4, mas agora segundo um método mais preciso. Os parâmetros avaliados foram deslocamento dos pisos, deslocamento relativo entre pisos ou “drift” e corte ao nível dos pisos.

Estes parâmetros são apresentados para os dois cenários sísmicos e para os modelos sem e com painéis de alvenaria para ser possível uma comparação dos resultados obtidos.

Para finalizar, pretende-se extrair conclusões de forma a verificar a influência dos painéis de enchimento de alvenaria na resposta sísmica das estruturas.

5.2. PROCESSO DE MODELAÇÃO

Os edifícios estudados já tinham sido objecto de estudo não-linear por parte de Freitas (2008) e Milheiro(2008), logo não foi necessário modelar estes no programa PORANL. Esta modelação teve em conta a associação de pórticos em comboio, uma vez que este programa apenas estuda pórticos planos.

Contudo, foi necessário nos modelos já existentes constituir os painéis de alvenaria assim como as suas leis de comportamento não-linear.

A etapa final desta modelação consistiu na calibração dos modelos numéricos com as frequências experimentais medidas, para fundamentar todo o trabalho realizado.

5.3. O PROGRAMA PORANL

Para o estudo não-linear da influência dos painéis de enchimento de alvenaria nas estruturas porticadas de betão armado sujeitas à acção sísmica foi utilizado o programa de cálculo automático PORANL, criado por Varum (1996). Mais tarde foi implementado um índice de dano por Romão (2002), sendo

também desenvolvidos dois modelos histeréticos não-lineares por Rodrigues (2005), sendo 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. Para o pré e pós-processamento de dados é utilizado o interface gráfico Visual ANL desenvolvido por Rodrigues (2005).

Este programa foi desenvolvido para simular o comportamento sísmico de estruturas de betão armado, com a análise estrutural efectuada através da modelação em pórticos planos. Estes modelos planos consistem na associação de pórticos em comboio, ligados ao nível dos pisos por bielas rígidas axialmente (Fig.5.1). Então considera-se que os pisos são indeformáveis no seu próprio plano e que as forças horizontais não provocam torção na estrutura (Costa, 1999), contudo isto 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 (Milheiro, 2008).

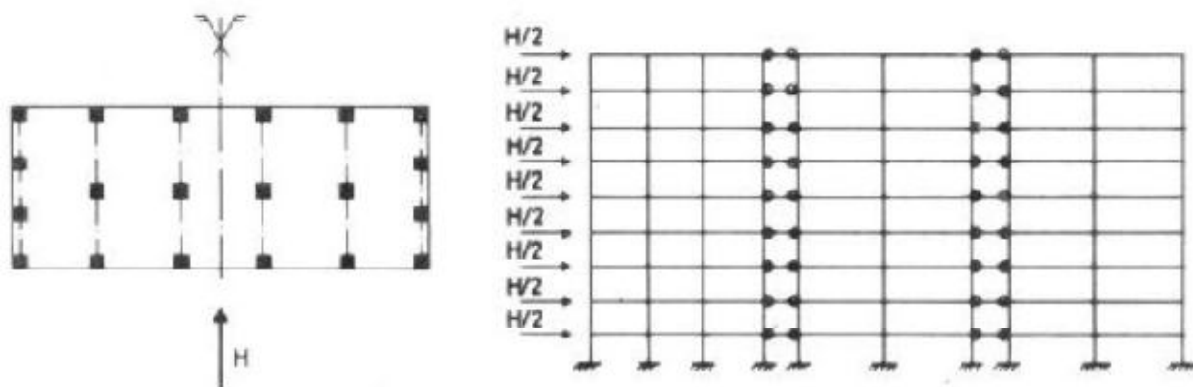


Fig.5.1- Associação de pórticos em comboio (Costa, 1999)

As bielas rígidas utilizadas para ligar os pórticos 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. Assim é possível transferir a totalidade dos esforços horizontais entre os pórticos, não estando sujeitas a momentos flectores.

Estes modelos planos permitem ainda fazer grandes simplificações no caso de as estruturas serem muito regulares, isto é, se as características geométricas dos pórticos forem repetidas é possível associar vários pórticos num pórtico global equivalente, resultando numa grande simplicidade de modelação.

O programa PORANL 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 (Rodrigues, 2005).

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

Originalmente desenvolvido por Costa e Costa (1989) e mais tarde complementado por Varum (1996), o modelo é caracterizado por uma curva base trilinear para cada sentido (Fig.5.2), 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 .

Através destes cinco parâmetros, que são definidos para cada sentido, com a excepção da rigidez inicial que é igual para os dois sentidos, é possível caracterizar um comportamento distinto para cada sentido de esforço, tendo em conta assimetrias de secções ou de armaduras (Milheiro, 2008).

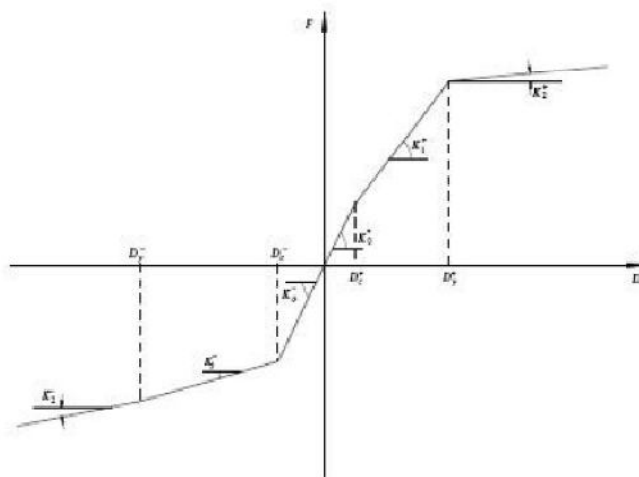


Fig.5.2- Curva base do comportamento tri-linear (Costa, 1989)

O modelo hysterético em flexão reproduz o comportamento não-linear de elementos de betão armado (pilares e vigas) sujeitos a carregamentos cíclicos, com a possibilidade de representar a degradação da rigidez com a deformação, a degradação da rigidez após a inversão do carregamento, a degradação de resistência e o efeito de aperto ou “pinching” (Fig.5.3).

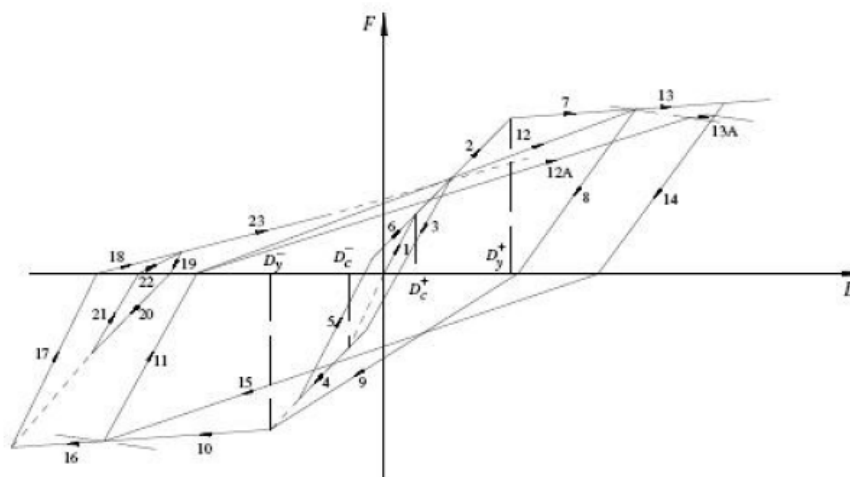


Fig.5.3- Comportamento hysterético não-linear em flexão do modelo (Costa, 1989)

Para reproduzir o comportamento dos pórticos e a sua capacidade de dissipação de energia face à acção sísmica, é considerado neste modelo que em cada elemento estrutural as zonas inelásticas se localizam nas extremidades, e entre estas existe uma zona com comportamento linear elástico.

Assim é idealizado um elemento estrutural como um macro-elemento de barra contituído pela associação em série de três sub-elementos (Fig.5.4). O sub-elemento central tem um comportamento elástico linear, estando ligado em cada extremidade a um sub-elemento com comportamento não-linear. 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, um deslocamento na direcção axial e outro na direcção perpendicular à barra (Milheiro, 2008).

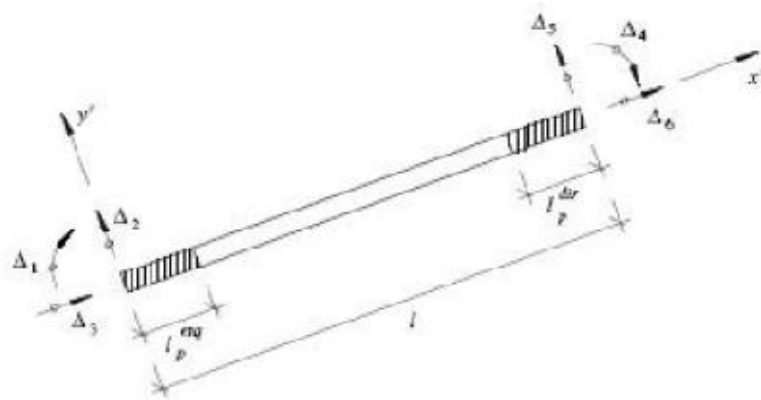


Fig.5.4- Macro-elemento de barra com 6 graus de liberdade (Varum, 1996)

Para a determinação das curvas de comportamento tri-lineares foi utilizado o programa TRILIN (Arêde, 1997), com base nas características geométricas, posição das armaduras e propriedades dos materiais para cada secção. Este programa 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 (Fig.5.5).

Pela análise dos projectos dos edifícios, através da caracterização das secções dos pilares e das vigas nas zonas de rótula plástica, é possível determinar os correspondentes diagramas momento-curvatura para as secções médias.

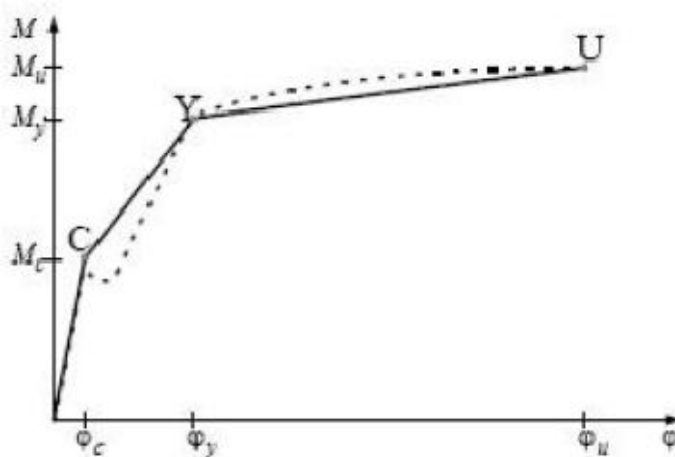


Fig.5.5- Diagrama momento-curvatura (linha tracejada) e aproximação tri-linear (traço cheio) (Arêde, 1997)

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, homogeneizada em betão, são obtidos os respectivos valores M_c e ϕ_c (Milheiro, 2008).

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 (Milheiro, 2008).

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 (Milheiro, 2008).

Para o ponto de rotura aplicam-se os mesmos princípios, agora para as tensões últimas do aço e do betão confinado (Milheiro, 2008).

Na definição do comprimento das rótulas plásticas adoptou-se para o Edifício de Costa Cabral um comprimento igual a meia altura da secção dos elementos (Varum, 1996). Para o Edifício de Avanca, como se trata de um edifício mais recente, considerou-se um comprimento igual a metade da secção para os pilares, e igual à altura da secção para as vigas (Freitas, 2008).

5.3.2. MODELAÇÃO DOS PAINÉIS DE ALVENARIA

Para representar o comportamento dos painéis de alvenaria de enchimento em pórticos de betão armado sujeitos a cargas cíclicas, Rodrigues (2005), propôs um modelo baseado no conceito da biela diagonal equivalente descrito no Capítulo 2.

O modelo proposto apesar de baseado no método da biela diagonal equivalente apresenta significativas melhorias relativamente ao modelo clássico. Para representar o painel de alvenaria são utilizadas quatro bielas rígidas com comportamento elástico linear que dão suporte a um quinto elemento central onde é concentrado todo o comportamento não-linear histerético do painel (Fig.5.6) (Rodrigues *et al*, 2005).

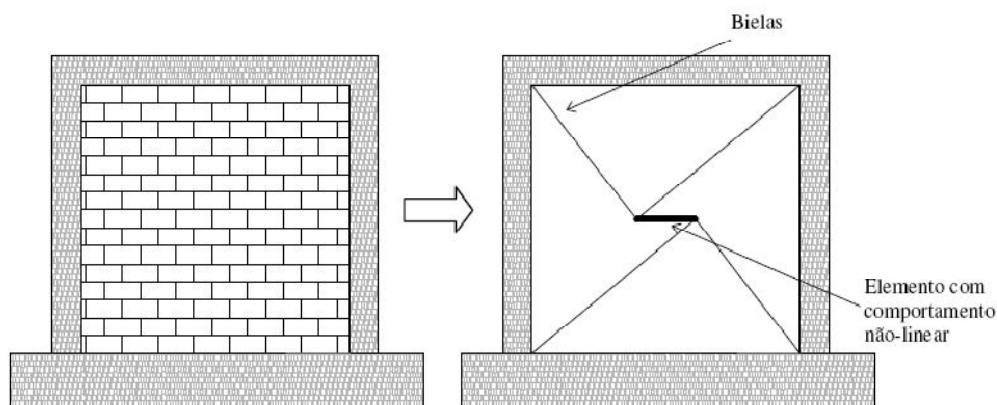


Fig.5.6- Esquema do macro-modelo proposto de um painel de alvenaria confinado (Rodrigues, 2005)

A grande vantagem deste modelo em relação ao método da biela equivalente é a consideração da interação do comportamento não-linear nos dois sentidos, uma vez que no método da biela equivalente, as duas bielas funcionam de forma independente uma da outra.

O comportamento não-linear do elemento central é caracterizado por uma curva base penta-linear envolvente (Fig.5.7), definida por nove parâmetros em cada sentido, representando: fendilhação, cedência, resistência de pico, decaimento de rigidez pós-pico e resistência residual (Rodrigues, 2005).

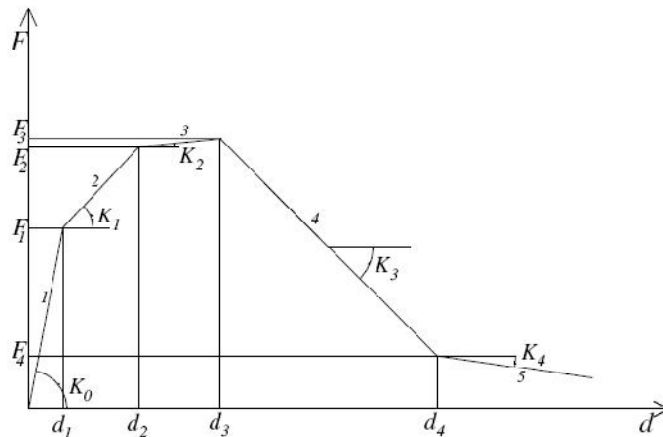


Fig.5.7- Curva base penta-linear de comportamento para um sentido genérico (Rodrigues, 2005)

Os parâmetros da curva base de comportamento são definidos para ambos os sentidos do carregamento (Fig.5.8), devendo a rigidez inicial, K_0 , ser igual em ambos os sentidos uma vez que é calculada directamente a partir das características elásticas dos materiais constituintes do painel (tijolos, argamassas de junta e de reboco), da geometria do painel, da existência ou não de aberturas e da qualidade de mão-de-obra usada na execução das alvenarias. Como os restantes parâmetros são definidos para ambos os sentidos, é possível simular a existência de assimetrias na geometria do painel, rigidez distinta dos elementos de confinamento e a posição do painel na estrutura (interior ou extremidade do pórtico) (Rodrigues, 2005).

Estes parâmetros são determinados com base no método empírico proposto por Zarnic e Gostic (1998). Estes, observando as deformações dos pórticos com alvenaria de enchimento, verificaram que as forças de interacção 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. Com base na distribuição de forças apresentada, e propondo uma lei de comportamento constituída por uma 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 (Fig.5.8), obtiveram as seguintes expressões:

$$H_{sp} = C_R \cdot \frac{A_p \cdot f_{tp}}{C_1 \cdot b} \left(1 + \sqrt{C_1 \left(1 + \frac{\sigma_{oz}}{f_{tp}} \right) + 1} \right) \quad (5.1)$$

$$C_1 = 2 \cdot \alpha \cdot b \cdot \frac{l_p}{h_p} \quad \alpha = \frac{(x_1 - x_2) \cdot h_p}{y_1 \cdot l_p} \quad (5.2)$$

$$K_e = \frac{1}{\frac{h_p^3}{C_F \cdot E_p \cdot I_e} + \frac{1.2 \cdot h_p}{G_p \cdot A_e}} \quad (5.3)$$

$$A_e = A_p + 2 \cdot C_E \cdot A_f \cdot \frac{G_f}{G_p} \quad (5.4)$$

$$I_e = I_p + 2 \cdot C_E \frac{E_f}{E_p} \left(I_f + A_f \frac{(h_c + l_p)^2}{4} \right) \quad (5.5)$$

onde os parâmetros 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 á 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 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 no 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:

$$P_{cr} = \frac{1}{3} \cdot P_y \quad \delta_{cr} = \frac{P_{cr}}{K_e} \quad (5.6)$$

$$P_y = \frac{H_{sp}}{\cos \varphi} \quad \delta_y = 1.1 \cdot \frac{P_y}{K_e} \quad (5.7)$$

$$P_u = P_y[1 - v \cdot (1 - \mu)] \quad \delta_u = \mu \cdot \delta_y \quad (5.8)$$

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

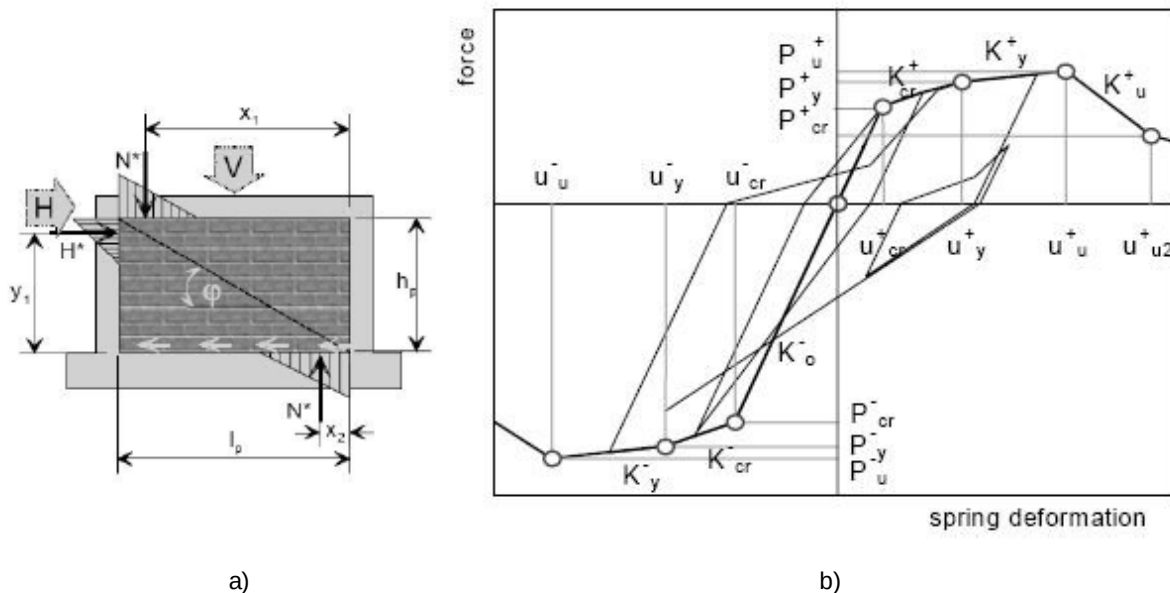


Fig.5.8- Lei de comportamento de Zarnic e Gostic: a) distribuição de forças; b) Lei tri-linear

(Zarnic e Gostic, 1998)

Zarnic e Gostic (1998) ainda propuseram os seguintes valores para a determinação de alguns dos parâmetros definidos anteriormente:

- 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% o seu módulo de Young (E_p).

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

A degradação da 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 (Fig.5.9 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 (Fig.5.9 b)) (Milheiro, 2008).

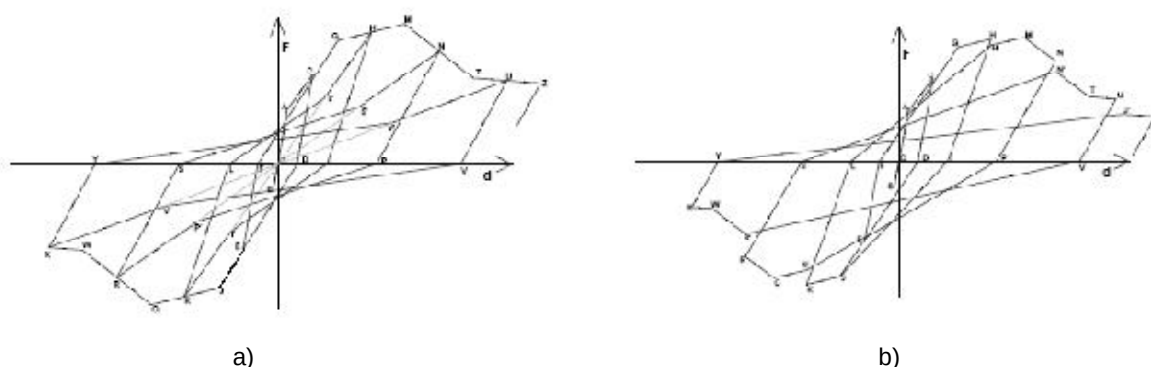


Fig.5.9- Comportamento histerético do painel: a) efeito de “pinching”; b) degradação da resistência

(Rodrigues *et al*, 2005)

As expressões empíricas propostas por Zarnic e Gostic (1998) apenas permitem obter leis tri-lineares, enquanto o modelo implementado por Rodrigues (2005), considera leis de comportamento penta-lineares. Assim sendo foi 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 (Fig.5.10) (Milheiro, 2008).

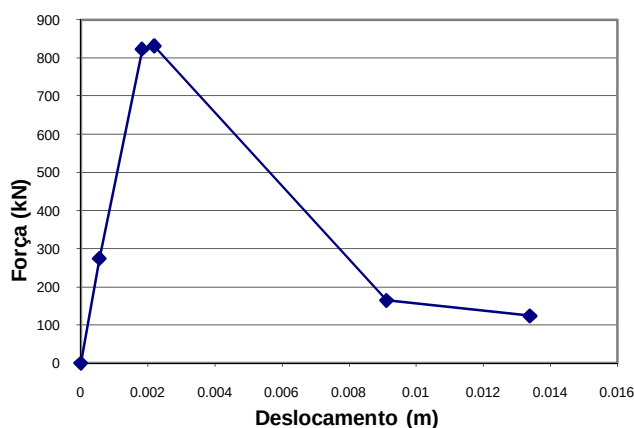


Fig.5.10- Curva envolvente genérica penta-linear de um painel de alvenaria

5.4. DEFINIÇÃO DA CARGA ESTÁTICA, MASSA E AMORTECIMENTO

Foram consideradas cargas verticais distribuídas nas vigas representando a solicitação destas correspondentes à sua área de influência na combinação quase-permanente. As cargas contabilizadas são as descritas na secção 4.3, aplicadas de acordo com o definido no Eurocódigo 0:

$$P_{cqp} = \sum_j G_{k,j} + \sum_i \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i} \quad (5.9)$$

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

Na análise dinâmica efectuada foi assumido um amortecimento linear de Rayleigh, adoptando, para os dois primeiros modos de vibração, um coeficiente de amortecimento viscoso de 5% como é tido em conta na análise por espectros de resposta do EC8 (2003) e atendendo ao facto do modelo de análise não-linear considerar o troço central de cada elemento em regime linear não fendilhado sem dissipação de energia (Freitas, 2008).

5.5. ACÇÃO SÍSMICA

Nas análises efectuadas no programa PORANL para representar a acção sísmica de projecto do EC8, foram utilizados acelerogramas gerados artificialmente pelo programa SIMQKE (Vanmarke *et al*, 1976), de forma a respeitar os espectros de resposta elásticos definidos para os casos de estudo.

O EC8 aponta que no mínimo devem ser usados três acelerogramas na representação da acção sísmica. Para 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 sete ou mais acelerogramas, isto é, para cada caso de estudo efectuar sete 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 sete amostras da acção sísmica, a resposta deverá ser avaliada pelo valor máximo das análises (Milheiro, 2008).

Assim sendo, com base nestes pressupostos foram gerados três 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) (Fig.5.11).

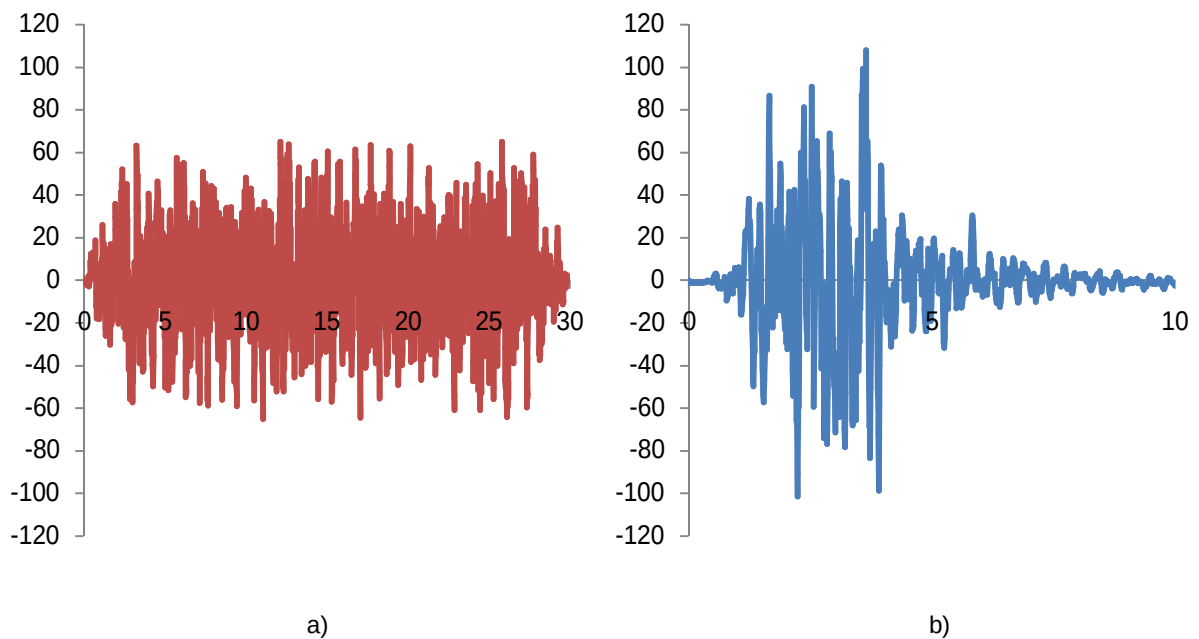


Fig.5.11- Aspecto dos acelerogramas: a) Sismo do Tipo 1; b) Sismo do Tipo 2

A partir dos três acelerogramas de cada cenário sísmico é possível obter os espectros médios das séries correspondentes (Fig.5.12), assim como a comparação com os espectros de resposta originais do EC8 e a sua envolvente. Esta envolvente 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.

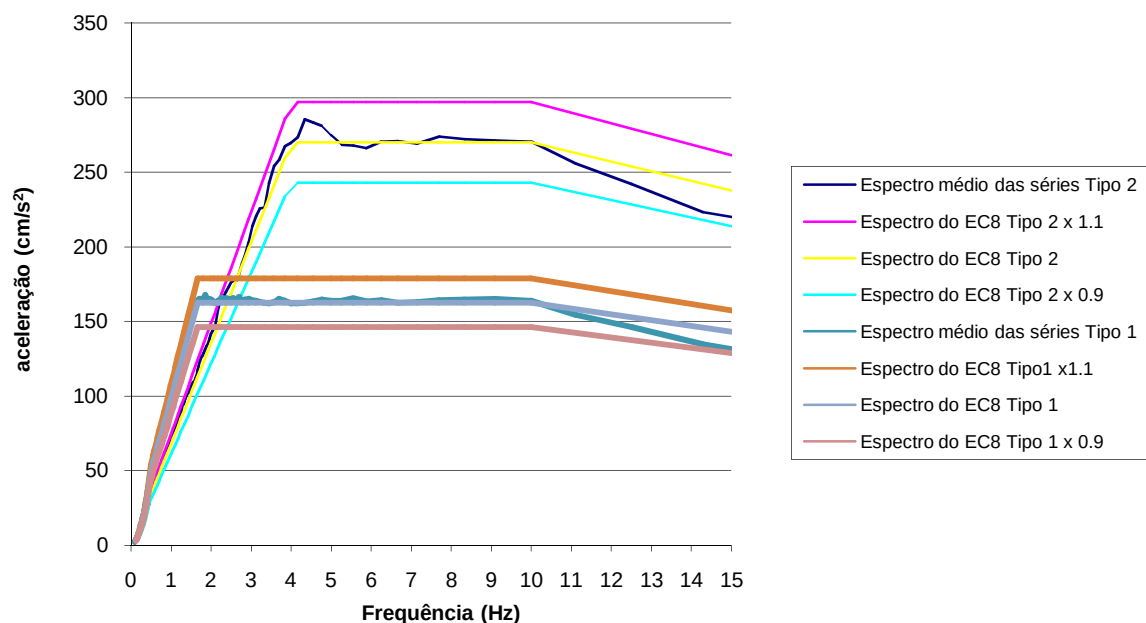


Fig.5.12- Espectros de resposta médios para os casos de estudo

Verifica-se que até ao início do troço descendente o espectro médio dos acelerogramas gerados artificialmente enquadram-se perfeitamente na envolvente do espectro original do EC8.

5.6. CALIBRAÇÃO DOS MODELOS NUMÉRICOS

O objectivo deste trabalho é avaliar a influência dos painéis de enchimento de alvenaria na rigidez e resposta sísmica de estruturas porticadas de betão armado, como tal foi feito um estudo comparativo entre os modelos sem e com painéis de alvenaria.

Como os modelos sem painéis de alvenaria já tinham sido objecto de estudo por Freitas (2008), só se procedeu à introdução nestes modelos dos painéis de alvenaria.

Conforme referido no Capítulo 4, foram medidas as frequências experimentais do edifício em estudo. Para ser possível comparar os modelos numéricos sem e com painéis de alvenaria é necessário ajustar os valores das frequências do modelo numérico com alvenaria com as frequências experimentais medidas para assim obter resultados pertinentes.

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 (Milheiro, 2008).

Para o ajuste pretendido apenas interessava ajustar a rigidez inicial K_0 correspondente à fase elástica, pois é aquela que tem influência directa na frequência global inicial do modelo em causa, todavia, não é possível fazer este ajuste de frequências alterando só a rigidez inicial pois estaria a deturpar-se a curva penta-linear que constitui o painel de alvenaria.

Milheiro (2008) propôs uma expressão (5.10) que permite ajustar a curva penta-linear dos painéis de alvenaria, mantendo a proporcionalidade entre os cinco troços que a constituem.

$$\gamma = \frac{\left(1 - \frac{f_{NSA}^2}{f_{exp}^2}\right) \cdot \left(\frac{f_{exp}}{f_{NCA}}\right)^2}{\left(1 - \frac{f_{NSA}^2}{f_{NCA}^2}\right)} \quad (5.10)$$

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.

Este coeficiente γ é aplicado a toda a curva inicial do painel, desfasando-a para valores superiores ou inferiores conforme o valor de γ (Fig.5.13).

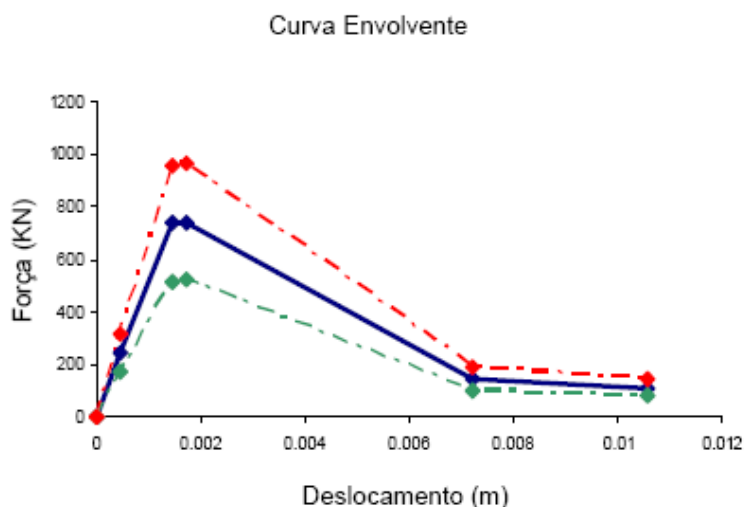


Fig.5.13- Curva inicial do painel (azul) e curvas ajustadas para um γ de 1.3 (vermelho) e 0.7 (verde)
(Milheiro, 2008)

5.7. ASPECTOS PARTICULARES DA MODELAÇÃO

Este estudo incide no Edifício de Avanca, na direcção transversal (y), uma vez que é onde existem mais painéis de enchimento de alvenaria, logo onde estes vão exercer mais influência.

A modelação do edifício foi previamente realizada por Freitas (2008) com base nos projectos e memórias descritivas disponíveis. Nesta modelação não foram representadas as vigas inclinadas existentes ao nível da cobertura, tendo sido consideradas apenas como massa e cargas pontuais nos pilares ao nível do último piso. Foi ainda considerado o travamento do tecto do piso enterrado, de forma a manter a coerência possível com os modelos avaliados no Capítulo 4.

Neste caso de estudo existe uma caixa de elevadores, sendo a modelação desta em termos não-lineares feita através de uma secção equivalente em T com os devidos cuidados adicionais na consideração da armadura. Quanto à modelação do sub-elemento linear, descrito na secção 5.3, foi considerada uma secção rectangular de área e inércia equivalentes às da secção real (Freitas, 2008).

O modelo utilizado para este estudo na direcção transversal apresenta-se na seguinte figura:

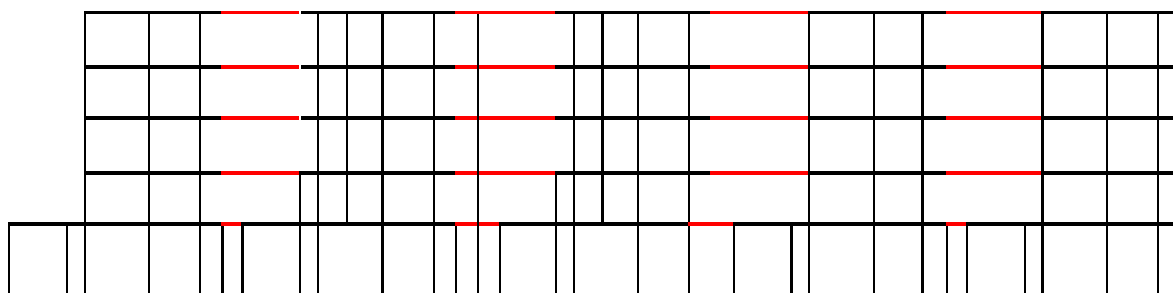


Fig.5.14- Modelo do Edifício de Avanca segundo a direcção y sem painéis de alvenaria (a vermelho as bielas rígidas)

Na sequência da modelação em PNL sem os painéis de alvenaria, procedeu-se agora à introdução neste modelo dos painéis de alvenaria (Fig.5.15), conforme o descrito na secção 5.3.2.

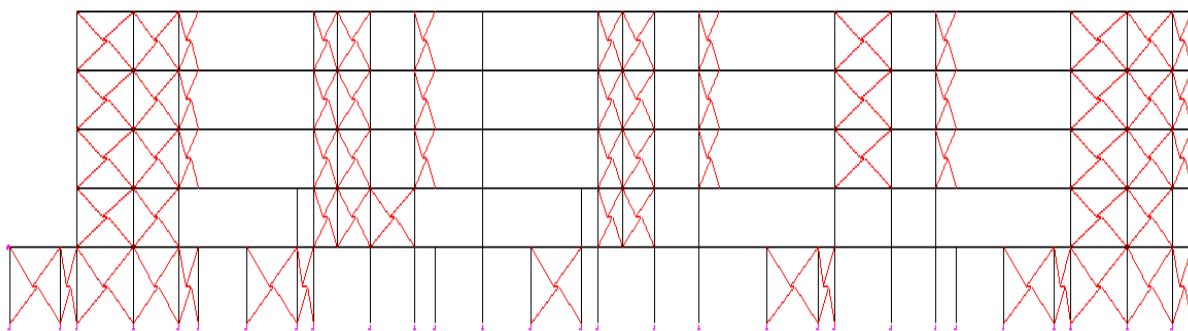


Fig.5.15- Modelo do Edifício de Avanca segundo a direcção y com painéis de alvenaria

5.8. FREQUÊNCIAS E MODOS DE VIBRAÇÃO

Após a modelação do edifício sem e com painéis de alvenaria, procedeu-se à determinação das frequências e modos de vibração para os dois modelos, procedendo também à calibração do modelo com alvenaria.

Uma vez que a frequência obtida neste programa para o modelo sem alvenaria não está em concordância com a frequência obtida para o mesmo modelo de Sap, optou-se por calibrar a frequência do modelo com alvenaria não para o valor da frequência obtida experimentalmente mas para um valor com a mesma relação de erro obtida para o modelo sem alvenaria, que dá uma frequência com alvenaria transversal de 5.3Hz.

Os resultados obtidos já calibrados são os demonstrados na Tabela 5.1.

Tabela 5.1 – Frequências numéricas para o edifício de Avanca (Hz)

Configuração	com alvenaria	sem alvenaria
Transversal (Y)	5.34	2.95

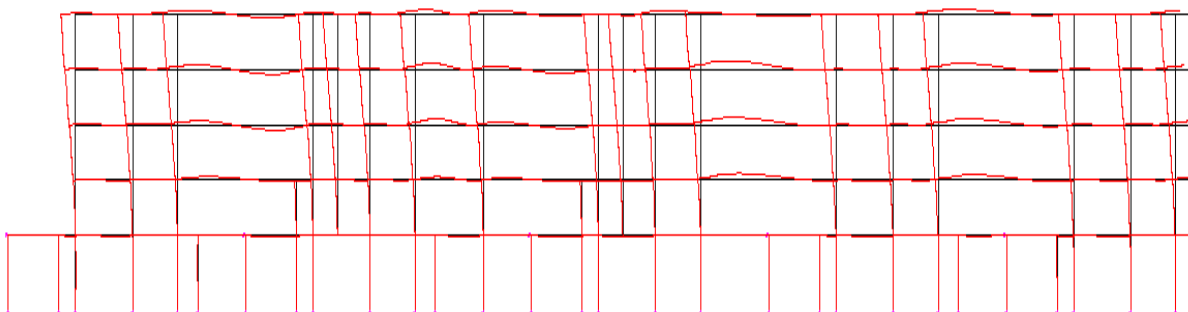


Fig.5.16- 1º modo de vibração do Edifício de Avanca segundo a direcção y sem alvenaria

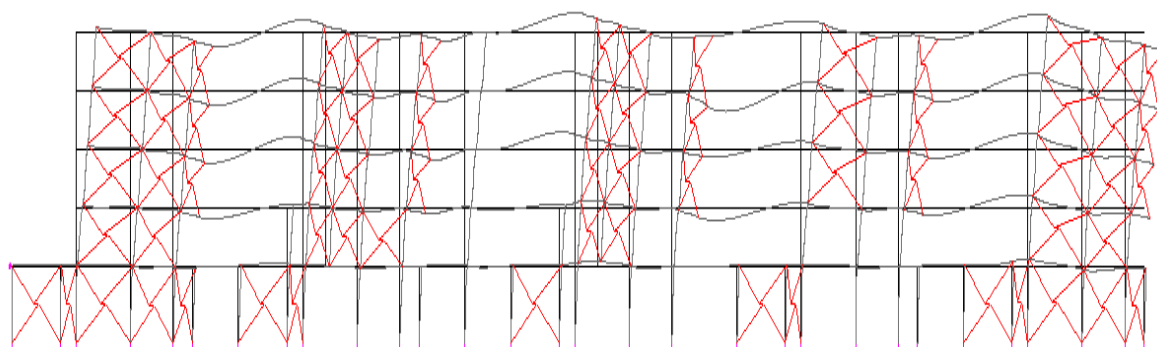


Fig.5.17- 1º modo de vibração do Edifício de Avanca segundo a direcção y com alvenaria

5.9. ANÁLISE DE RESULTADOS

Feita a modelação numérica e definida a acção sísmica a utilizar, reúnem-se as condições necessárias para fazer a análise dinâmica não-linear recorrendo ao programa PORANL.

Para ser mais fácil avaliar a influência dos painéis de enchimento de alvenaria na resposta sísmica e para poder ser feita a comparação entre os resultados obtidos para a análise linear e para a análise não-linear, optou-se por apresentar os resultados obtidos para os deslocamentos, deslocamentos relativos entre pisos ou *drift* e esforços de corte, para os modelos sem e com alvenaria.

Estes parâmetros já tinham sido definidos no Capítulo 4 para a análise linear pelo que já não se faz nenhuma referência da sua definição.

5.9.1. DESLOCAMENTOS

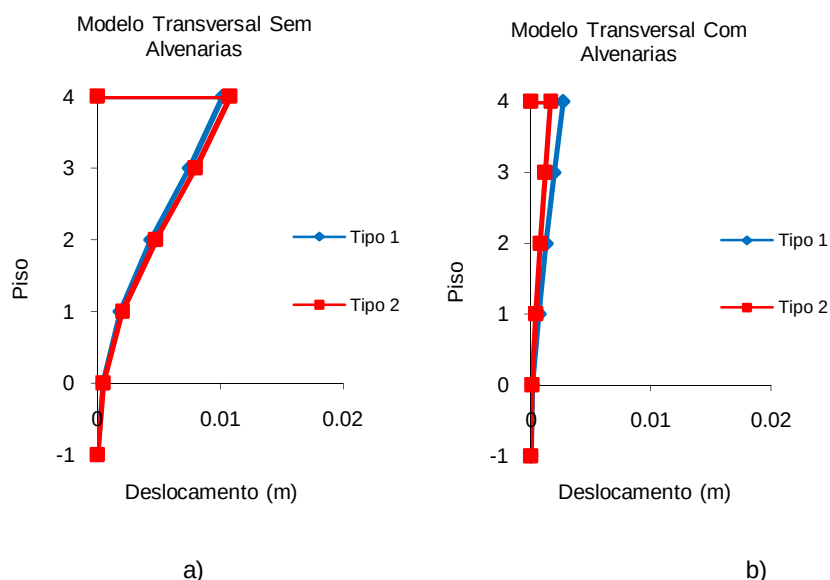


Fig.5.18- Perfis de deslocamento para a direcção transversal: a) sem alvenaria, b) com alvenaria

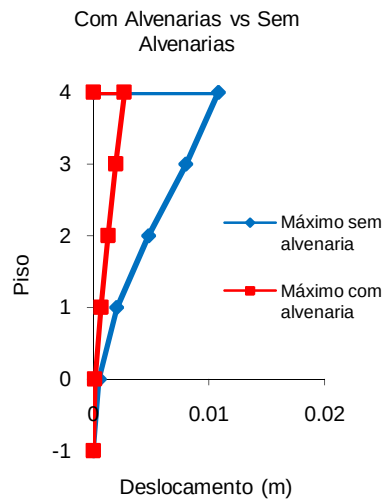


Fig.5.19- Envolventes de deslocamento sem alvenaria vs com alvenaria na direcção transversal

Como era esperado, a inclusão dos painéis de alvenaria diminui significativamente os deslocamentos horizontais da estrutura. Esta diminuição é mais acentuada a partir do piso 1, e atinge o máximo no piso 4, havendo uma diminuição dos deslocamentos de cerca de 25% em comparação com o modelo sem alvenaria.

É de notar ainda, que para o modelo sem painéis de alvenaria o sismo mais desfavorável é o de Tipo 2, enquanto no modelo com painéis de alvenaria o mais desfavorável é o sismo do Tipo 1.

5.9.2. DRIFTS

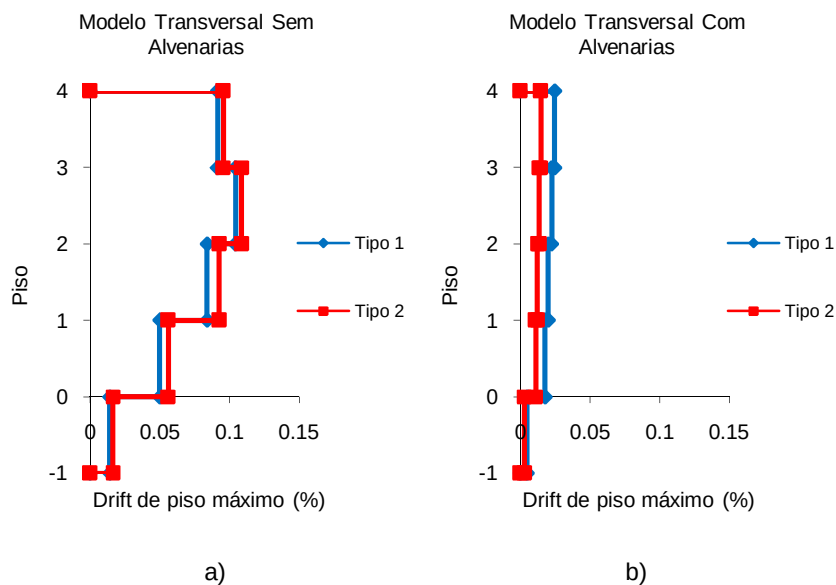


Fig.5.20- Perfis de *drift* para a direcção transversal: a) sem alvenaria, b) com alvenaria

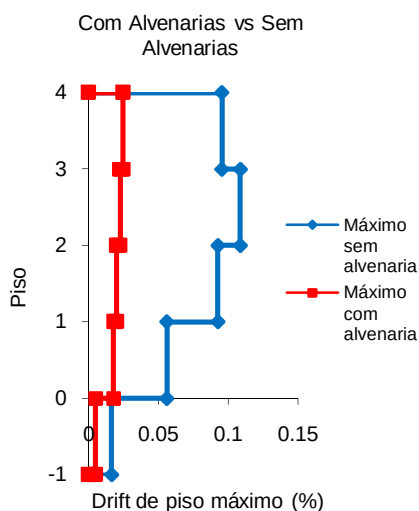


Fig.5.21- Envolventes de *drift* sem alvenaria vs com alvenaria na direcção transversal

Seguindo a mesma tendência que os deslocamentos horizontais, os *drifts* ou deslocamentos relativos entre pisos, também diminuem ao considerar os painéis de alvenaria na modelação. Neste caso, há uma diminuição aproximadamente constante em altura de cerca de 25%.

5.9.3. ESFORÇOS DE CORTE

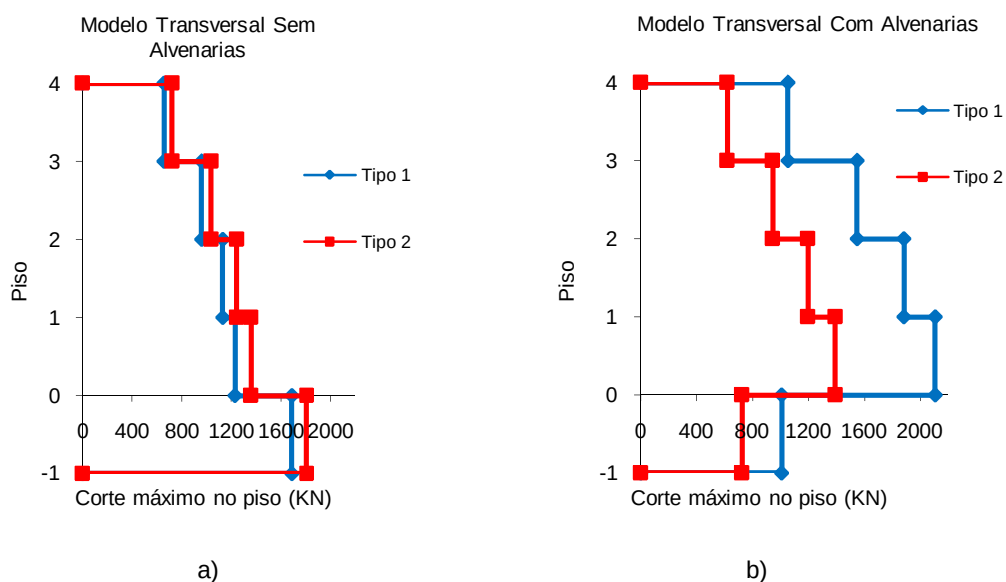


Fig.5.22- Corte máximo para a direcção transversal: a) sem alvenaria, b) com alvenaria

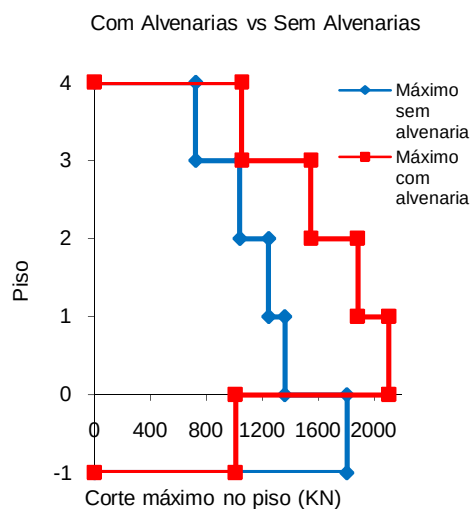


Fig.5.23- Envoltórias de esforço de corte sem alvenaria vs com alvenaria na direcção transversal

Quanto aos esforços de corte desenvolvidos na estrutura ao incluir os painéis de alvenaria na modelação, ao contrário do que acontece para os deslocamentos horizontais e para os drifts, sofrem um aumento quando comparados com o modelo sem painéis de alvenaria. Apenas entre o piso -1 e o piso 0 é que este aumento não se verifica, havendo neste caso uma diminuição dos esforços de corte de cerca de 55%. Nos restantes pisos ocorre então um aumento de cerca de 150%.

5.10. CONSIDERAÇÕES FINAIS

Analizados os modelos sem e com painéis de alvenaria, para os vários parâmetros de forma independente, procuraram-se obter tendências comuns e conclusões gerais de forma a sintetizar os resultados obtidos nas análises lineares e não-lineares.

Assim sendo, optou-se, tal como no Capítulo 4, por apresentar na Tabela 5.2 os valores máximos obtidos para cada parâmetro, nos modelos sem e com alvenaria, para assim ser mais fácil obter uma comparação entre os resultados.

Salienta-se apenas que como estes valores são os máximos obtidos, poderão nalguns casos corresponder a efeitos locais, pelo que para uma correcta análise é necessário ter em conta não só a Tabela 5.2 mas também os gráficos apresentados anteriormente.

Tabela 5.2 – Valores máximos dos parâmetros avaliados na direcção transversal para o Edifício de Avanca para a análise linear e não-linear

Edifício	Análise	Deslocamento (m)		Drift (%)		Esforço de Corte (kN)		Coeficiente Sísmico δ (%)	
		S.A.	C.A.	S.A.	C.A.	S.A.	C.A.	S.A.	C.A.
Avanca	Linear	0.069	0.032	0.23	0.11	-	-	10.1	13.8
Avanca	Não-Linear	0.011	0.003	0.11	0.03	1806	2107	8.15	14.9

Verifica-se que ao considerar os painéis de alvenaria de enchimento na modelação numérica, a frequência natural de vibração da estrutura sofre um aumento de cerca de duas vezes quando comparada com a obtida no modelo sem painéis de alvenaria.

Assim, com o aumento da frequência a rigidez global da estrutura sofre um aumento de aproximadamente quatro vezes, e como se verifica na Tabela 5.2, tanto os deslocamentos horizontais como os *drifts* sofrem uma diminuição significativa.

Tanto para os deslocamentos horizontais como para os *drifts*, ou deslocamentos relativos entre pisos, há uma diminuição aproximadamente constante em altura de cerca de 25%, em relação ao modelo sem painéis de alvenaria.

Outra grande diferença reside no facto de, ao considerar os painéis de alvenaria na modelação numérica o Tipo de Sismo mais desfavorável é o Sismo de Tipo 1 (afastado), enquanto no modelo sem alvenarias é o Sismo de Tipo 2 (próximo).

Quanto aos esforços de corte obtidos para os dois modelos, verifica-se que ao contrário do que acontece para os deslocamentos horizontais e *drifts*, estes sofrem um aumento aproximadamente constante em altura, excepto no piso -1, que sofre uma diminuição, talvez devido a algum efeito local presente. Este agravamento dos esforços de corte está relacionado com o aumento de rigidez da estrutura ao considerar os painéis de alvenaria, que por sua vez também implicam uma maior frequência de vibração.

Uma vez que a massa considerada nos modelos sem e com alvenaria é a mesma, o coeficiente sísmico, δ , segue a mesma tendência que os esforços de corte, havendo uma correspondência entre as relações obtidas para os dois modelos.

Fazendo agora uma breve comparação entre os resultados obtidos nas análises lineares e não-lineares, verifica-se que nos dois métodos de análise as tendências encontradas para os vários parâmetros são similares. Quanto aos valores existem algumas diferenças devido à maior precisão da análise não-linear em comparação com a análise linear.

Esta análise não-linear, apesar de ser mais precisa que a análise linear demonstrou-se bastante mais trabalhosa e demorada, aparecendo várias dificuldades no decorrer deste trabalho, tais como erros de convergência de cálculo.

Uma vez mais, podemos confirmar que a inclusão dos painéis de alvenaria aumenta a rigidez global da estrutura e conseqüentemente aumenta a frequência natural de vibração, como tal, modifica de forma significativa a resposta da estrutura a acção sísmica, pelo que estes painéis devem ser considerados na modelação numérica dos edifícios para que os resultados obtidos sejam mais fiáveis e próximos da realidade.

6

CONCLUSÃO

6.1. INTRODUÇÃO

Neste capítulo procura-se resumir todo o trabalho elaborado, apresentando as conclusões e resultados mais importantes de acordo com o objectivo desta dissertação.

Apresenta-se ainda alguns desenvolvimentos futuros interessantes para dar continuidade a este tema, que cada vez mais se apresenta como um aspecto importante no dimensionamento de estruturas.

6.2. CONCLUSÃO FINAL

O objectivo deste trabalho é avaliar a influência dos painéis de enchimento de alvenaria de tijolo na rigidez e resposta sísmica de estruturas porticadas de betão armado.

Foi analisada a forma como estes painéis interagem com a estrutura envolvente e as alterações que implicam no comportamento global desta. Apresentou-se as várias fases que os painéis de enchimento possuem quando sujeitos a acções horizontais, como é o caso da acção sísmica. Foram apresentados alguns métodos para a modelação destes painéis, focando-se essencialmente os métodos baseados no conceito da biela equivalente. Este trabalho incidiu tanto sobre análises numéricas lineares, sendo apresentados os aspectos gerais de modelação, como análises não-lineares, onde se apresentou o programa PORANL e o comportamento histerético não-linear dos painéis.

Foram avaliados dois edifícios, ambos da região Norte, mas sendo um da década de 50 e outro mais recente. Para estes dois edifícios foram realizadas análises lineares sem e com painéis de alvenaria; contudo, as análises dinâmicas não-lineares apenas foram realizadas para o edifício mais recente uma vez que o outro já tinha sido objecto deste estudo por parte de Milheiro (2008). Para ambos os edifícios foram ainda medidas experimentalmente as frequências e modos de vibração.

Comparando as frequências dos modelos sem alvenaria e com alvenaria, verifica-se que a inclusão dos painéis nos modelos numéricos implica frequências cerca de 2 vezes superiores às obtidas sem ter em consideração os painéis. Este aumento de frequência implica directamente um aumento das forças sísmicas a que os modelos estão sujeitos.

Com este aumento da frequência natural de vibração das estruturas, ao serem considerados os painéis de enchimento de alvenaria, estas apresentam consequentemente um acréscimo significativo da rigidez global e também uma diminuição dos deslocamentos horizontais obtidos. Esta redução de deslocamentos reduz substancialmente o perigo de instabilidade estrutural e um decréscimo significativo nos danos dos elementos não-estruturais, responsáveis por uma grande parcela dos custos de reparação após sismo.

Como acontece com os deslocamentos, também os deslocamentos relativos entre pisos, *drift*, sofrem uma redução quando comparados com os modelos sem alvenaria.

Verifica-se ainda que ao considerar os painéis na modelação numérica, os esforços de corte aumentam, como era esperado, e o coeficiente sísmico segue a mesma tendência, uma vez que a massa é igual tanto para os modelos sem painéis como para os modelos com painéis de alvenaria.

Então do descrito anteriormente, pode-se concluir que os painéis de enchimento de alvenaria alteram significativamente a rigidez e resposta sísmica das estruturas, pelo que devem ser considerados na modelação numérica para obter resultados mais seguros e realísticos.

Se considerarmos os resultados da modelação numérica através do método das bielas equivalentes juntamente com os meios de cálculo actualmente disponíveis, a inclusão dos painéis de alvenaria na modelação não acresce significativamente o trabalho, sendo que as vantagens daqui retiradas são muito maiores.

Todavia, se não considerarmos os painéis de enchimento na modelação podem ocorrer duas situações distintas. Em edifícios onde a distribuição dos painéis em altura é aproximadamente constante, os resultados obtidos são normalmente superiores aos reais, logo conduzem a uma solução do lado da segurança mas menos económica e realista.

Nos edifícios com uma distribuição irregular dos painéis de enchimento de alvenaria, se não considerarmos estes na modelação podem ocorrer os mecanismos descritos no Capítulo 2, como é o caso do mecanismo de soft-storey ou mecanismo do pilar-curto, que podem ter consequências muito graves tanto materiais como humanas, e que não são captadas nos modelos sem os painéis de alvenaria.

6.3. DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

Neste trabalho apenas foram avaliados alguns parâmetros que influenciam o comportamento de estruturas porticadas de betão armado sujeitas a acção sísmica.

Sugerem-se os seguintes desenvolvimentos futuros:

- Submeter mais edifícios noutras regiões do país ao mesmo estudo efectuado nesta dissertação para obter mais conclusões e tendências comuns sobre a influência dos painéis de enchimento nas estruturas porticadas de betão armado sujeitas a acção sísmica;
- Avaliar outros parâmetros, como por exemplo, a energia dissipada nos modelos sem e com alvenaria e a distribuição de forças de corte entre os painéis e o pórtico, uma vez que estes parâmetros são influenciados pela consideração ou não dos painéis de alvenaria;
- Fazer ensaios em painéis de enchimento de alvenaria realizados em diferentes épocas e regiões do país de forma a obter resultados mais realísticos das propriedades destes painéis, como é o caso do módulo de elasticidade.

BIBLIOGRAFIA

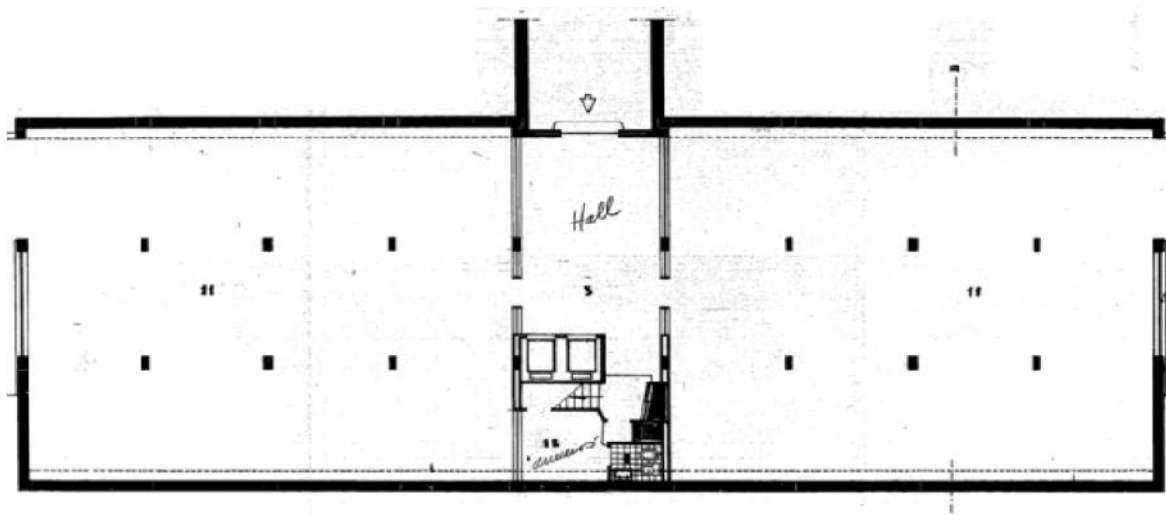
- Al-Chaar, G. [2002]. "Evaluating strength and stiffness of unreinforced masonry infill structures". Construction Engineering Research Laboratory, U.S. Army Corps of Engineers – Engineering Research and Development Center, Washington, USA.
- Alvarenga, R. [2002]. "Análise Teórico-Experimental de estruturas Compostas de Pórticos de Aço Preenchidos com Alvenaria de Concreto Celular Autoclavado". Dissertação de Doutorado, Escola de Engenharia de São Carlos – Universidade de São Paulo, Brasil.
- Anil, O.; Altin, S. [2006]. "An experimental study on reinforced concrete partially infilled frames". Department of Civil Engineering, Gazi University, Turkey
- 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 of Earthquake Engineering. Third Edition", Pearson Prentice Hall. ISBN: 0-13-156174-X.
- Combescure, D. [1996]. "Modelisation du comportement sous chargement sismique des structures de bâtiment comportant des murs de remplissage en maçonnerie" PhD Thesis, Ecole 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. [1989]. "Análise sísmica de estruturas irregulares". Tese de Doutorado, FEUP.
- Costa, A. G. [1999]. "Apontamentos 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.
- Freitas, R. [2008]. "Estudo numérico do impacto da nova acção sísmica prevista no Eurocódigo 8 para 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 nº73605.
- 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.
- Milheiro, J. [2008]. "Estudo numérico da influência dos painéis de enchimento de alvenaria de tijolo no comportamento sísmico de estruturas porticadas existentes de betão armado". Dissertação de Mestrado Integrado, FEUP.

- 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 Congresso 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.
- 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.
- Kakaletsis, D. J.; Karayannis, C. G. [2008]. “Influence of Masonry Strength and Openings on Infilled R/C Frames under Cycling Loading”. Department of Civil Engineering, Democritus University of Thrace, Greece.
- Zarnic, R.; Gostic, S. [1998]. “Non-linear modeling of masonry infilled frames”. Proceedings 11th European Conference on Earthquake Engineering.

ANEXO 1

EDIFÍCIO DE COSTA CABRAL

A1.1. PLANTAS DE ARQUITECTURA

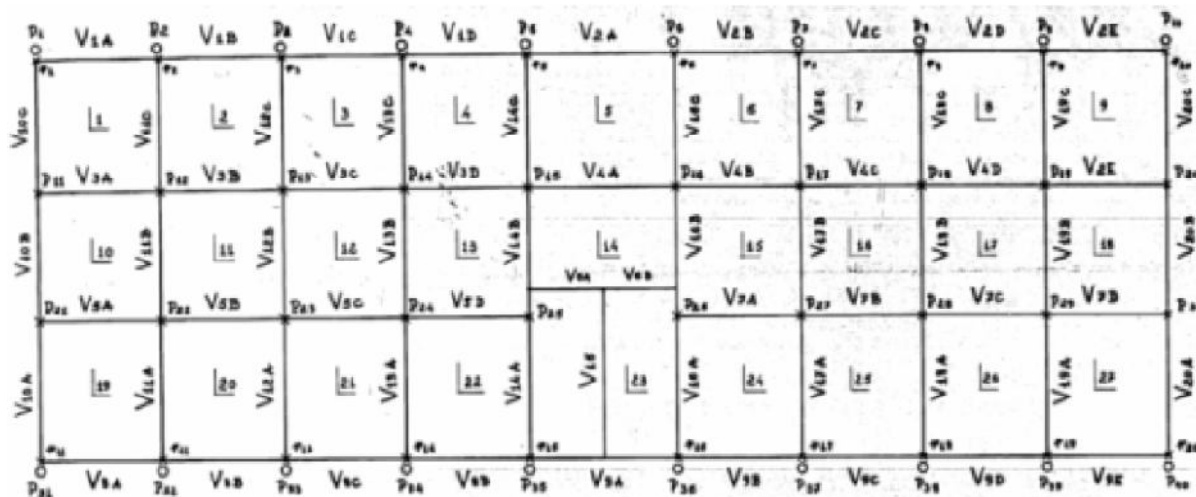


a) Planta da cave

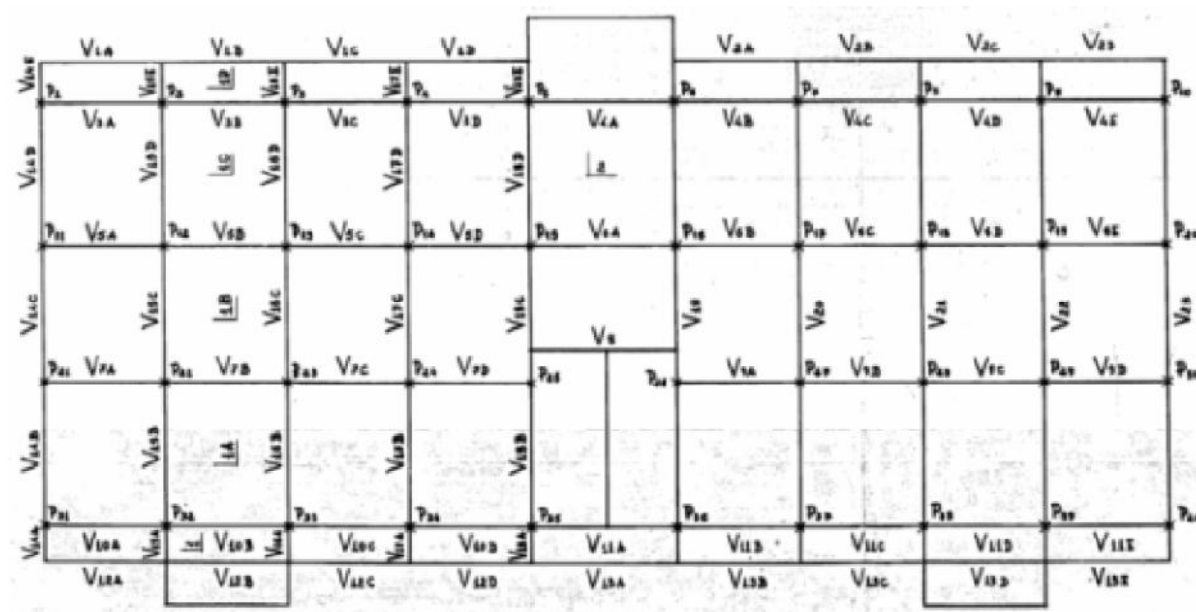


b) Planta do rés-do-chão

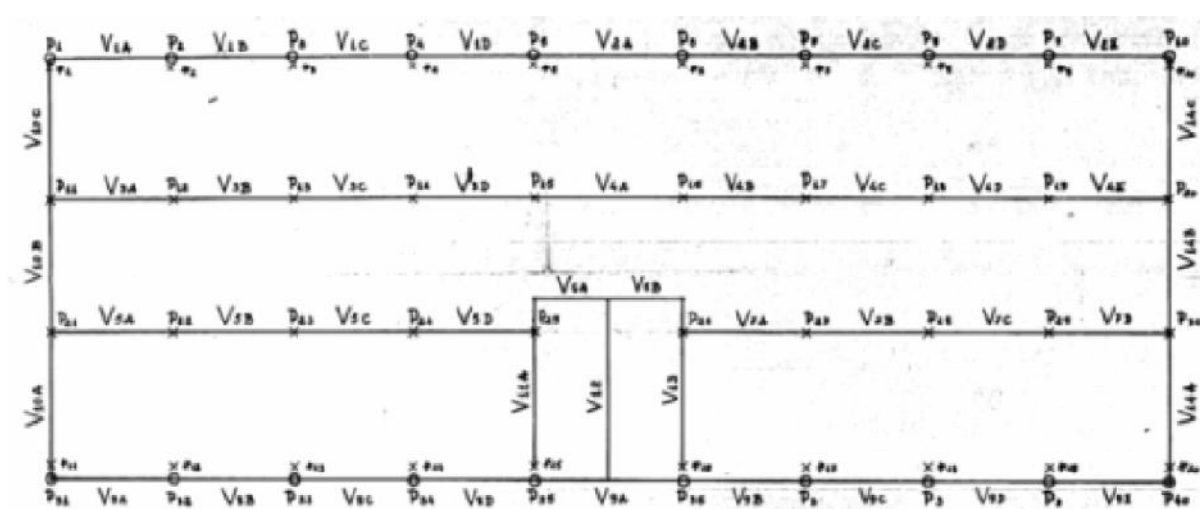
A1.2. PLANTAS ESTRUTURAIS



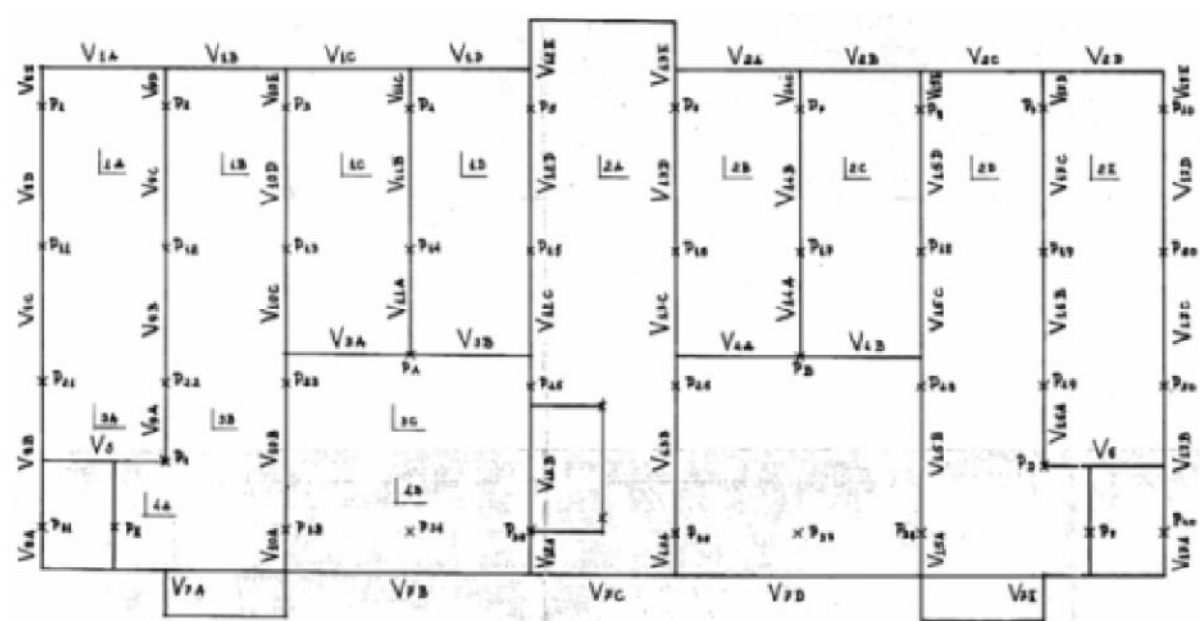
a) Planta estrutural da cave



b) Planta estrutural do rés-do-chão

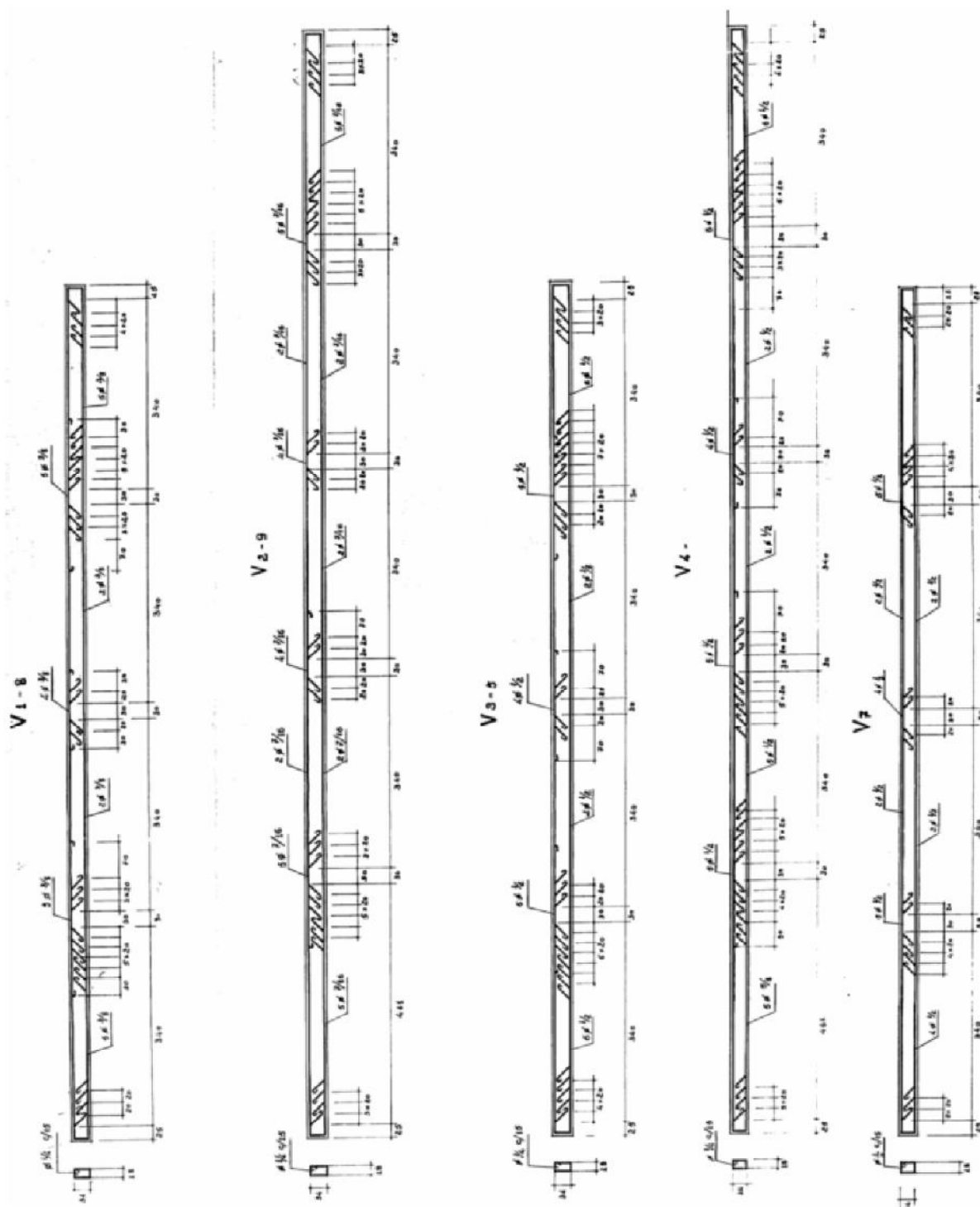


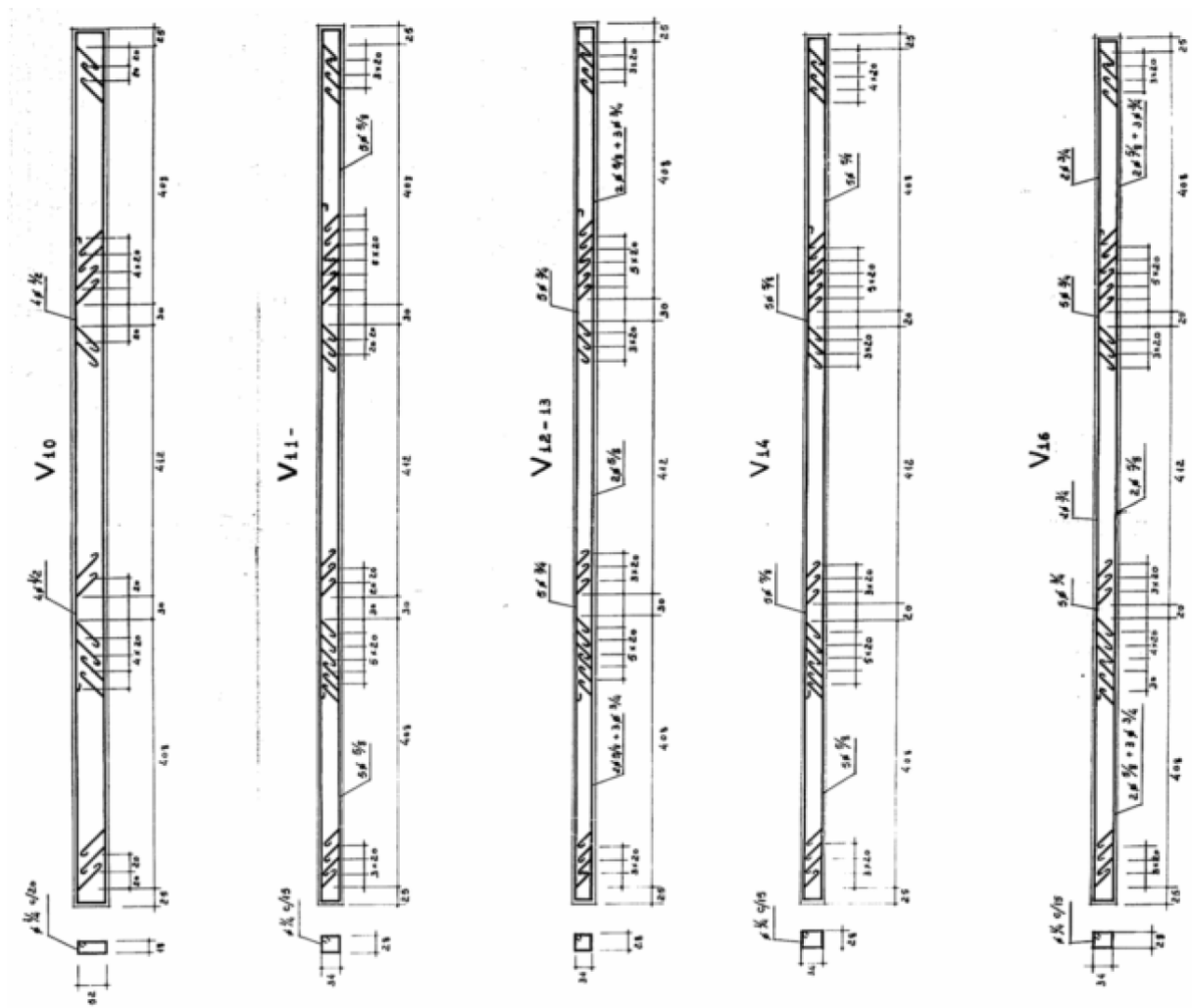
c) Planta estrutural do sub-tecto do rés-do-chão

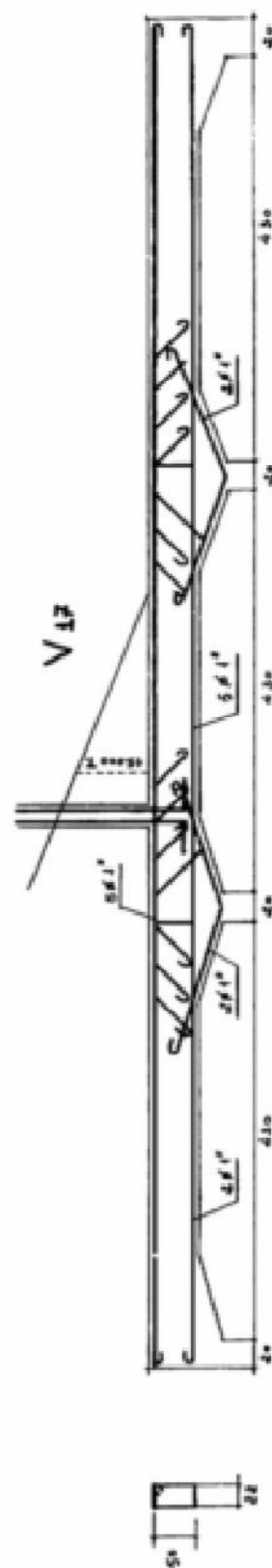
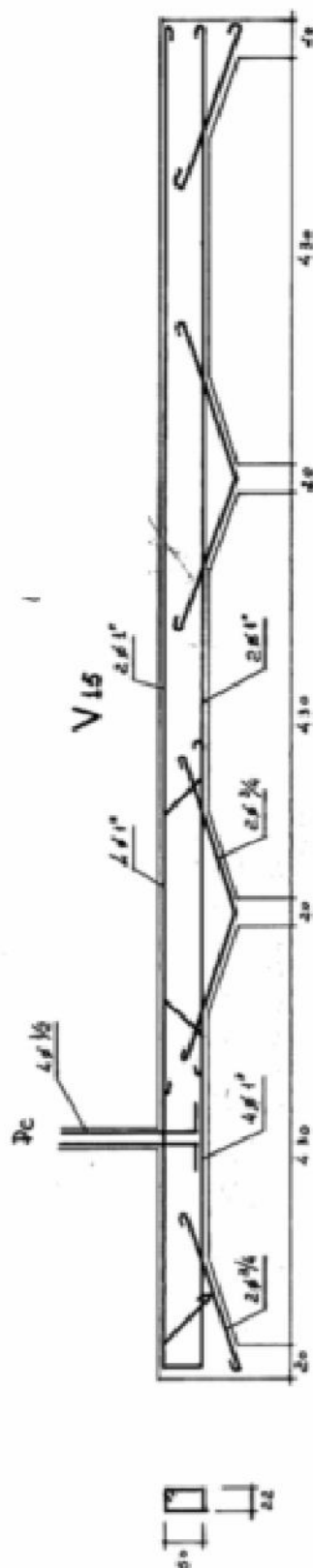
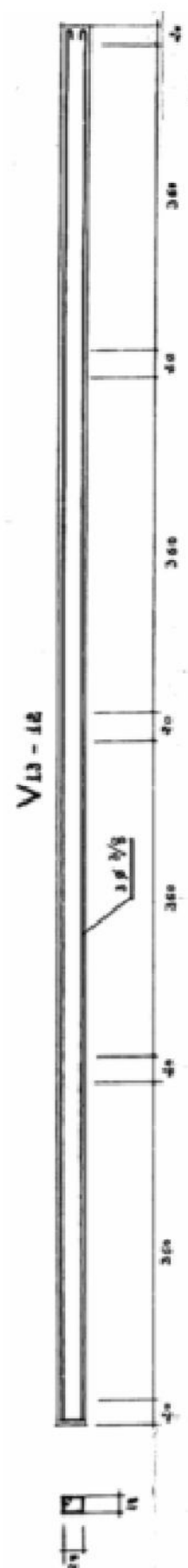


d) Planta estrutural do piso tipo

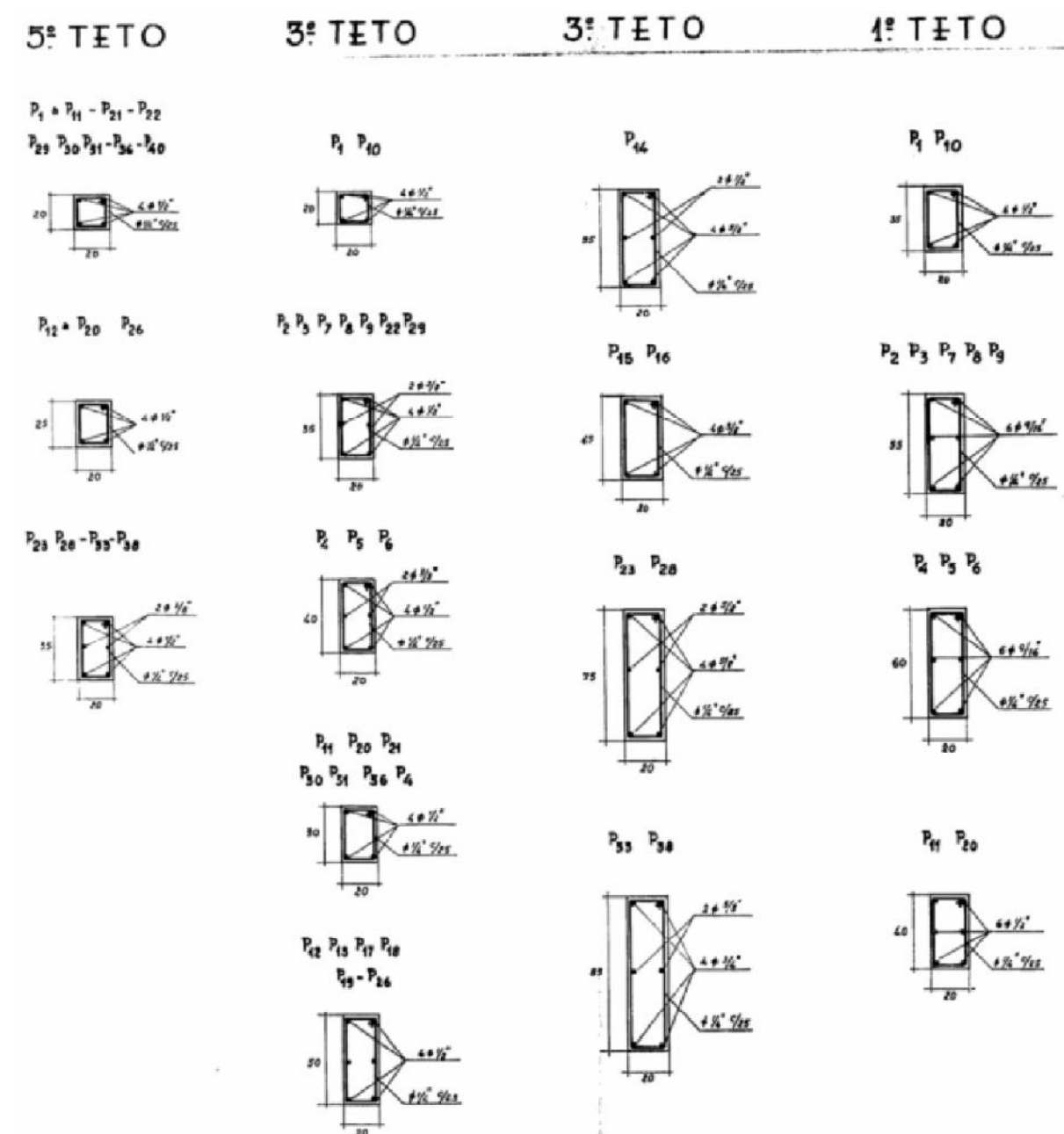
A1.3. VIGAS





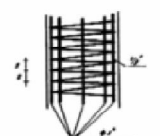
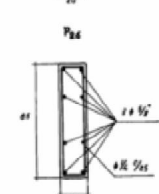
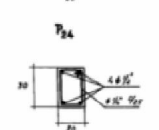
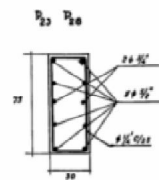
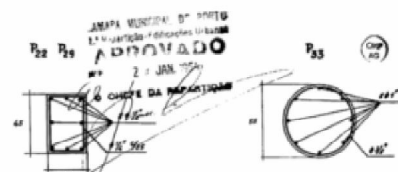
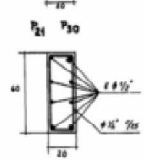
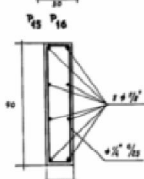
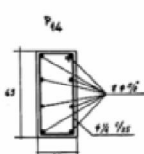
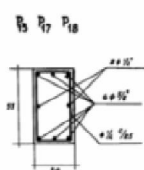
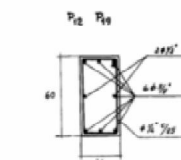
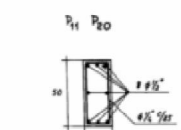
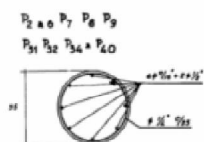
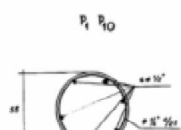
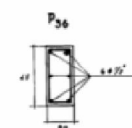
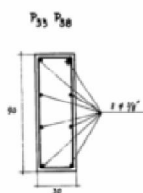
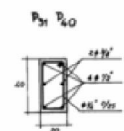
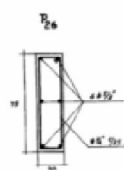


A1.4. PILARES



1.º TETO

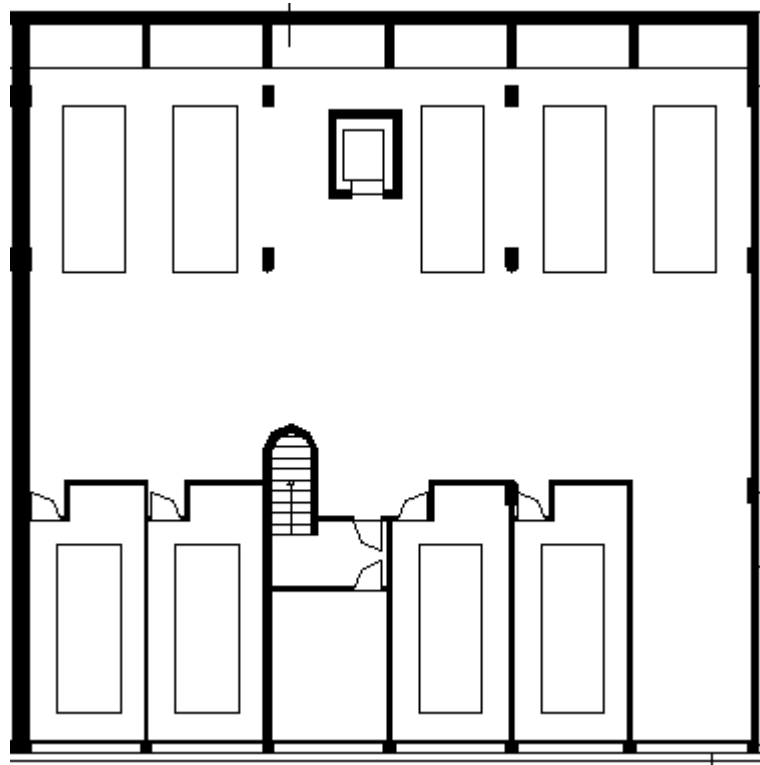
REZ DO CHÃO



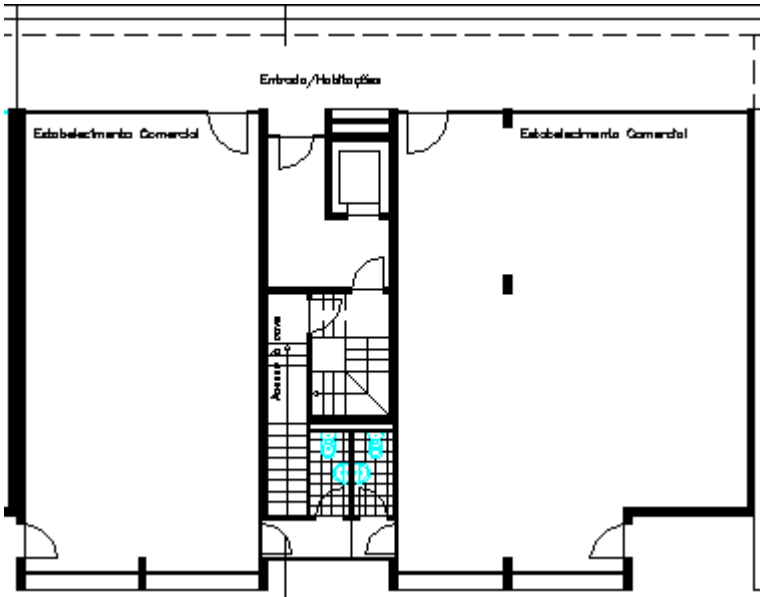
ANEXO 2

EDIFÍCIO DE AVANCA

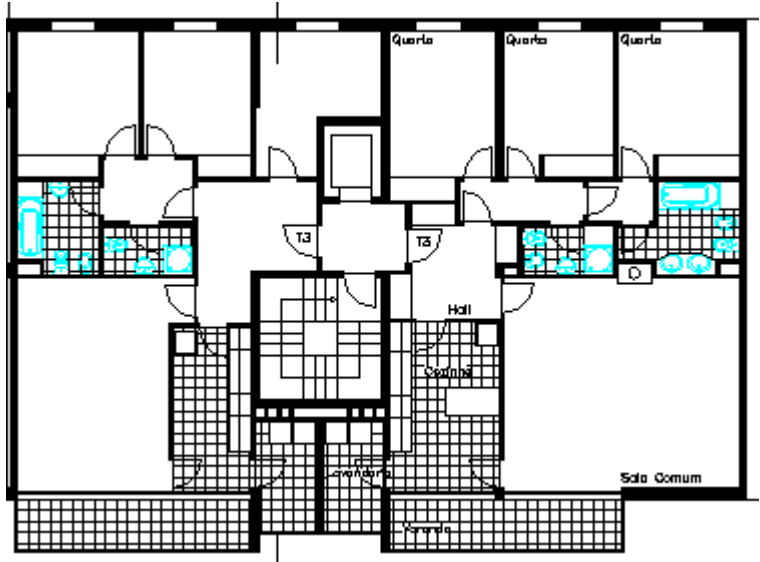
A2.1. PLANTAS DE ARQUITECTURA



a) Planta do piso -1

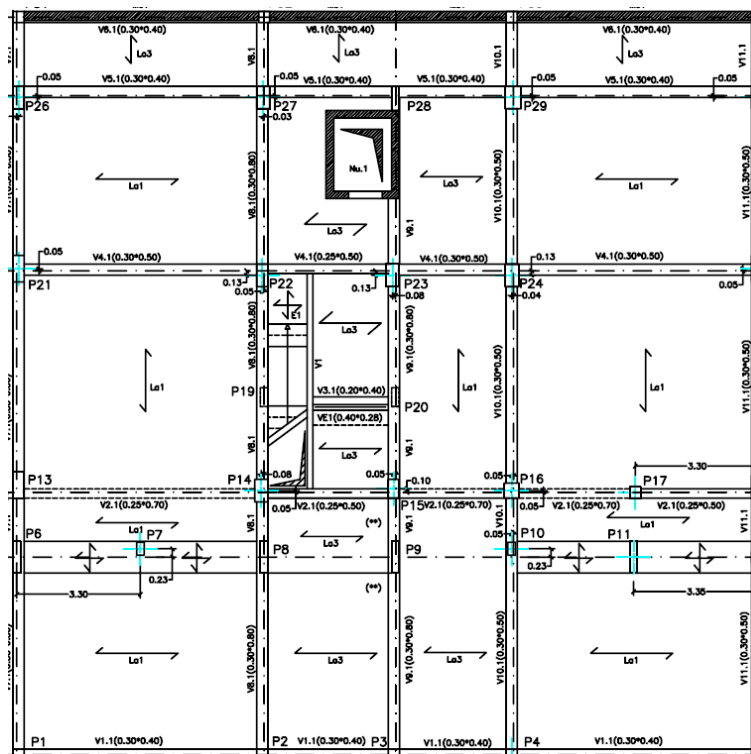


b) Planta do piso 0

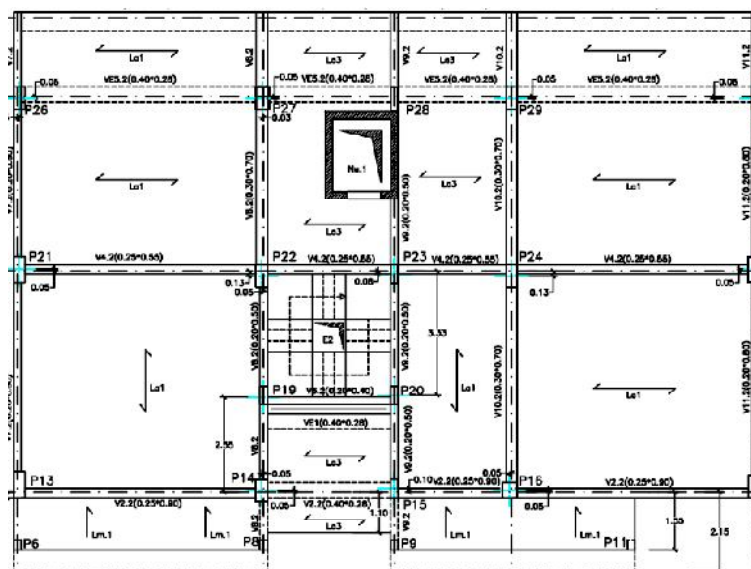


c) Planta dos pisos 1,2,3

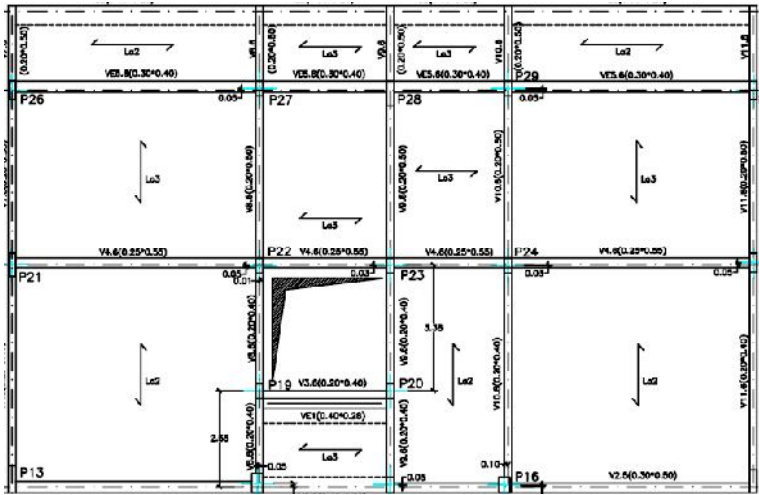
A2.2. PLANTAS ESTRUTURAIS



a) Planta do rés-do-chão

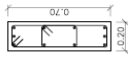
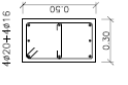
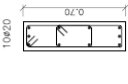
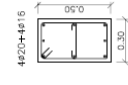
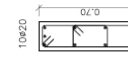
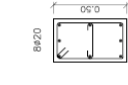
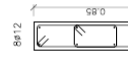
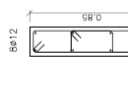
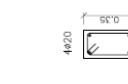
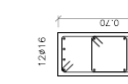
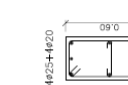
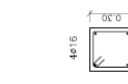
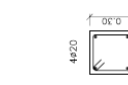
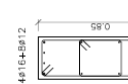
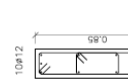
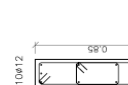


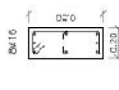
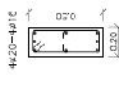
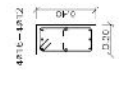
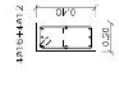
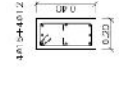
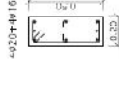
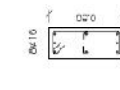
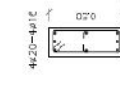
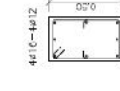
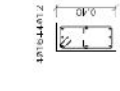
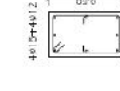
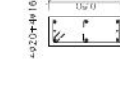
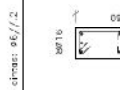
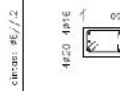
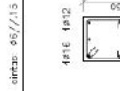
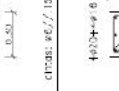
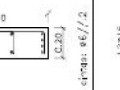
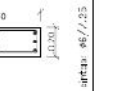
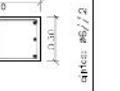
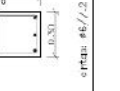
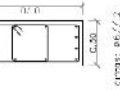
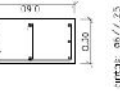
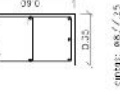
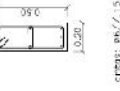
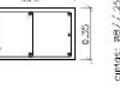
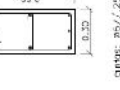
b) Planta do piso 1 a 4



c) Planta da cobertura

A2.3. PILARES

	P1=P2	P3	P4=P5	P6	P7	P8=P9	P10	P11	P12	P13	P14
Cobertura											
Piso 4											
Piso 3											
Piso 2											
Piso 1											
Piso 0											
Fundação											

Cobertura	P25		P26		P27		P28		P29		P30		P31=P32 P33=P34	
	P25		P26		P27		P28		P29		P30		P31=P32 P33=P34	
Piso 4														
	cifras: 86//2		cifras: 86//2		cifras: 86//1,5		cifras: 86//1,5		cifras: 86//1,5		cifras: 86//2		cifras: 86//2	
Piso 3														
	cifras: 86//2		cifras: 86//2		cifras: 86//1,5		cifras: 86//1,5		cifras: 86//1,5		cifras: 86//2		cifras: 86//2	
Piso 2														
	cifras: 86//2		cifras: 86//2,5		cifras: 86//2		cifras: 86//1,5		cifras: 86//2		cifras: 86//2,5		cifras: 86//2,5	
Piso 1														
	cifras: 86//2		cifras: 86//2,5		cifras: 86//2,5		cifras: 86//1,5		cifras: 86//2,5		cifras: 86//2,5		cifras: 86//2,5	
Piso 0														
	cifras: 86//2		cifras: 86//2,5		cifras: 86//2,5		cifras: 86//1,5		cifras: 86//2,5		cifras: 86//2,5		cifras: 86//2,5	
Fundação														
	cifras: 86//2		cifras: 86//2,5		cifras: 86//2,5		cifras: 86//1,5		cifras: 86//2,5		cifras: 86//2,5		cifras: 86//2,5	