

**IDENTIFICAÇÃO DINÂMICA E ANÁLISE DO COMPORTAMENTO
SÍSMICO DE UM QUARTEIRÃO LOCALIZADO NA CIDADE DA
HORTA – ILHA DO FAIAL**

Nuno Miguel dos Santos Neves

Dissertação apresentada à Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto para a obtenção do grau de Mestre em Estruturas de Engenharia Civil, realizada sob supervisão dos professores Aníbal Costa e António Arêde do Departamento de Engenharia Civil da Universidade do Porto.

Setembro de 2004

À Maria, aos meus pais e irmão

RESUMO

A análise do comportamento estrutural de um edifício é frequentemente realizada de forma isolada sem considerar a influência das estruturas vizinhas, apesar de, em certos casos ser importante atender a esse aspecto. De facto, um dado edifício inserido num quarteirão de um aglomerado urbano apresenta particularidades de comportamento estrutural diferentes das de um edifício isolado. Este facto assume especial importância nos casos em que as edificações têm paredes meeiras (comuns a duas casas) sem uma nítida separação estrutural entre elas, pois nestas circunstâncias o comportamento de cada casa é condicionado, e condiciona também, o comportamento global do conjunto das estruturas a que está ligada.

O principal objectivo deste trabalho enquadra-se no contexto apresentado e consistiu na análise da resposta sísmica de um quarteirão de edifícios localizado na cidade da Horta na ilha do Faial (Açores), atingida pelo sismo de 9 de Julho de 1998. Procurou-se estudar e propor adequadas medidas de reparação e reforço estrutural, sempre na perspectiva de que qualquer intervenção num dado edifício pode afectar também o comportamento das construções adjacentes bem como o do conjunto estrutural.

O quarteirão apresenta dois tipos diferentes de edifícios com comportamentos dinâmicos distintos, nomeadamente construções tradicionais de alvenaria com dois e três pisos e um edifício mais recente de betão armado.

A análise global do quarteirão foi efectuada através de modelos numéricos calibrados com base nos resultados de alguns ensaios experimentais realizados no âmbito deste trabalho e de outros precedentes. As propriedades dinâmicas (frequências e modos de vibração) foram medidas em três casas “tradicionais” e no edifício dos correios com estrutura em betão armado, com recurso a testes de vibração ambiental. Adicionalmente, nos cálculos estruturais foram adoptados algumas características resultantes de ensaios *in-situ* e em laboratório, realizadas no âmbito de estudos anteriores com materiais e componentes estruturais similares aos existentes no quarteirão.

As análises numéricas foram realizadas usando o programa CAST3M baseado no método dos elementos finitos. Apenas foram realizadas análises elásticas lineares uma vez que se pretendeu averiguar os aspectos determinantes do comportamento conjunto do quarteirão, procurando localizar os pontos mais vulneráveis e compreender a influência de alguns elementos no comportamento global.

A dimensão da totalidade da estrutura em estudo obrigou ao desenvolvimento de alguns modelos parciais, englobando as casas que haviam sido submetidas aos ensaios dinâmicos. Foi assim possível proceder ao processo de calibração dos materiais e ao estudo sísmico mais aprofundado de algumas das casas do quarteirão. Foi igualmente desenvolvido um modelo numérico global

que numa primeira fase foi útil para a localização dos pontos mais adequados para a realização dos ensaios dinâmicos e que, numa segunda fase, permitiu analisar o comportamento sísmico global.

Foram efectuadas análises dinâmicas no domínio do tempo adoptando para solicitação sísmica os acelerogramas reais registados aquando do referido sismo. Numa primeira fase foi realizada uma análise sísmica cuidada em três das casas que compõem o quarteirão, procurando avaliar a influência do efeito de grupo e da rigidez dos pavimentos nas tensões e deslocamentos das paredes. Numa segunda fase foram abordados e discutidos os resultados da análise do comportamento global do quarteirão, focando a atenção na avaliação da influência de edifícios mais recentes com estrutura em betão armado, das características dos pavimentos e da eficiência das eventuais soluções de reforço executadas em algumas casas.

ABSTRACT

The structural behaviour analysis of a building is frequently carried out without considering the influence of adjacent structures, although in some cases this aspect should be taken into account. In fact, a given building within a block located on an urban area shows some particular features of its structural behaviour that are very different from those of an isolated building. This is particularly important in cases where buildings have common walls with no clear structural separation, since the behaviour of each house becomes dependent of, and also influences, the global behaviour of the adjacent structural ensemble to which it is connected.

The main purpose of this work fits in the abovementioned context and consists on the seismic response analysis of a building block at Horta (a town in the Faial Island - Azores), hit by an earthquake on July, 9th of 1998, aiming at the study and proposal of adequate repair and strengthening measures, always bearing in mind that any intervention in a given building may also modify the adjacent constructions behaviour and the global block response.

The block has two different types of buildings with distinct dynamic behaviour, namely two or three storey traditional masonry buildings and a recent reinforced concrete building.

The global analysis of the block was done with numerical models calibrated on the basis of some experimental test results obtained within the context of this and previous works. Dynamic properties (frequencies and vibration modes) were measured in three traditional houses and in the reinforced concrete post-office building by recourse to ambient vibration measurements. Additionally, some material parameters used in structural calculations were obtained from experimental tests carried out in previous works, both “*in-situ*” and in laboratory, with materials similar to those existing in the block under analysis.

Numerical analyses were performed using the computer code CAST3M, based on the finite element method. The analyses were carried out in the linear elastic domain because only the main aspects of the block global behaviour were envisaged, though looking for the most vulnerable points and trying to understand the influence of some elements in the global behaviour.

The whole structure dimension led to the development of some partial models for the houses submitted to dynamic tests. In this way it was possible to calibrate material parameters, and to perform a more in-depth seismic analysis in some houses of the block. Furthermore, a global numerical model was also developed for the whole block, which was useful in a first phase to locate the most adequate points to perform the dynamic tests and, in a second phase, to analyse the global seismic behaviour.

Some time domain dynamic analyses were made adopting real accelerograms recorded during the 1998 earthquake to simulate the seismic action. In a first instance, a more detailed seismic

analysis was done, in three selected houses of the block, trying to evaluate the group effect and the in-plan floor stiffness influence in wall stresses and displacements. In a second instance the block global behaviour was analysed, mainly focusing on the evaluation of the influence of more recent reinforced concrete structure buildings, of the floor characteristics and of the efficiency of strengthening solutions applied in some houses.

RESUMÉ

L'analyse du comportement structurel d'un édifice est, la plupart des fois, réalisée en le considérant isolé des structures voisines (néanmoins, il peut être nécessaire, dans certains cas, considérer exactement cette situation). Un édifice inséré dans un quartier présente certaines particularités au niveau de son comportement structurel qui sont différentes de celles d'un édifice isolé. Ce fait a une importance plus significative pour les édifices ayant un mur en commun, n'ayant pourtant, aucun élément structurel qui les séparent. Dans ces cas, le comportement de chacune des habitations est conditionné et conditionne le comportement global du groupe de structures auquel elle est attachée.

Dans ce contexte, le principal objectif de ce travail a été l'analyse de la réponse sismique d'un groupe d'édifices formant un quartier, situé dans la ville de Horta à l'île de Faial (Azores) et qui a été atteint par le séisme de 9 juillet 1998. Le travail a visé, aussi, l'étude et définition de mesures appropriées pour sa réparation et renforcement structurel, ayant en compte qu'une quelconque intervention sur un des édifices pourra aussi influencer le comportement des structures voisines et aussi le comportement du quartier en tant que groupe structurel.

Le quartier est constitué par deux types différents d'édifices possédant, également, deux types des comportements dynamiques distincts: des constructions traditionnelles en maçonnerie avec deux ou trois étages et un édifice plus récent en béton armé.

L'analyse numérique globale du quartier a été effectuée utilisant des modèles calibrés par des résultats expérimentaux. Les propriétés dynamiques (fréquences et modes de vibration) ont été mesurées en trois habitations traditionnelles et sur l'édifice en béton armé des postes employant des tests de vibration ambiante. En parallèle, certaines caractéristiques, obtenues à partir de tests « in situ » et de tests en laboratoire réalisés pour des études précédentes sur des matériaux et des composants structurels semblables à ceux du quartier, ont aussi été utilisées dans les calculs structurels.

Les analyses numériques ont été réalisées avec le programme CAST3M qui utilise la méthode des éléments finis. Comme seul les principaux aspects du comportement global du quartier, la localisation des points les plus vulnérables et la compréhension de l'influence de certains éléments sur le comportement total ont été concernés, cette étude n'a contemplé que des analyses linéaires élastiques.

À cause de la dimension de la structure étudiée, quelques modèles partiels comprenant les habitations qui ont été soumises aux tests dynamiques ont été réalisés. Utilisant cette technique, il a été possible de calibrer les propriétés des matériaux et réaliser l'analyse sismique plus approfondie

de certaines habitations du quartier. Un modèle global du quartier a également été développé. Dans une première étape, ce modèle a permis de localiser les points les plus appropriés pour la réalisation des tests dynamiques. Dans une seconde étape, ce modèle a aussi été utilisé pour analyser le comportement sismique global du quartier.

Des analyses dynamiques dans le domaine du temps utilisant des accélérographes réels obtenus durant le séisme précédemment référé. Dans une première étape, l'analyse sismique détaillée de trois habitations qui font part du quartier a été réalisée, recherchant l'influence de l'effet de groupe et de la rigidité des planchers sur les tensions et les déplacements des murs. Dans une seconde étape, le comportement global du quartier est discuté, en ce qui concerne l'influence d'édifices plus récents en béton armé, l'influence des caractéristiques des planchers et de l'efficacité des solutions de renforcement qui ont été exécutées sur quelques habitations. La localisation des renforcements à réaliser sur le quartier peut être optimisée si l'effet du comportement global du quartier est tenu en compte.

AGRADECIMENTOS

Gostaria de agradecer a todas as pessoas e entidades que de algum modo contribuíram para o desenvolvimento deste trabalho.

- Ao Prof. Aníbal Costa pela orientação e sugestões que deu a este trabalho e pelo incentivo e entusiasmo que sempre demonstrou.
- Ao Prof. António Arêde pela disponibilidade, empenho e rigor que sempre empresta aos trabalhos realizados.
- Ao Eng. José Toste (Director da Scuts), pelo apoio e incentivo dados à execução deste trabalho.
- Ao Eng. João Serpa (CPR – Centro de Promoção da Reconstrução), pelo apoio e disponibilidade demonstradas durante a execução deste trabalho.
- Ao Prof. Carlos Sousa Oliveira, pela colaboração nos ensaios dinâmicos realizados, pelo seu interesse, disponibilidade e dedicação demonstrados.
- Ao Gabinete MM-Trabalhos de Engenharia Civil, Lda, na pessoa do Eng. Óscar Vasconcelos por todo o apoio e pelo fornecimento de elementos que contribuíram para o desenvolvimento do trabalho.
- Aos Açoreanos, em particular os que vivem no quarteirão analisado, pela prontidão na disponibilização de suas casas para a realização dos ensaios dinâmicos.
- À Prof. Elsa Caetano e Prof. Álvaro Cunha, pelas sugestões e explicações emprestadas a este trabalho, nomeadamente na interpretação dos resultados dinâmicos.
- À direcção da empresa Afassociados, pelo apoio demonstrado e pelas facilidades concedidas para a realização deste trabalho.
- Ao amigo Domingos Moreira, pela colaboração no desenvolvimento inicial deste trabalho.
- Às colegas Celeste Almeida e Cristina Costa, pelo apoio e disponibilidade demonstradas.
- Aos colegas Pedro Costa, Diogo Ribeiro, Vidigal Rodrigues, Miguel Azenha e Xavier Romão, pela companhia e pela disponibilidade demonstradas ao longo de muitas horas.

- A todos os funcionários da Secção de Estruturas da Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, particularmente à D^a Maria Vitória, D^o Elvira, Elisabete e Marta pela disponibilidade sempre demonstrada.
- Aos meus pais, irmão e avós pelo apoio e pelas palavras de incentivo que sempre souberam expressar.
- À Maria agradeço todo o carinho, amizade e compreensão demonstradas em todos os momentos.

Gostaria finalmente de agradecer o apoio concedido pela FCT e FSE através de uma bolsa de mestrado no ano lectivo 2002-2003 no âmbito do III Quadro Comunitário de apoio.

ÍNDICE

CAPÍTULO 1 - INTRODUÇÃO

1.1	Considerações gerais.....	1.1
1.2	Enquadramento histórico	1.2
1.3	Sismos nos Açores	1.5
1.4	Objectivos da dissertação.....	1.7
1.5	Organização da dissertação.....	1.8

CAPÍTULO 2 - CARACTERIZAÇÃO DAS CONSTRUÇÕES DA ILHA DO FAIAL E DO QUARTEIRÃO ANALISADO

2.1	Tipo de construção existente.....	2.1
2.2	Caracterização das casas existentes na ilha do faial	2.2
2.3	Descrição do Quarteirão	2.8
2.4	Casa 15.....	2.10
2.5	Casa 16.....	2.13
2.6	Casa 24.....	2.15
2.7	Edifício dos correios	2.19
2.8	Danos observados.	2.21
2.8.1	Geral.....	2.21
2.8.2	Danos observados após o Sismo de 1998 nos Açores.....	2.23

CAPÍTULO 3 - ANÁLISE NUMÉRICA PRELIMINAR

3.1	Gerais.....	3.1
3.2	Acções consideradas no estudo.....	3.2
3.2.1	Gerais	3.2
3.2.2	Acções Verticais.....	3.2

3.2.3 Acção do Sismo	3.2
3.3 Análise numérica modal da casa 15	3.7
3.3.1 Estudo da influência do efeito de grupo	3.10
3.3.2 Estudo da influência dos pavimentos	3.12
3.4 Estudo global do quarteirão.....	3.16
3.5 Conclusões	3.20

CAPÍTULO 4 - ENSAIOS EXPERIMENTAIS. DESCRIÇÃO E RESULTADOS

4.1 Ensaios “ <i>in-situ</i> ” realizados na ilha do faial.....	4.1
4.1.1 Descrição dos ensaios	4.1
4.2 Ensaios em laboratório	4.5
4.2.1 Determinação do peso específico das paredes.....	4.6
4.2.2 Determinação do módulo de elasticidade das paredes.....	4.6
4.2.3 Determinação do coeficiente de Poisson das paredes.....	4.7
4.2.4 Determinação da tensão de rotura por compressão.	4.7
4.2.5 Ensaio de compressão diametral (método brasileiro).....	4.7
4.2.6 Ensaio de corte	4.8
4.3 Ensaios dinâmicos “ <i>in-situ</i> ”	4.8
4.3.1 Definições gerais	4.8
4.3.2 Ensaios de vibração ambiental	4.17
4.4 Ensaios dinâmicos preliminares realizados no quarteirão na cidade da horta.....	4.22
4.5 Ensaios complementares	4.24
4.5.1 Casa 15	4.28
4.5.2 Casa 16	4.38
4.5.3 Casa 24	4.45
4.5.4 Edifício dos correios.....	4.52
4.5.5 Conclusões.....	4.53

CAPÍTULO 5 - CALIBRAÇÃO E ANÁLISE SÍSMICA DAS CASAS QUE COMPÕEM O QUARTEIRÃO

5.1	Introdução	5.1
5.2	Calibração dos modelos numéricos	5.2
5.2.1	Casa 15	5.2
5.2.2	Casa 16	5.8
5.2.3	Casa 24	5.10
5.3	Análise sísmica	5.13
5.3.1	Enquadramento regulamentar	5.14
5.3.2	Análise Sísmica das casas com base nos modelos calibrados	5.17
5.3.2.1	Casa 15	5.17
5.3.2.2	Casa 16	5.25
5.3.2.3	Casa 24	5.31
5.3.2.4	Análise sísmica dos pavimentos calibrados	5.36
5.3.3	Análise da influência das características dos pavimentos no comportamento das casas. 5.38	
5.3.3.1	Geral	5.38
5.3.3.2	Casa 15	5.39
5.3.3.3	Casa 16	5.45
5.3.3.4	Casa 24	5.51
5.3.4	Análise da influência do efeito de grupo	5.56
5.3.4.1	Casa 15	5.56
5.3.4.2	Casa 16	5.62
5.3.4.3	Casa 24	5.67
5.3.5	Análise sísmica das casas com os pavimentos tipo vigotas	5.73
5.3.6	Conclusões	5.75

CAPÍTULO 6 - ANÁLISE GLOBAL DO QUARTEIRÃO E SOLUÇÕES DE REFORÇO

6.1	Introdução	6.1
6.2	Análises numéricas globais do quarteirão	6.2
6.2.1	Modelo global do quarteirão calibrado	6.2
6.2.1.1	Análise dinâmica	6.4
6.2.1.2	Análise sísmica	6.5
i	Análise de tensões	6.5
ii	Análise de deslocamentos	6.7
6.2.2	Estudo da influência dos pavimentos	6.10
6.2.2.1	Análise dinâmica	6.11
i	Modelo global do quarteirão com os pavimentos sem rigidez no seu plano.	6.11
ii	Modelo global do quarteirão, com os pavimentos sem rigidez no seu plano reforçados em algumas casas.....	6.12
6.2.2.2	Análise Sísmica – Tensões	6.14
i	Modelo global do quarteirão com os pavimentos sem rigidez no seu plano.....	6.14
ii	Modelo global do quarteirão com os pavimentos sem rigidez no seu plano reforçados em algumas casas.....	6.16
iii	Comparações finais das tensões	6.18
6.2.2.3	Análise Sísmica – Deslocamentos	6.19
6.2.3	Estudo da influência das características das paredes	6.21
6.2.3.1	Análise dinâmica	6.22
i	Modelo global do quarteirão calibrado com reforço nº 1.....	6.22
ii	Modelo global do quarteirão calibrado com reforço nº 2.....	6.23
6.2.3.2	Análise sísmica - tensões	6.25
i	Quarteirão modelado com edifício dos correios com reforço 1	6.25
ii	Quarteirão modelado com edifício dos correios com reforço 2	6.27
iii	Comparações finais	6.28
6.2.3.3	Análise sísmica - deslocamentos	6.29
6.2.4	Modelo global do quarteirão calibrado sem o edifício dos correios.....	6.31

6.2.4.1	Modelo global do quarteirão sem edifício de betão com lajes e paredes calibradas.....	6.32
6.2.4.2	Modelo global do quarteirão sem edifício de betão com paredes calibradas e lajes sem rigidez no seu plano	6.33
6.2.4.3	Modelo global do quarteirão sem edifício de betão com paredes calibradas e lajes com rigidez em apenas quatro casas	6.34
6.2.4.4	Análise sísmica - tensões.....	6.36
6.2.4.5	Análise sísmica - deslocamentos.....	6.38
6.3	Modelo do quarteirão “fictício” só com casas	6.41
6.3.1	Análise dinâmica.....	6.42
6.3.2	Análise sísmica de tensões	6.43
6.3.3	Análise sísmica de deslocamentos	6.45
6.4	Soluções de reforço.....	6.49
6.4.1	Modos de Prever ou Remediar os efeitos causados pelas Solicitações Sísmicas - Geral. 6.49	
6.4.1.1	Melhoramento do comportamento estrutural	6.49
6.4.1.2	Redução dos efeitos sísmicos.....	6.53
6.4.2	Reforço de casas no quarteirão.....	6.54
6.4.2.1	Geral.....	6.54
6.4.2.2	Consolidação entre os elementos de construção	6.57
i	Consolidação das paredes de alvenaria.....	6.57
ii	Processos de execução da consolidação das alvenarias.....	6.60
iii	Cuidados na execução da consolidação das alvenarias.....	6.62
iv	Travamento das paredes de alvenaria	6.63
v	Consolidação das estruturas de madeira	6.65
6.4.3	Eliminação de deformações	6.67
6.4.4	Novas soluções de reforço.	6.67
6.4.4.1	Vigas horizontais de rigidez de reforço das paredes de fachada	6.68
6.4.4.2	Dispositivos de contraventamento de nembos opostos	6.68
6.4.4.3	Painéis de dissipação de energia	6.70

6.4.5 Conclusões.....	6.71
-----------------------	------

CAPÍTULO 7 - CONCLUSÕES E DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

7.1 Considerações Finais.....	7.1
7.2 Desenvolvimentos Futuros.....	7.5

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ANEXO 4.1 - PROGRAMA DE CONVERSÃO DOS RESULTADOS DOS SISMÓ- GRAFOS PARA O FORMATO COMPATÍVEL COM O PROGRAMA ARTEMIS

CAPÍTULO 1

INTRODUÇÃO

1.1 CONSIDERAÇÕES GERAIS

Ao longo dos tempos a humanidade tem vindo a conhecer os efeitos nefastos da ocorrência de sismos, que como fenómenos naturais, são imprevisíveis quer no tempo quer no espaço. Ao longo dos anos, vidas, patrimónios e a própria história de povos ficaram marcados ou destruídos por esta “libertação” de energia do nosso planeta. De acordo com regras probabilísticas de ocorrência, têm vindo a ser desenvolvidos critérios para a localização de zonas mais ou menos vulneráveis aos sismos. É preciso no entanto, estar atento e precavido; se em alguns casos as populações têm estado prevenidas e preocupadas com este tipo de fenómeno (Los Angeles, Açores, Japão, Itália etc.) uma vez que existe uma grande frequência na sua ocorrência, existem outros porém, cujas preocupações ao nível da prevenção e da preparação, essencialmente nas estruturas são pouco “visíveis” no “senso comum” levando ao facilitismo e ao esquecimento das disposições anti-sísmicas. Ao longo da história, verifica-se um processo de “selecção natural” das tipologias estruturais que sofriam as acções dos sismos. Os conceitos das estruturas que não resistiam eram abandonados, enquanto que os das estruturas que resistiam eram copiados e tidos como base para construções futuras. Um dos problemas verificados é que quando os sismos têm baixa periodicidade, passando gerações sem a sua ocorrência estes cuidados “empíricos” desvanecem. Em 1755, ocorreu em Lisboa um dos maiores sismos registados a nível Mundial, com uma baixa periodicidade o que levou ao longo dos últimos séculos à inexistência da referida “selecção natural”. É preciso lembrar, que não se trata de um evento histórico mas sim um aviso da história para o futuro. Não sabemos quando, podemos ter ideia onde, mas é importante saber prevenir e evitar o mais possível os danos desastrosos resultantes dos sismos que se traduz muitas vezes em vítimas humanas e avultados prejuízos materiais e de

património histórico e edificado. No Quadro 1.1 mostram-se as magnitudes e as consequências materiais de alguns sismos em todo o Mundo (Langenbach, R.).

Quadro 1.1 – Sismos no mundo

Sismo	Magnitude	Prejuízos (€)
México, 1985	8.1	4.500.000.000
Spitak (Arménia), 1988	6.9	14.500.000.000
Northridge (USA), 1994	6.8	36.000.000.000
Kobé (Japão), 1995	6.9	126.000.000.000

1.2 ENQUADRAMENTO HISTÓRICO

No princípio do segundo milénio, as construções eram caracterizadas por terem pequeno porte sendo o material mais utilizado para as suas estruturas a madeira. Era um período em que o comportamento sísmico não era ainda uma preocupação. No final do séc. XVI a utilização da madeira entrou em declínio, tendo sido adoptados a pedra e o tijolo. Estes, apesar de serem materiais incomustíveis, conferem às estruturas, em particular à medida que aumenta o seu porte, um comportamento sísmico deficiente, provocado essencialmente pela sua elevada massa aliada à deficiente ligação dos elementos (entre pedras e entre tijolos). Eram estruturas com geometria irregular, com paredes de alvenaria de pedra, em geral de má qualidade e pisos de madeira. Após o sismo de 1755 em Lisboa (Fig. 1.1) a utilização da madeira foi retomada, com uma função estrutural inspirada provavelmente pela experiência de construção naval. É neste contexto que é caracterizada a construção típica pombalina, já utilizada em vários locais do mundo como por ex. Atenas.



Fig. 1.1 – Sismo de Lisboa de 1755

A casa senhorial datada do séc XVI, com rés-do-chão e dois andares, apresenta paredes de alvenaria de pedra no rés-do-chão e de madeira com enchimento de blocos de argila assentes com argamassa pozolânica nos pisos superiores.

Nas regiões com maior sismicidade o processo de “selecção natural” contribuiu para o desenvolvimento de forma empírica da construção em “gaiola” (considerada uma criação pombalina) por forma a assegurar um bom comportamento sísmico principalmente nas estruturas que teriam quatro em vez de dois andares (Silva, V.C., 1997). Este tipo de solução era baseada na existência de “treliças” nas paredes por forma a garantir maior “rigidez e ductilidade” conforme se apresenta na Fig. 1.2 e Fig. 1.3.

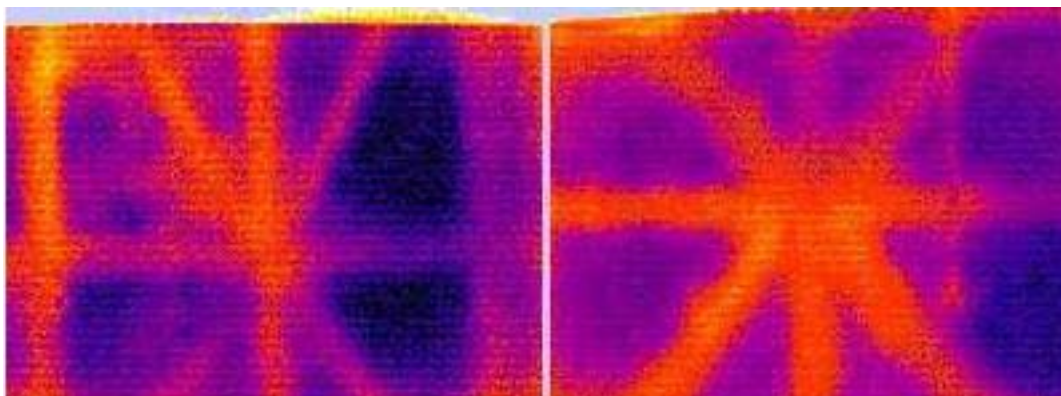


Fig. 1.2 Treliças dos edifícios em Gaiola – Prospeção “*in-situ*”

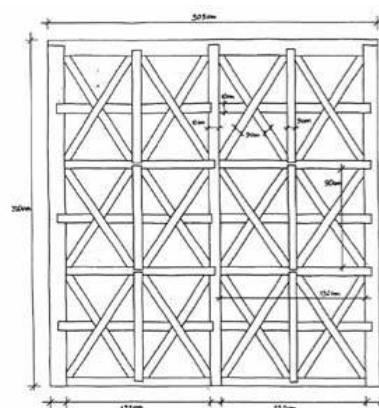


Fig. 1.3 – Edifício tipo Pombalino

São edifícios com geometria regular, paredes principais de alvenaria de pedra de razoável qualidade, paredes interiores em “gaiola” e os pisos em madeira (nas casas com maior qualidade o primeiro piso era constituído por abóbadas de tijoleira). Trabalhos recentes demonstram que esta concepção pombalina original respeitava uma grande parte dos critérios preconizados no EC8, tendo-se inclusivamente levantado problemas ao nível da durabilidade dos materiais ou alterações indevidamente concebidas e executadas.

A maior parte dos detalhes construtivos foram provavelmente desenvolvidos com base no desenho de estruturas de madeira dos navios, que foram sendo comunicados aos construtores verbalmente, ou através de esboços que se perderam rapidamente nas obras. O “know-how” foi-se

perdendo ao longo dos anos igualmente devido à inexistência de sismos, degenerando em outro tipo de soluções, por exemplo “Gaioleiros” que do ponto de vista de segurança sísmica são bastante mais precárias. Este tipo de solução apresentava de um modo geral paredes de alvenaria de pedra de razoável ou má qualidade, com espessura reduzida e em número insuficiente, pisos de madeira e contraventamento deficiente. É marcante igualmente o abandono “indevido” da estrutura anti-sísmica “em gaiola” devido em grande parte às alterações efectuadas como por ex.: remoção de material estrutural das lojas, remoção de paredes, introdução de escadas. Para além disso, houve um acréscimo do número de pisos e aumento dos pés-direitos acompanhados por uma diminuição das secções resistentes.

Enquanto a tipologia pombalina previa a existência de “septos” interiores, formados pelas paredes “em gaiola”, e os pisos convenientemente amarrados às paredes mestras, conferindo assim um travamento horizontal à estrutura, nos edifícios gaioleiros, a inexistência das paredes interiores resistentes “em gaiola” (muitas vezes constituídas por tabiques) e as pequenas secções das paredes de tijolo assemelham este tipo de estrutura a um sólido oco, tornando-o menos resistente, menos dúctil e mais fraco sob a acção dos sismos.

A partir dos anos 20 do séc XX com o advento do betão e a sua rápida expansão, surgem os edifícios ditos “de placa” em que as lajes dos pisos eram constituídos por betão mas as paredes permanecem executadas com as alvenarias de pedra e de tijolo maciço. Este tipo de edifícios garantem por um lado pisos suficientemente rígidos para funcionarem no seu plano, apresentando contudo várias fragilidades, nomeadamente ao nível das pequenas dimensões das paredes resistentes e do elevado número de pisos. A nível médio as características dos materiais, essencialmente a pedra, apresentam melhor qualidade do que nas soluções estruturais anteriores. De seguida aparecem as estruturas antigas de betão armado sem preocupações na sua concepção para a ductilidade, podendo ser afectados de uma forma muito gravosa se sujeitos à acção de sismos.

No final do século XX, o desenvolvimento da análise sísmica permitiu conceber edifícios capazes de resistir à acção sísmica. No entanto, existe ainda uma elevada percentagem do parque habitacional (em Portugal e no mundo) com tipos de construção antigos (tradicionais) cuja insuficiência estrutural é evidente. A análise do comportamento deste tipo de estruturas, embora mais facilitada por tecnologias e ferramentas existentes, pode ser algo complexo essencialmente ao nível da avaliação das características mecânicas dos elementos.

A análise do comportamento estrutural de edifícios antigos, em particular os constituídos essencialmente por alvenaria de pedra, têm vindo a assumir relevo crescente no contexto da preservação do património arquitectónico e cultural dos monumentos nacionais e das zonas históricas das cidades. As alterações da função e das acções para que haviam sido construídos, a degradação das

características resistentes dos materiais, bem como a eventual importância de acções para as quais as estruturas antigas não se encontram preparadas, justificam a necessidade de melhor se conhecer o seu comportamento, de modo a permitir detectar zonas críticas de potenciais (ou efectivos) danos estruturais e estabelecer planos de reabilitação, de reparação e/ou de reforço de estabilização adequados.

1.3 SISMOS NOS AÇORES

Para além do Sul de Portugal Continental, o arquipélago dos Açores tem uma actividade sísmica muito intensa. No passado as pessoas refugiavam-se em crenças para explicar e viver com o fenómeno. Tal como refere o Pe. Idalmiro Ferreira (Ferreira, 1996) *“A complexidade dos problemas que a vida oferece é de tal ordem deprimente que bem dispensa sobrecarregá-la com a nefasta tese das fatalidades naturais tidas como castigos do alto. À luz da doutrina medievalista do teocentrismo, o inefável dom da liberdade e até as próprias leis da natureza em nada pesavam na balança de responsabilidades a atribuir-se no desenrolar dos acontecimentos. Neste contexto, tudo quanto de mal rodeasse o ser humano, incluindo as catástrofes naturais, seria, pura e simplesmente, fruto da justiça implacável de Deus.”*

Ao longo dos anos tem-se assistido a uma actividade sísmica significativa no arquipélago dos Açores, tal como se mostra no Quadro 1.2

Quadro 1.2 – Alguns dos sismos no arquipélago dos Açores no século XX.

Sismo	Magnitude	Local
1926	5.8	Ilha do Faial – Cidade da Horta, Freguesias de Flamengos, Ribeirinha e Conceição
1939	7.0	Ilha Sta Maria e S. Miguel
1957-1958	-----	Erupção dos Capelinhos-Ilha do Faial
1973	5.0	Ilha do Pico, Faial e S. Jorge; Freguesia de S. Mateus
1980	7.0	Ilha Terceira; Cidade de Angra do Heroísmo, Vila de S. Sebastião
1998	6.1	Ribeirinha - Ilha do Faial

A 08 de Julho de 1998, o arquipélago dos Açores foi afectado pela ocorrência de um sismo de origem tectónica com epicentro localizado entre as ilhas do Faial e do Pico (Fig. 1.4). As freguesias e locais mais afectados na Ilha do Faial foram Salão, Cedros, Flamengos, Ribeirinha, Pedro Miguel e Espalhafatos e na ilha do Pico as zonas de Valverde e Criação Velha.

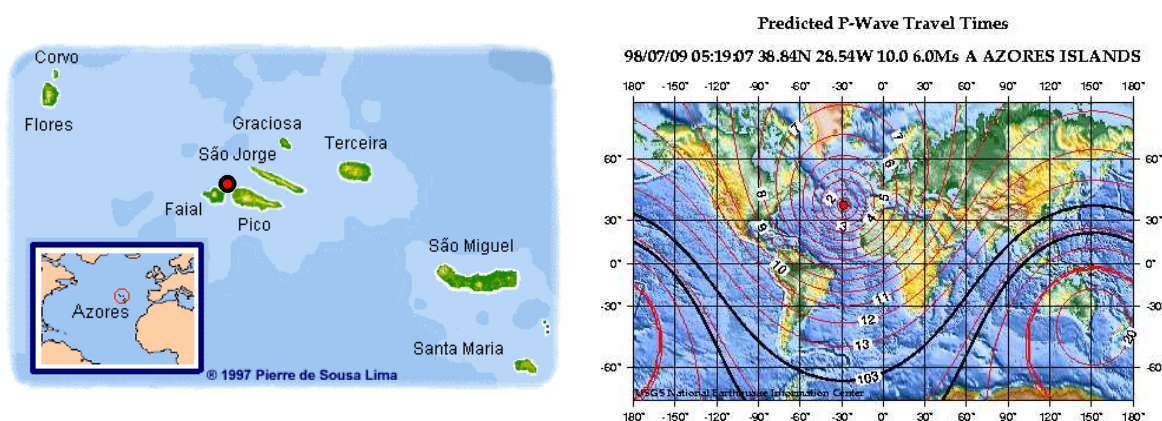


Fig. 1.4 – Localização do epicentro do sismo de 08 de Julho de 1998

Tendo os Açores um parque habitacional caracterizado na sua maioria por estruturas da primeira metade do século XX, têm surgido diversos problemas na manutenção do seu património habitacional devido às frequentes actividades sísmicas. Sendo estruturas essencialmente de alvenaria de pedra (muitas vezes com má qualidade), com pisos constituídos ou por madeira ou por lajes de betão são bastante vulneráveis às acções dos sismos, sendo essencial (se possível) proceder a obras de reforço estrutural aproveitando assim as estruturas existentes e evitando danos humanos e materiais em futuras ocorrências. Estas estruturas apesar de em regra geral terem menos de três pisos, são bastante vulneráveis uma vez que apresentam soluções estruturais próximas do “sólido oco” tendendo a desmoronar-se em resultado de deformações excessivas das paredes perpendicularmente ao seu plano. Este fenómeno, é contrariado em alguns casos pelo funcionamento de diafragma rígido dos pisos, que depende da sua própria constituição (barrotes+soalho) e da adequada ligação às paredes resistentes. Os efeitos deste comportamento estrutural são mais comuns e graves nas paredes de topo (paralelas à orientação dos barrotes dos pavimentos), não tendo estas quaisquer tipo de travamentos e sendo as primeiras a atingirem o colapso. A existência de lajes de betão à partida confere uma maior resistência devendo-se no entanto ter em conta o acréscimo de peso para a estrutura ao nível dos pisos que agrava os efeitos da acção sísmica.

Após cada sismo foram aplicados nos Açores sistemas de reforço que mostraram em sismos seguintes maior ou menor eficácia. De uma forma geral e atendendo aos efeitos dos sismos nos Açores ao longo do século XX, pode-se dizer que os danos nos edifícios urbanos tradicionais são relativamente menores do que nas zonas rurais, não sendo muito aparentes pelo exterior e aparecendo sobretudo no seu interior ou coberturas. Consistem essencialmente em deslocamentos horizontais nas paredes exteriores no sentido exterior ao edifício, daí resultando fendas entre as paredes divisórias interiores e a parede exterior que podem atingir a dezena de centímetros.

1.4 OBJECTIVOS DA DISSERTAÇÃO

O objectivo deste trabalho integra-se no estudo dos reforços e reparações a realizar nos edifícios afectados pelo sismo ocorrido na Ilha do Faial, em Julho de 1998. A análise baseia-se no estudo do comportamento de um quarteirão, situado na freguesia da Matriz, junto à Câmara Municipal da Horta, quando sujeito a acção de um sismo. Para analisar e simular a resposta do quarteirão à acção de acelerogramas registados “*in-situ*” aquando da ocorrência do sismo, recorreu-se ao programa VISUAL CAST3M.

O comportamento de um edifício localizado no interior de um quarteirão na Cidade da Horta é manifestamente diferente do de um edifício localizado numa freguesia rural. Assim os edifícios de um quarteirão interactuam uns com os outros, dado que se encontram ligados entre si, através das paredes meeiras, que são comuns a cada par de casas. Este facto condiciona o comportamento individual de cada um per si e o do conjunto, originando que qualquer intervenção que se faça num dos edifícios terá de ter em consideração os efeitos favoráveis ou desfavoráveis que poderá originar nos outros. Por outro lado a forma em planta e em alçado do quarteirão introduz problemas estruturais de comportamento que interessa analisar. Sempre que aparecem desníveis, devidos à topografia do terreno, à cêrcea diferente dos prédios contíguos ou à diferença de pés direitos, existe uma descontinuidade vertical que se traduz numa zona mais vulnerável.

Os cantos ou gavetos do quarteirão são zonas extremamente vulneráveis, como tem sido evidenciado em todos os sismos, e que os mais recentes, Açores (1980), Northridge (1994), vieram comprovar. Estes desenvolvem-se normalmente em planos ortogonais, que corresponde à descontinuidade mais acentuada em planta. As traseiras dos edifícios apresentam grandes descontinuidades, sendo frequentes a existência de corpos mais estreitos e compridos que se desenvolvem perpendicularmente ao tardo do edifício, introduzindo excentricidades locais e no quarteirão. Por outro lado, as intervenções que vão sendo realizadas ao longo dos anos nesses edifícios e os sismos de pequena intensidade introduzem alterações de rigidez entre eles que poderá alterar o comportamento conjunto.

O quarteirão em estudo tem dois tipos de estruturas, com comportamentos e resistências muito distintos. Enquanto uma parte é constituída por edificações pequenas e antigas de alvenaria de pedra, uma outra engloba um edifício recente, o dos Correios, em estrutura porticada em betão armado com uma maior resistência.

Apesar do seu carácter específico, este trabalho tem por base o estudo de estruturas tradicionais muito comuns não só em Portugal como em outros países, particularmente sensíveis à acção do sismo. Deste modo, o estudo do quarteirão, apesar de localizado na Ilha do Faial, pode servir de base para outros a realizar no parque habitacional nacional e internacional, essencialmente em

zonas urbanas caracterizadas por agregados de edifícios em banda ou em quarteirões com paredes transversais (meeiras) comuns. Um destes casos é a baixa pombalina em que os edifícios estão agregados em quarteirões. Não é demais lembrar que muitas destas estruturas fazem parte do património da humanidade, sendo importante a sua preservação.

A disponibilização de poderosos meios de cálculo, baseados quer no método dos elementos finitos, quer no método dos elementos discretos, possibilita modelações estruturais capazes de traduzir, com apreciável aproximação, o comportamento deste tipo de estruturas. De facto, mais do que a adopção dum modelo computacional adequado, as principais dificuldades acabam por surgir ao nível da caracterização dos materiais constituintes, nomeadamente no que se refere à resistência e deformabilidade, devido à heterogeneidade dos materiais e às técnicas de construção usadas nas estruturas antigas (em particular nas de alvenaria de pedra).

Não obstante tais dificuldades, é possível obter uma descrição mais ou menos detalhada da constituição da estrutura mediante o estudo de elementos documentais existentes, a realização de cuidadas inspecções para avaliação “*in-situ*” do tipo e características da estrutura, bem como identificação de avarias e de zonas de deficiente funcionamento estrutural. A avaliação das características dos materiais com recurso a ensaios “*in-situ*” e de laboratório sobre amostras colhidas no local constitui uma preciosa, e mesmo indispensável, contribuição para o sucesso da análise. Adicionalmente, do ponto de vista do comportamento global da estrutura, a estimativa das características dinâmicas mediante ensaios de vibração permite a calibração de parâmetros de deformabilidade global.

1.5 ORGANIZAÇÃO DA DISSERTAÇÃO

Este estudo visa a análise do comportamento dinâmico de um quarteirão e da influência conjunta das estruturas que o compõem. Dada a complexidade e a dimensão do quarteirão foram efectuados vários modelos parciais nos quais se efectuaram as calibrações dos materiais e estudos das influências dos vários elementos que constituem as habitações.

Deste modo, foi efectuada numa primeira fase, anterior ao desenvolvimento deste trabalho, um levantamento “*in-situ*” do quarteirão tendo-se caracterizado em pormenor a geometria de algumas habitações. Foi feito igualmente um levantamento fotográfico do quarteirão. Nesta prospecção efectuaram-se ainda algumas medições de frequências que numa primeira fase serviram para calibrar e parametrizar o modelo de uma das casas estudadas.

No capítulo 2 faz-se a caracterização do quarteirão e em particular de algumas das casas que foram observadas e estudadas. Para além da sua geometria são descritos os materiais que as com-

põem assim como as acções a que são sujeitas. Apresentam-se igualmente alguns dos danos observados em consequência do sismo ocorrido a 09 de Julho de 1998.

De seguida, no capítulo 3, com base na campanha de prospecção prévia modelou-se a casa 15 da Rua Comendador Ernesto Rebelo que se encontrava melhor caracterizada. Foram desenvolvidos vários modelos cuja análise permitiu efectuar as validações e calibrações adequadas e estudar de uma forma qualitativa a influência de alguns elementos estruturais no comportamento “global” da casa. É importante salientar, que dada a constituição e heterogeneidade destas casas é necessário a realização de vários estudos para compreender a importância de cada componente. Com base nos modelos da casa 15 foi feito um modelo global do quarteirão por forma a perceber quais os locais mais vulneráveis à acção dos sismo. Os modelos “preliminares” quer da casa nº 15 quer do quarteirão, tiveram como objectivo avaliar de uma forma qualitativa quais os pontos frágeis das estruturas, tendo sido possível, essencialmente na casa 15, desenvolver um estudo paramétrico da influência de alguns elementos que caracterizam e condicionam a estrutura. Deste modo foi possível avaliar a influência do “efeito conjunto” e do funcionamento dos pavimentos na resposta da estrutura.

Os resultados obtidos foram importantes para o planeamento e realização de mais uma prospecção “*in-situ*” com o objectivo de identificar os modos de vibração. Deste modo e tal como descrito no capítulo 4 foram efectuados ensaios dinâmicos com medições em três casas localizadas nas zonas mais vulneráveis (casa nº 15 na rua Comendador Ernesto Rebelo e casas nº 16 e nº 24 na rua Serpa Pinto) e no edifício dos correios. Enquanto a prospecção na casa 15 tinha uma importância elevada uma vez que tinha sido esta a casa base do estudo, a casa 16 mais alta, materializava uma heterogeneidade ao nível da cércea e por isso um ponto “fraco” no comportamento global, e a casa 24 que estava localizada num dos cantos onde haviam sido observados modos mais baixos. A prospecção realizada no edifício dos correios era importante para avaliar a influência deste “corpo” e da sua rigidez no comportamento global do quarteirão. Com a utilização de cinco macro-sismógrafos foi possível não só identificar as frequências fundamentais como as configurações dos modos de vibração associadas. Neste capítulo é feita igualmente uma descrição sumária dos ensaios realizados em casas na ilha do Faial que ficaram danificadas após o sismo de 1998. Para além de ensaios “*in-situ*” são referidos alguns ensaios laboratoriais realizados para caracterizar os materiais constituintes das paredes resistentes deste tipo de estrutura.

No capítulo 5 é descrito e analisado o processo de calibração dos modelos numéricos das casas nº 15, 16 e 24, com base nos resultados dos ensaios. Apesar da casa nº 15 ter sido já modelada foi necessário corrigir o modelo para ter em conta as alterações observadas “*in-situ*”. Para as casas 16 e 24 foi necessário desenvolver os respectivos modelos. Para além do processo de calibração com base nos ensaios “*in-situ*” foram efectuadas análises sísmicas das três casas (nº 15, 16 e

24) com particular relevância para as análises de tensões e deslocamentos. Fez-se igualmente um enquadramento regulamentar dos resultados obtidos.

No capítulo 6 e após a calibração das propriedades e comportamento dos materiais, foi feito o estudo global do quartirão analisando-se a influência do edifício de betão armado dos correios, das características dos soalhos e prevendo-se algumas soluções de reforço em alguns locais do quartirão. Foi feita igualmente uma análise sísmica nos pontos mais vulneráveis do quartirão ao nível de tensões e deslocamentos.

O capítulo 7 é relativo às conclusões do trabalho e à sua aplicabilidade no futuro em estruturas da mesma tipologia.

*Açores,
salpicos de terra no azul do mar...
Povo que sofre, rigores da natureza.
do amor pela terra, do amor pela vida
vai reencontrar uma vez mais força escondida...
Da tristeza, far-se-á esperança...
da esperança o sonho e do sonho a vida...
Quero ser uma ilha, no meio do mar,
ver os rostos agrestes a sorrir...
e no olhar o orgulho de viver no meio do mar!
Construir do nada uma vida,
esta terra amar
... Açores.
João Coelho da Rocha*

CAPÍTULO 2

CARACTERIZAÇÃO DAS CONSTRUÇÕES DA ILHA DO FAIAL E DO QUARTEIRÃO ANALISADO

2.1 TIPO DE CONSTRUÇÃO EXISTENTE

O tipo de construção que caracteriza grande parte do parque habitacional destas ilhas é composto por estruturas antigas de alvenaria de pedra, que pelos materiais constituintes e pelos processos construtivos adoptados, apresentam uma baixa resistência aos sismos tornando-as vulneráveis a este tipo de acção. As paredes exteriores são constituídas por alvenaria de pedra solta com pouco aparelhamento (por vezes apenas nas zonas dos cunhais) sem argamassa de ligação ou com argamassa muito deteriorada. Muitas vezes, estas paredes são constituídas por duas folhas independentes executadas com pedras de vários tamanhos e formatos sem quaisquer elementos transversais de interligação e com o miolo preenchido com barro, pedra miúda ou outro material, havendo elevada probabilidade de durante a acção de um sismo haver uma separação das folhas com destacamento e destruição essencialmente da folha do lado exterior. Para além disso sendo paredes com emparelhamento das pedras de pouca qualidade, e tendo o sismo nesta zona uma importante componente vertical, existe uma elevada probabilidade de anulação da base do funcionamento da parede (funcionamento gravítico) aumentando ainda mais a sua vulnerabilidade a este tipo de fenómeno. As zonas mais elevadas, por terem menos peso e por estarem sujeitas a forças de inércia mais elevadas são geralmente os pontos mais afectados. Muitas das vezes as paredes nos pisos inferiores têm melhor qualidade do que nos pisos superiores, qualidade esta que varia inclusivamente entre paredes do mesmo piso. Assim, as paredes que apoiam directamente a estrutura de suporte do soalho apresentam muitas vezes melhor qualidade do que as restantes. As paredes interiores são usualmen-

te constituídas em tabique, tendo em alguns casos paredes em alvenaria de pedra apenas no piso inferior muitas vezes com aberturas em forma de arco.

Os pisos são geralmente executados em soalho assente em barrotes e madres de madeira tipo criptomeria que para além de ser característica daquela região é identificada pelo seu baixo peso específico, adequada assim a minorar os efeitos da acção sísmica. Esta madeira é também denominada por *Cryptomeria Japonica* da qual se apresentam as seguintes características (*dados do LNEC- II Serviço - Secção de madeiras*):

Quadro 2.1 Criptomeria – Propriedades mecânicas

Densidade (Kg/m ³)	Compressão axial (MPa)	Flexão estática (MPa)	Rotura ao corte (MPa)	Tracção transversal (MPa)	Módulo de elasticidade (GPa)
270	14	23.5	4.3	1.3	3.8

A madeira de criptomeria é resistente ao caruncho, mas tem mau comportamento aos fungos, quando em exposição prolongada. Apresenta igualmente baixa retracção e é facilmente impregnável com produtos preservantes. Em alguns casos pontuais, os pavimentos são constituídos por madeira de pinho.

2.2 CARACTERIZAÇÃO DAS CASAS EXISTENTES NA ILHA DO FAIAL



Fig. 2.1 Ilha do Faial; Cidade da Horta

Foram efectuados vários levantamentos anteriores à execução deste trabalho, nomeadamente nas freguesias da Matriz, Praia de Almoxarife e Cedros, dos quais se puderam distinguir três tipologias de construções:

- Moradia de piso térreo, em geral mais modesta, implantada em zonas rurais e planas com paredes exteriores de duas folhas ou parede dobrada.

- Moradia de dois pisos, mais frequente nos centros urbanos das freguesias, apresentando-se agrupada em quarteirões ou nas zonas rurais quando localizada em terrenos inclinados. Nestas, tirando-se partido da inclinação do terreno o piso inferior é utilizado por exemplo para colocação das alfaías agrícolas enquanto o primeiro andar é afecto à habitação.
- Edifícios de 2 e 3 pisos, situados em quarteirões urbanos.



a) Zona Rural; Moradia de piso térreo



b) Zona Rural; Moradia de dois pisos



c) Zona Urbana; Edifício na cidade da Horta

Fig. 2.2 Tipologias de construção

Nas áreas urbanas os edifícios encontram-se na sua maioria implantados em banda ou inseridos em quarteirões, apresentando geralmente dois a três pisos e raramente ultrapassando os quatro pisos. Em zonas urbanas mais carenciadas ou periféricas vêm-se igualmente edifícios de apenas um piso. As construções mais antigas datam dos séculos XVI e XVII, tendo no entanto sofrido alterações sucessivas até aos dias de hoje, essencialmente no século XIX no qual se introduziram acrescentos com maiores vãos e alvenarias de muito pior qualidade. Para além disso muitas sofreram trabalhos de reparação e restauro devido aos danos sofridos durante sismos anteriores. O R/C é constituído geralmente por paredes de pedra dos séculos XVI e XVII onde está normalmente estabelecida uma actividade económica geralmente associada ao comércio e prestação de serviços, e com um pé direito mínimo de 2.40m. Os andares de cima têm pés-direitos de 3 a 3.5m e estão vocacionados para utilização como habitação unifamiliar. Enquanto que no primeiro andar se encontram geralmente as salas, cozinhas e serviços de apoio, no segundo encontram-se os quartos acessíveis através de um corredor de distribuição. A cozinha está normalmente situada nas traseiras. Em alguns casos porém com a reconstrução essencialmente após o sismo de 1973 muitos destes fornos tradicionais foram demolidos dando lugar a quartos de banho. O acesso a cada um deles é feito geralmente por íngremes escadarias a “tiro” com degraus muito altos e por vezes clareadas por janelas iluminantes. As fachadas principais são geralmente rasgadas por grande número de portas e janelas, dispondo de varandas em sacada com guarda de madeira ou ferro fundido.

A divisão dos espaços é feita com paredes em tabiques de duas faces, de interior oco ou preenchido com tábuas arrumadas com 2.5 cm de espessura, sendo constituídas por um fasquiado emboçado e rebocado com argamassa de cal, areia e barro a que se adiciona por vezes, pêlo de vaca ou mesmo cabelo humano. As paredes interiores desempenham por vezes funções estruturais dando apoio ao soalho da cobertura.



Fig. 2.3 Divisórias interiores em tabique – Funcionamento estrutural

Em alguns casos existe uma parede mestra interior desde a loja até à cobertura (algumas vezes apenas existente no piso inferior). Estas paredes interiores têm muitas vezes aberturas em forma de arco no piso inferior (Fig. 2.4).



Fig. 2.4 Arco numa parede mestra no piso inferior

Nas casas mais largas existe ainda uma segunda parede mestra perpendicular à anterior que liga a fachada principal à fachada de tardo. Verifica-se igualmente que a localização das paredes divisórias em tabique (pisos 1 e 2) podem não ser coincidentes nos dois pisos (Fig. 2.5), tendo-se no entanto verificado que em alguns casos tenha havido essa preocupação.



Fig. 2.5 Divisórias interiores em tabique

O tipo de paredes existentes e o seu modo de execução é bastante diferenciado dependendo da sua localização (rural ou urbano) e das possibilidades económicas dos proprietários. Assim observam-se com frequência os seguintes tipos de paredes (Guedes, C. et al., 1990):

- Alvenaria de melhor qualidade, construída com pedra aparelhada regular (traquito, basalto, cinerito ou andesito), com alternância de corredores ou ajudas, colocadas paralelamente à parede e de travessões perpendiculares à parede.
- Alvenaria de pedra irregular do mesmo material das anteriores e também em “pedra-queimada”. A colocação e tratamento são feitos com maior ou menor cuidado dependendo muito do mestre que a executou. Para garantir um bom comportamento procura-se um imbricamento perfeito entre as pedras colmatando-se os vazios com material de granulometria mais fina, e por vezes barro. Poderá ter “camadas” de parede e dispor de mata-juntas. Mesmo bem executadas, estas alvenarias apresentam em geral, pior comportamento sob a acção dos sismos.
- Alvenaria de duas folhas, executada com pedras escolhidas de comprimento ligeiramente superior a meia espessura da parede, colocadas de forma a ficarem bem imbricadas com “camas” bem definidas e espaçadas de altura inferior a 1m.

As paredes mais comuns nas zonas rurais da ilha do Faial são as do segundo e terceiro tipo com cerca de 65 a 70cm de espessura (Fig. 2.6). Nas zonas urbanas é possível encontrar paredes do primeiro tipo com espessura de cerca de 65cm (Fig. 2.7), embora se encontre igualmente estruturas com paredes do segundo e terceiro tipo (Fig. 2.8).

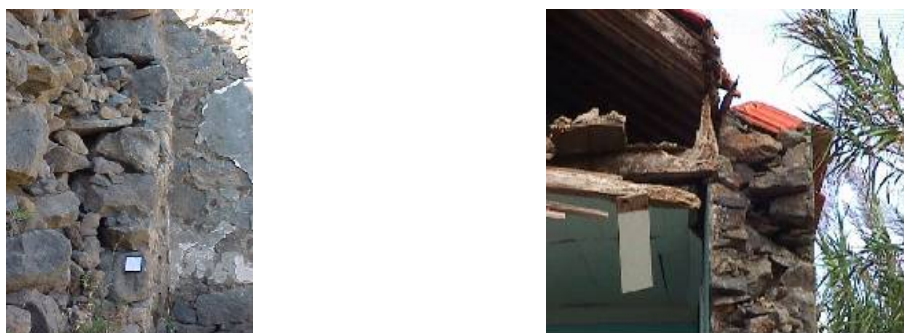


Fig. 2.6 Paredes em zonas rurais



Fig. 2.7 Paredes em zonas urbanas com boa qualidade



Fig. 2.8 Paredes em zonas urbanas com má qualidade

O revestimento destas paredes é feito com várias espécies de reboco. Em alguns casos observaram-se rebocos aplicados sobre outros mais antigos. O reboco mais vulgar com espessura de cerca de 2cm, é composto por uma mistura de barro e cal sobre o qual é aplicada uma argamassa de cal e areia. Nos últimos anos têm-se aplicado um reboco de cimento realizado na proporção de 1 de cimento e 3 de areia vulcânica obtida na praia da Fajã.

Relativamente à solução estrutural das coberturas, verifica-se que a grande maioria das casas apresenta a mesma solução designada habitualmente por “telhado em tesoura”, constituída por 2 traves inclinadas, de dimensões variáveis (entre 14x5 e 19x7), espaçadas de cerca de 35cm e que suportam o forro. Estas traves apoiam no freixal cuja dimensão varia de casa para casa (usualmente 10x10), que é embebido no coroamento da parede (Fig. 2.9).



Fig. 2.9 Ligação da cobertura ao freixal

Por sua vez, as paredes opostas que suportam o freixal estão ligadas por tirantes, que podem ser de troncos de forma irregular com secção aproximadamente circular e com a extremidade aparelhada ou de secção rectangular. Sobre a estrutura da cobertura é fixado o revestimento constituído por um forro ou “guarda-pó” de tábuas trincadas, em que assentará a telha regional de canudo. As coberturas tradicionais das construções do grupo central das ilhas dos Açores têm como material de revestimento uma telha de canudo de fabrico artesanal que neste grupo de ilhas se designa por “telha da graciosa”. Esta telha regional tem um peso estético importante como material de revestimento da cobertura pelo que as autoridades locais procuram garantir a sua preservação. Associado à utilização desta telha está a baixa estanquicidade das coberturas, devido à porosidade do barro e também ao facto de frequentemente se deslocarem por acção do vento. Como vantagem tem-se a franca ventilação do vão do telhado.

Tem-se vindo a adoptar soluções mistas com elementos de estruturas de coberturas tradicionais e outros de madeira-betão com os objectivos principais de:

- Aproveitar o existente, permitindo a manutenção das soluções construtivas tradicionais;
- Aumentar a rigidez da cobertura tornando o comportamento desta homogéneo e conjunto à acção dum sismo;
- Aumentar a estanquicidade da cobertura permitindo o uso da telha regional;
- Aumentar a resistência mecânica da cobertura.

O telhado remata na fachada com um beiral simples, frequentemente duplo ou mesmo triplo, que assenta sobre a cimalha sobressaída da parede.

Os pavimentos são formados por traves ou troncos espaçados na ordem de 0.5m a 2.0m, encastrados nas paredes, vencendo vãos na ordem de 3.5m a 5.5m. Nestes apoiam barrotes que por sua vez dão apoio ao sobrado. Este é constituído por tábuas que chegam a dispor de larguras de 40cm, encaixadas a meio fio e pregadas. Em geral não existe no interior das paredes exteriores

nenhuma peça para solidarizar as traves e os barrotes. Os troncos “encastram” no máximo 25 cm nas paredes não se encontrando ligados a qualquer elemento de travamento da mesma.

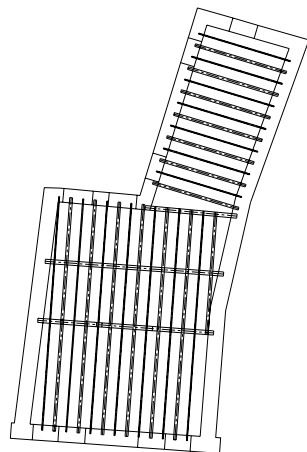


Fig. 2.10 Estrutura de um pavimento

Ao longo da vida destes edifícios houve alterações importantes que se traduziram essencialmente na introdução de ampliações (cozinha) e reconstruções (marquises) executadas com lajes aligeiradas com vigotas, ou lajes maciças de betão armado com os elementos verticais do mesmo material.



Fig. 2.11 Ampliações e reconstruções executadas em estrutura de betão armado e laje de vigotas

2.3 DESCRIÇÃO DO QUARTEIRÃO

O quarteirão em estudo situa-se na freguesia da Matriz, junto à Câmara Municipal da Horta, tendo a sul o edifício dos Correios, a norte a Travessa da Misericórdia, a este a Rua Serpa Pinto e a oeste a Rua Comendador Ernesto Rebelo (Fig. 2.12). Apresenta dois tipos diferentes de edifícios com comportamentos dinâmicos distintos, nomeadamente construções tradicionais de alvenaria na

generalidade do quarteirão e uma estrutura porticada de betão armado no edifício dos correios. Tem um desenvolvimento ao longo da rua Comendador Ernesto Rebelo de cerca de 141m e uma largura média de cerca de 62m.

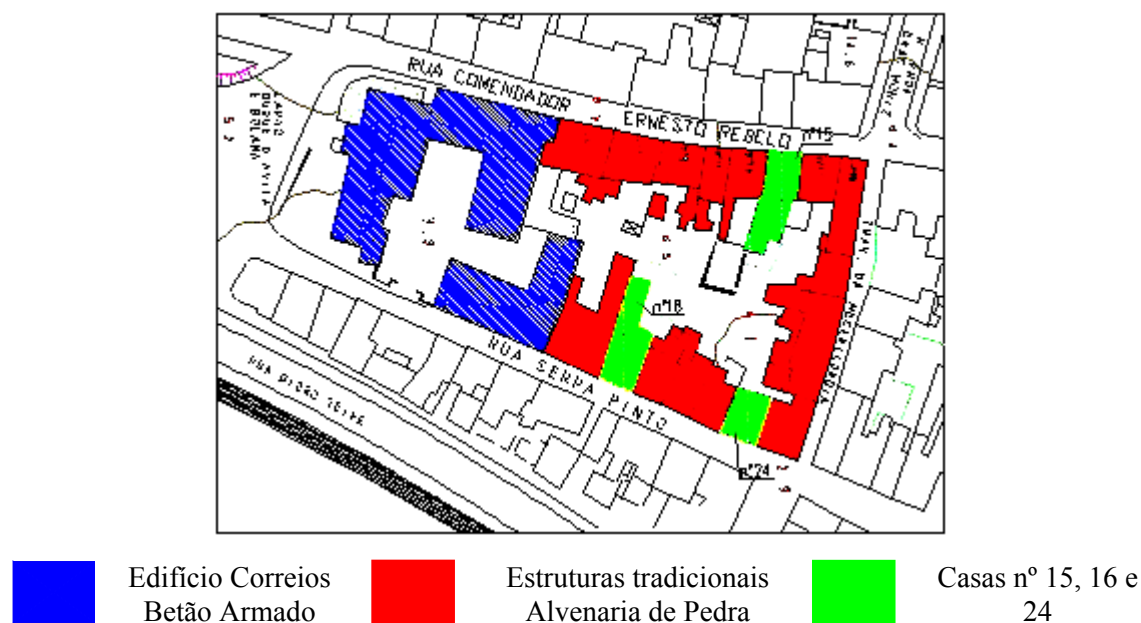


Fig. 2.12 Planta de Implantação do Quarteirão

O quarteirão tem um conjunto de características potenciadoras de problemas de comportamento estrutural que devem ser analisadas com cuidado e detalhe na perspectiva da tomada de medidas de reforço conducentes à redução dos danos observados na sequência do sismo. De facto, a Fig. 2.12 e a Fig. 2.13c) mostram a existência de uma estrutura mais rígida e resistente numa das extremidades do quarteirão, concentrando aí uma significativa rigidez que pode condicionar o comportamento dinâmico do conjunto sob a acção dos sismos. Observa-se também a existência de cantos, gavetos e de corpos mais estreitos e compridos nas traseiras do edifício, introduzindo discontinuidades estruturais em planta, responsáveis por excentricidades locais e globais no quarteirão, e que constituem zonas extremamente vulneráveis, como tem sido evidenciado na sequência de diversos sismos, Açores (1980), Northridge (1994). Por sua vez, as Fig. 2.13a e Fig. 2.13b realçam alguns dos desníveis existentes no quarteirão, devidos à topografia do terreno ou à cêrcea diferente dos prédios contíguos ou ainda à diferença de pés direitos, que materializam discontinuidades verticais importantes originando também uma acrescida vulnerabilidade sísmica das estruturas envolvidas.



Fig. 2.13 Quarteirão

No decorrer do trabalho serão focadas a casa nº15 da rua Comendador Ernesto Rebelo e as casas nº 16 e nº 24 da rua Serpa Pinto. Tendo estas sido alvo de análises detalhadas e de medições “*in-situ*” mais completas, tem particular relevância a sua descrição.

2.4 CASA 15

A casa nº 15 fica situada próximo de um dos cantos do quarteirão (Fig. 2.12) e consiste numa moradia do tipo tradicional em banda (Fig. 2.14), de duas frentes, com paredes meeiras a separá-la das casas vizinhas e constituída por dois pisos frontais e um piso recuado (Fig. 2.15). Ao nível da utilização, tem no piso 0 um estabelecimento comercial (drogaria) e os pisos superiores estão destinados a arrumos não tendo quaisquer paredes divisórias.



Fig. 2.14 Casa nº 15 da Rua Comendador Ernesto Rebelo

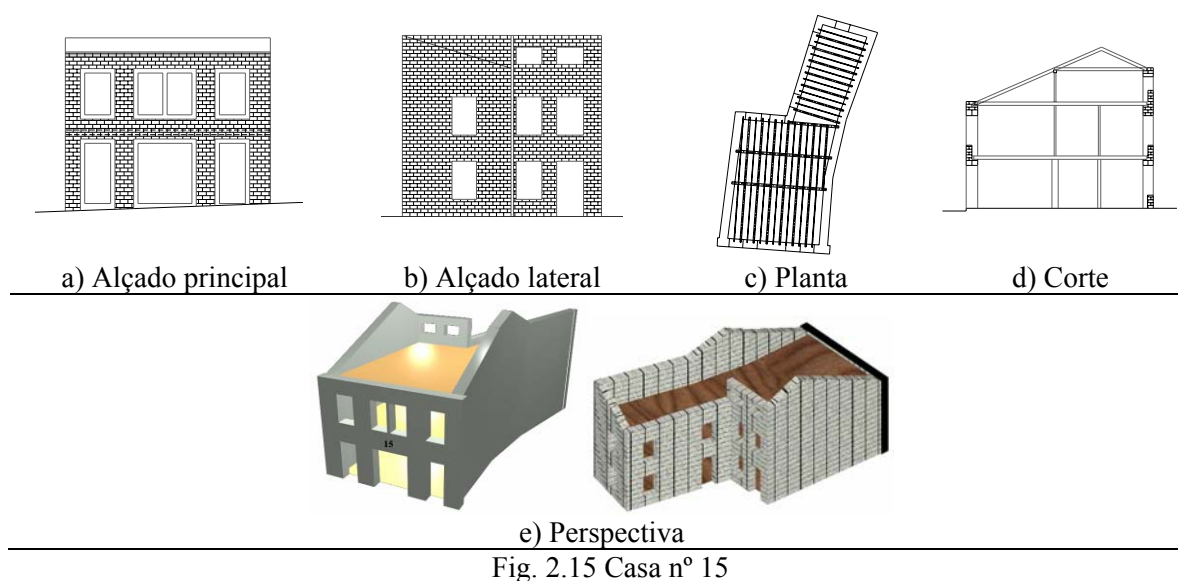


Fig. 2.15 Casa nº 15

A casa nº 15 tem uma largura de 9,40m e uma profundidade máxima de 21m. Ao nível da altura, os dois pisos inferiores (R/C e 1º piso) têm pé-direito de 3.15m enquanto que o 2º piso têm apenas 2.10m de pé-direito. A cumeeira do telhado está a uma altura de 10.35m do nível da rua.

A estrutura é constituída por paredes de alvenaria de pedra com espessura média de 70cm e os pavimentos são compostos por soalho de madeira assentes em barrotes e vigas do mesmo material que apoiam nas paredes. Existem também quatro pilares interiores de madeira que dão apoio à estrutura de suporte dos pavimentos que se prolongam até ao piso 3. Não existe nesta casa qualquer parede mestra no seu interior.

As alvenarias de pedra desta casa apresentam alguma qualidade notando-se no entanto alguma heterogeneidade essencialmente acima do piso 1 (Fig. 2.16).



a) Parede com boa qualidade



b) Parede com má qualidade

Fig. 2.16 Casa nº 15 – heterogeneidades das paredes resistentes

Estas diferenças são comuns entre paredes secundárias e principais. Enquanto que as paredes principais em que apoiam directamente a estrutura dos pisos têm normalmente melhor qualidade, as

secundárias não tendo um papel estrutural tão “evidente” são muitas vezes de muito menor qualidade. Neste caso as diferenças ocorrem em duas paredes meeiras, podendo estar associadas ao processo e faseamento construtivo adoptados. A avaliação das características mecânicas destes elementos é alvo de estudo nos capítulos seguintes.

Os pisos são constituídos por madeira de criptomeria caracterizada essencialmente pelo seu baixo peso volúmico e pela sua abundância na região. As suas características mecânicas estão apresentadas no Quadro 2.1. O piso 1 (Fig. 2.17a) e o piso 2 (Fig. 2.17b) são constituídos por vigas principais de 20x30 (cm²) que apoiam nas paredes meeiras. Perpendicularmente a estes existem vigas secundárias de 11.5x18.5 (cm²) com vãos entre 2.8m e 4.9m e afastadas de 45cm que apoiam o soalho de 2cm de espessura.

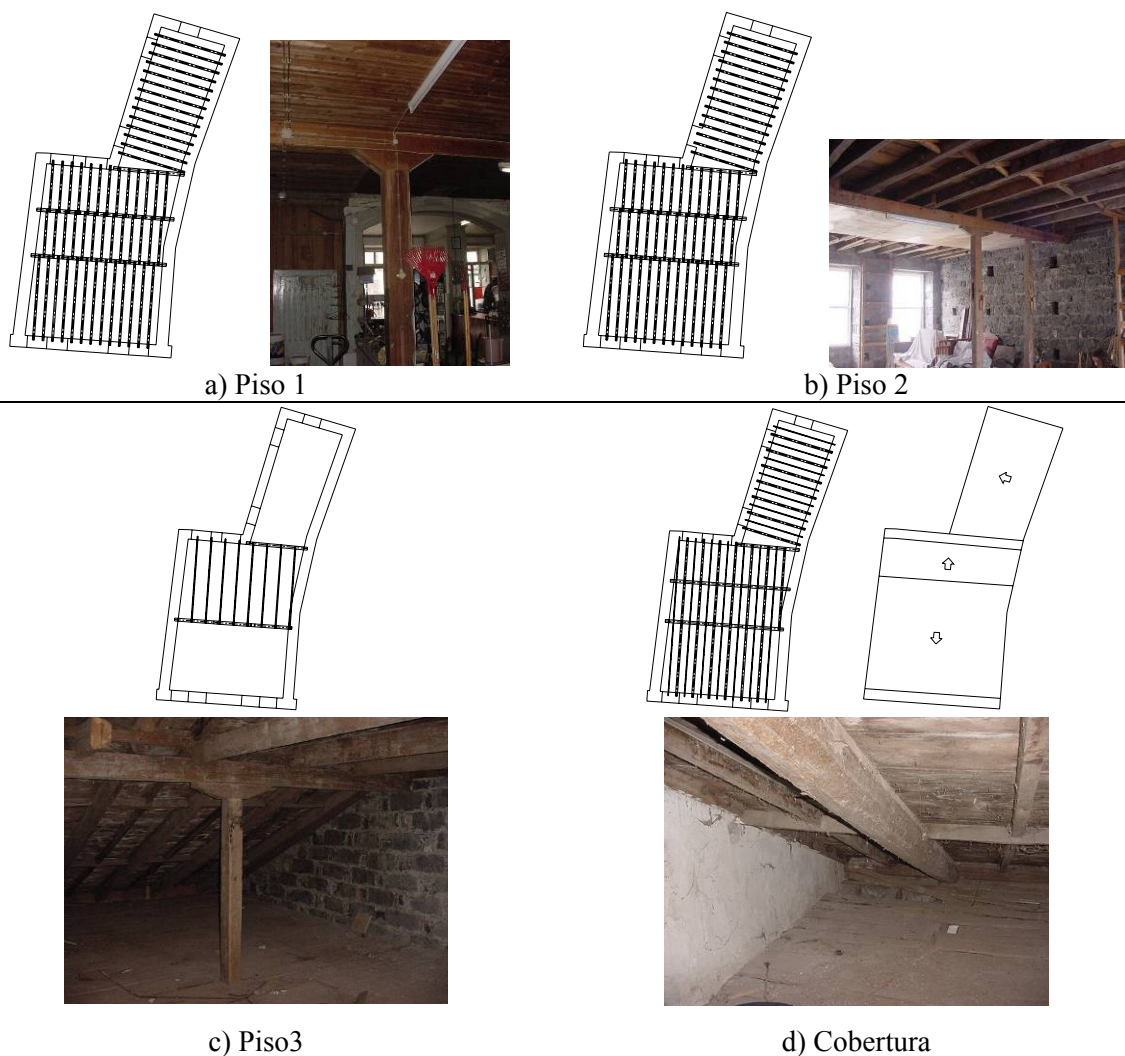


Fig. 2.17 Casa nº 15 – Constituição dos pisos

O piso 3 (Fig. 2.17 c) é constituído igualmente por vigas principais de 20x30 (cm²) que apoiam as vigas principais de 7.5x18 (cm²) afastadas de 0.95m. Relativamente à cobertura é com-

posta por três águas, duas localizadas no “corpo” da frente e a terceira perpendicular às primeiras localizada no “corpo” de trás do edifício. A estrutura é composta igualmente por vigas principais de 20x30 (cm²) e vigas secundárias de 13x19.5 (cm²) e 5x7 (cm²) intercaladas com afastamento de 0.50m.

O acesso ao piso 1 é feito por uma escada encostada a uma das paredes laterais (Fig. 2.18 a), e ao piso 2 por uma escada de madeira apoiada no piso 1 (Fig. 2.18 b)



a) Acesso ao piso 1



b) Acesso ao piso 2

Fig. 2.18 Casa nº 15 – Escadas

No decorrer do estudo ocorreram algumas obras na casa nº 15 da rua Comendador Ernesto Rebelo, originando algumas modificações ao nível estrutural que serão abordadas no capítulo V. As principais modificações decorrentes destas “obras” localizaram-se na parte de trás da casa., nomeadamente no restauro da estrutura da cobertura (Fig. 2.19a), no reboco das paredes exteriores (Fig. 2.19b) do reforço das paredes com lintéis em betão armado na ligação com a cobertura (Fig. 2.19c), e na construção de um recuado ao nível do piso 0 em estrutura de betão armado (Fig. 2.19b). Verificou-se ainda a demolição da laje de esteira ao nível do piso 1 (Fig. 2.19a).



a) Estrutura de cobertura e demolição da laje de esteira



b) Parte de trás da casa nº 15 reboco das paredes



c) Reforço das paredes com lintéis de betão armado

Fig. 2.19 Casa nº 15 – Obras de restauro na parte de trás da casa

2.5 CASA 16

A casa nº 16 está localizada na rua Serpa Pinto (Fig. 2.12 e Fig. 2.20) sensivelmente a meio do quarteirão e é do tipo tradicional composta por paredes de alvenaria de pedra com os pavimentos

em soalho apoiado em vigas principais e secundárias que apoiam nas paredes. Tal como a casa 15 as paredes laterais são meeiras com as casas vizinhas. Como se pode observar na Fig. 2.20 é uma casa com uma cércea mais elevada constituindo um tipo de heterogeneidade do quarteirão. Ao nível da sua utilização é uma casa originalmente designada por habitação unifamiliar, estando a sofrer obras de restauro para o funcionamento como pensão.



a) Casa 16; Rua Serpa Pinto



b) Casa 16; Fachada principal

Fig. 2.20 Casa nº 16 – Localização

No corpo central é constituída por três pisos (R/C, 1º piso, 2º piso) e aproveitamento das águas furtadas. Para além do corpo principal (da frente) existe nas traseiras uma outra parte do edifício (Fig. 2.21), com pisos ao nível do R/C e do piso 1, que tendo sido construída mais tarde, constitui uma ampliação onde foi instalada (Fig. 2.21). A laje do piso 1 (Fig. 2.22) é constituída por lajes de vigotas. A cobertura é de duas águas com revestimento em telha regional. Para além disso e tal como foi referido acima existem algumas heterogeneidades nas paredes das casas. A Fig. 2.22 mostra que a parede que apoia as vigotas apresenta muito melhor qualidade do que as perpendiculares que servem apenas de “fecho” da casa, não tendo função estrutural relevante. Assim, nesta casa estão localizados alguns dos potenciais pontos frágeis deste tipo de estruturas, como a descontinuidade em altura, existência de ampliações em planta, e a menor qualidade de algumas paredes que estarão igualmente mal travadas sendo muitas vezes as primeiras a ruir.



Fig. 2.21 Casa nº 16 – Ampliação nas traseiras

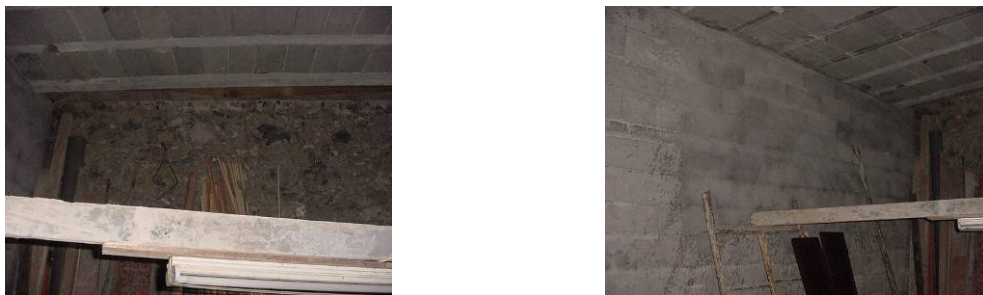


Fig. 2.22 Casa nº 16 – Estrutura das traseiras

A casa nº 16 da rua Serpa Pinto pode ser dividida em dois “corpos”. O primeiro, principal, tem uma frente de cerca de 7.80m e uma profundidade de 11m. O corpo de trás tem uma largura de 4.50m e uma profundidade de 11m. Ao nível dos pés direitos, o R/C tem um pé direito de 3.70m, o 2º piso de 4.0m e o terceiro de 3.70m. O sótão tem um pé direito de cerca de 1.80m. Na Fig. 2.23 representa-se um esquema simplificado da casa nº 16 e suas vizinhas.

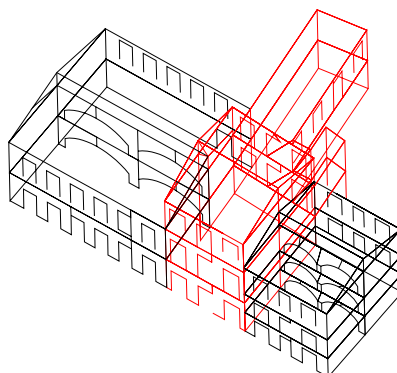


Fig. 2.23 Casa nº 16 e vizinhas – Esquema da Estrutura

2.6 CASA 24

A casa nº 24 está localizada próximo do canto entre a rua Serpa Pinto e a travessa da Misericórdia (Fig. 2.12 e Fig. 2.20) . Tal como as anteriores a sua estrutura é composta por paredes de alvenaria de pedra e pavimentos em soalho apoiados em vigas que estão por sua vez apoiadas nas paredes. A madeira utilizada é a criptomeria. É um edifício com R/C e três pisos elevados incluindo o aproveitamento do sótão.



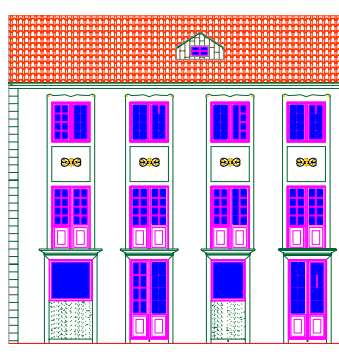
a) Fachada principal



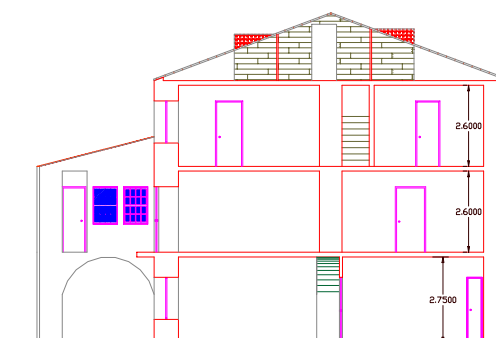
b) Rua Serpa Pinto e Travessa da Misericórdia

Fig. 2.24 Casa 24 – Fachada principal – Rua Serpa Pinto e travessa da Misericórdia

Na Fig. 2.25 representam-se o alçado principal e um corte da casa nº 24, no qual é possível observar que o R/C tem o pé direito de 2.75m enquanto que o piso 1 e o piso 2 têm um pé direito de 2.60m. O aproveitamento de sótão tem uma altura de cerca de 1.80m.



a) Casa 24 – Alçado principal



b) Casa 24 – Corte transversal

Fig. 2.25 Casa 24 – Corte e Alçado

A Fig. 2.26 mostra as plantas dos pisos da casa nº 24. Assim, o piso 0 está à cota da entrada da rua Serpa Pinto e é constituído por um hall de entrada, duas salas e um quarto. No piso superior (piso 1) existem duas salas, um quarto, um quarto de banho para as traseiras, e ainda uma cozinha construída em anexo sobre o arco que liga ao quintal interior (Fig. 2.25 e Fig. 2.26). No piso 2 verifica-se a existência de três quartos e dois escritórios. Existe ainda o aproveitamento de sótão com janelas (Fig. 2.27).

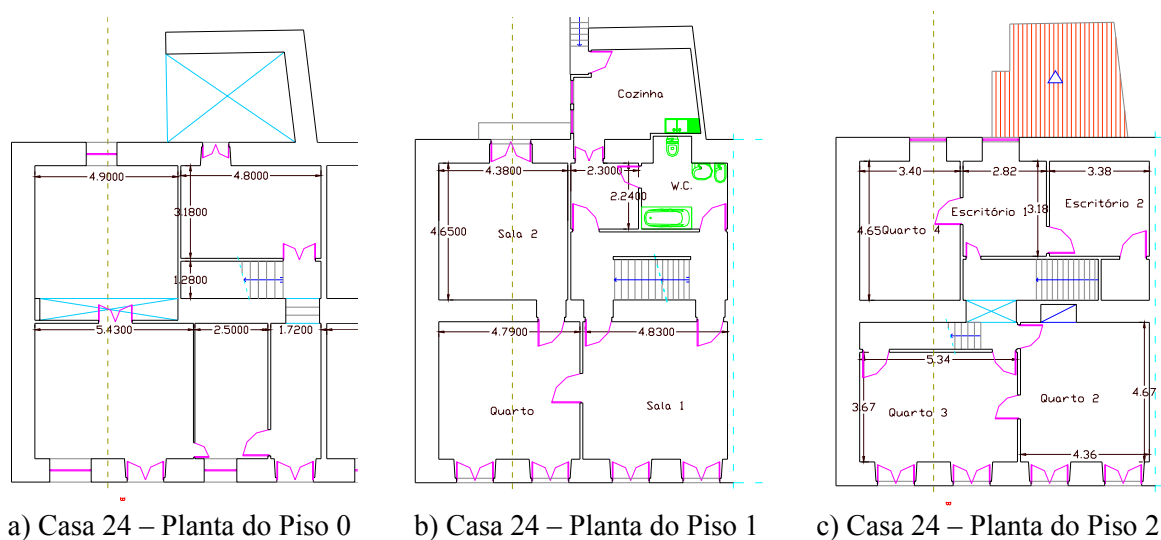


Fig. 2.26 Casa 24 – Plantas dos pisos 0, 1 e 2.

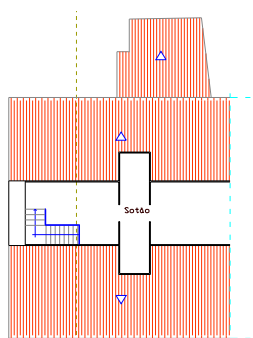


Fig. 2.27 Casa 24 – sótão

A casa tem uma largura de cerca de 10.50m e profundidade de 11.0m. Trata-se dum edifício importante no contexto da cidade da Horta, encontrando-se classificado como património regional.

Ao nível dos elementos estruturais esta casa está apoiada em paredes de alvenaria de pedra aparelhada em toda a periferia, apresentando (principalmente a fachada principal e a lateral direita) muito boa qualidade o que evidencia a riqueza de quem mandou construir tal edifício. Este facto é importante principalmente porque a casa localiza-se num ponto do quarteirão mais vulnerável (canto). Os cunhais são à vista e igualmente construídos em alvenaria de pedra aparelhada. Existe igualmente a meio uma parede mestra que se prolonga até ao tecto do piso 2.

As paredes divisórias interiores são em tabique de duas faces, de interior oco e constituídos por um fasquiado de ripas de madeira, dispostas na horizontal que fixam aos prumos deixando uma caixa-de-ar com cerca de 7,0cm. O fasquiado é depois emboçado e rebocado com uma argamassa de cal, ficando a parede com uma espessura total de 9 a 10 cm.

Existe nas traseiras, um arco em alvenaria de pedra aparelhada, que dá apoio à cozinha do piso intermédio (Fig. 2.28 a). Também no interior aparece um arco na parede resistente interior (Fig. 2.28 b)



a) Arco em alvenaria de pedra sob a cozinha



b) Arco em alvenaria de pedra na parede mestra interior

Fig. 2.28 Casa 24 – Arcos em alvenaria de Pedra

Os pisos (Fig. 2.29) são compostos por soalho de 2cm assente em vigas apoiadas na parede frontal, na parede mestra interior e na parede traseira.



Fig. 2.29 - Casa 24 – Estrutura dos pisos

Nos dois primeiros pisos e no piso do sótão as vigas de madeira tipo criptomeria têm 7x15 (cm²) e estão afastados de 70cm.

A cobertura (Fig. 2.30) desta habitação é de duas águas realizada de forma tradicional com revestimento em telha regional e é constituída por vigas principais de 5.5x19(cm²) intercaladas com barrotes de 7.5x7.5(cm²). Estes elementos definem as águas e são apoiados sobre um frechal entalhado nos tirantes horizontais (Fig. 2.30 a) que dão apoio ao piso do desvão do telhado, e na cumeeira unem-se em forma de tesoura (Fig. 2.30 b). A madeira utilizada é o pinho resinoso.



a) freixal



b) cumeeira

Fig. 2.30 - Casa 24 – Estrutura da Cobertura

Os beirais são realizados em alvenaria de pedra trabalhada, que se assentam em consola e que dão apoio às telhas.

2.7 EDIFÍCIO DOS CORREIOS

No topo do quarteirão está localizado um edifício em betão armado (Fig. 2.31) construído na segunda metade do século XX. Trata-se de um edifício muito rígido com estrutura de pilares e paredes a apoiar lajes maciças de betão de 15cm de espessura. Os elementos verticais, principalmente as paredes e as vigas de apoio das lajes conferem ao edifício uma elevada rigidez conforme descrito mais à frente neste trabalho.



Fig. 2.31 Edifício dos Correios - Localização

Na Fig. 2.32 pode-se ver a fachada principal do edifício dos correios e também a parte do edifício localizado na rua Comendador Ernesto Rebelo. É igualmente visível o desnível entre aquela rua e a Serpa Pinto, facto que foi considerado no estudo. Este edifício é constituído por vários blocos, contínuos, na sua maioria com dois pisos. No lado da Rua Serpa Pinto, junto ao canto com o largo Duque D'Ávila e Bolama existe um “corpo” constituído com três pisos.



Fig. 2.32 Edifício dos correios – Fachada Principal e Lateral

Este edifício, pelas suas características, e tendo sido construído posteriormente às restantes estruturas que compõem o quarteirão, não tem ligação física com os edifícios de alvenaria. Ao contrário destes cujas paredes laterais são meeiras de casas vizinhas, os edifícios vizinhos ao edifício dos correios têm paredes de apoio independentes.



Fig. 2.33 Transição entre o edifício de betão e o edifício em betão armado.

Apesar disso o edifício dos correios tem bastante influência no comportamento do quarteirão na direcção longitudinal (paralela à rua Serpa Pinto). De facto, e apesar da junta “seca” os edifícios interagem nessa direcção durante a ocorrência de um sismo. Na direcção perpendicular o funcionamento conjunto depende do método construtivo adoptado e do atrito entre os dois edifícios, sendo certo que pode representar um ponto de descontinuidade. As diferenças maiores poderão ocorrer em alturas elevadas onde a acção sísmica é maior.

2.8 DANOS OBSERVADOS.

2.8.1 Geral

Após a ocorrência de um sismo, as paredes de alvenaria podem apresentar um vasto número de patologias e deformações, dependentes quer do tipo de sismo ocorrido quer das próprias características das paredes (Crocì, G., 1998). No caso das paredes que forem construídas com elementos regulares, as fendas formam-se usualmente nas juntas (ligante), apresentando neste caso um comportamento estrutural satisfatório (Fig. 2.34). Muitas vezes, pelo contrário, estas paredes são construídas em pedra de várias formas, colocadas aleatoriamente tendo por isso grandes quantidades de “argamassa”. Caso a argamassa seja de baixa qualidade o que implica uma resistência baixa, existe a possibilidade de a força desenvolvida durante a ocorrência do sismo em cada pedra ser superior à resistência da argamassa levando à “explosão” das pedras contribuindo para o colapso parcial ou total da parede (Fig. 2.35).



Fig. 2.34 Fendas em paredes constituídas por elementos regulares.



Fig. 2.35 Colapso de uma alvenaria de pedra irregular com argamassa de baixa qualidade.

Outro caso muito comum é denominado “Sack Masonry” (Crocì, G., 1998) (Fig. 2.36), que consiste na existência de paredes duplas de alvenaria separadas por uma cavidade preenchida com um material de baixa qualidade. Neste tipo de situações, perante a ocorrência de um sismo existe a possibilidade de haver uma separação entre as paredes e o núcleo menos resistente, o que pode levar ao colapso da estrutura.



Fig. 2.36 “Sack Masonry”

Existem ainda os casos de paredes de pedra seca constituídas usualmente por blocos regulares cuja resistência deriva essencialmente da fricção entre blocos. Neste caso podem ocorrer fenómenos de torção (Fig. 2.37).



Fig. 2.37 Fenómenos de Torção

O comportamento global de uma estrutura depende em grande parte da sua constituição e das ligações entre os seus elementos constituintes. As ligações entre paredes, pavimentos (lajes) e telhados são essenciais para a resistência global de um edifício pois condicionam quer as tensões quer as deformações, caso contrário pode haver destacamento dos elementos estruturais (Fig. 2.38).



Fig. 2.38 Destacamento dos elementos estruturais

2.8.2 Danos observados após o Sismo de 1998 nos Açores.

Após a ocorrência do sismo foi possível caracterizar algumas tipologias de colapso mais comuns nas estruturas tradicionais de alvenaria (Carvalho, E., *et al*, 1998).

Os danos estão intimamente relacionados com o tipo de alvenaria e a sua qualidade, com o método construtivo adoptado e com a própria solução estrutural. No caso da grande maioria das moradias os danos estruturais mais importantes foram os seguintes:

- colapso de uma das empenas, Fig. 2.39;
- colapso dos cantos das paredes, devido à deficiente ligação entre paredes, nomeadamente os cunhais Fig. 2.40;
- colapso total, Fig. 2.41;



Fig. 2.39 Colapso de uma das empenas



Fig. 2.40 Colapso dos cantos



Fig. 2.41 Colapso total

O colapso dos cantos dos edifícios é um fenómeno muito comum neste tipo de estruturas e foi visível após alguns sismos no mundo, por exemplo na Fig. 2.42 que mostra o colapso de um edifício em Northridge (USA), após o sismo de 1994.



a) Edifício após o sismo

b) Edifício após sofrer obras de reabilitação

Fig. 2.42 Edifício em Northridge (USA) – Colapso do “canto do edifício” após o sismo de 1994

Refira-se ainda a propósito da Fig. 2.42 da importância da reabilitação dos edifícios, fugindo do facilitismo da nova construção enriquecendo e embelezando o património edificado.

Geralmente os danos nos edifícios urbanos tradicionais são relativamente menores do que nas zonas rurais, não sendo muito aparentes pelo exterior e aparecendo sobretudo no seu interior ou coberturas. Consistem essencialmente em deslocamentos horizontais nas paredes exteriores no sentido exterior ao edifício, daí resultando fendas entre as paredes divisórias interiores e a parede exterior que podem atingir a dezena de centímetros (Fig. 2.43).



Fig. 2.43 Patologias observadas no interior das casas

Na ocorrência de um sismo pode existir a separação das paredes ortogonais principais nas zonas dos cunhais, com abertura de grandes fendas e movimentação relativa das pedras aparelhadas de cunhal. Outro fenómeno que é corrente é a separação entre as paredes periféricas e as paredes interiores, agravando-se ao longo da sua altura sendo resultado da inexistência de elementos de ligação entre as duas paredes. Observa-se igualmente a danificação e queda de elementos de beiral de coberturas e outros elementos salientes colocados no topo das coberturas (pináculos nas igrejas). Este fenómeno é explicado pelo efeito de amplificação dinâmica mais sentido nos pontos mais elevados das estruturas.

É importante salientar que em muitos casos, os elementos interiores em madeira, embora com deformações acentuadas, permanecem solidários garantindo por exemplo apoio da cobertura mesmo após a danificação das paredes exteriores. Este fenómeno decorre do baixo peso destes elemen-

tos estruturais e da garantia do seu conveniente travamento. Muitas das vezes é igualmente visível a separação entre as paredes periféricas e as estruturas de madeira (asnas de cobertura) originando muitas vezes a destruição do suporte dos elementos da cobertura. Este facto pode acontecer devido à degradação das paredes exteriores conforme referido acima, e ao excessivo impulso horizontal aplicado pelas vigas de cobertura às paredes de alvenaria, não dispondo de qualquer dispositivo de atirantamento.

Nas casas descritas nos sub-capítulos anteriores foram observadas algumas patologias, principalmente na casa nº 24 da Rua Serpa Pinto. A casa 15 como foi descrito, sofreu algumas obras de restauro, inviabilizando a observação de fenómenos ocorridos durante o sismo. Do mesmo modo a casa nº 16, na altura do seu levantamento estava a ser restaurada, não sendo já possível detectar qualquer anomalia. Relativamente à casa 24 foi possível através da consulta de uma prospecção realizada no local após o sismo identificar algumas anomalias que ocorreram.

A cobertura apresentava sinais de degradação com origem anterior ao sismo (infiltrações de água), não se tendo verificado no entanto qualquer interacção importante entre a sua estrutura e as paredes exteriores. Nas paredes foi visível o efeito da interacção dos movimentos das paredes exteriores e interiores, com o aparecimento de fissuração na zona de contacto entre estes dois tipos de paredes. Os cunhais por serem elementos que devem garantir o travamento entre duas paredes, sofreram grandes esforços e verificam-se roturas no interior em todos eles. Relativamente às paredes interiores, nomeadamente os tabiques foi visível o destacamento de rebocos, não tendo no entanto representado muitos estragos. Os pavimentos mostraram encontrar-se em bom estado havendo pontualmente algum elemento a precisar de substituição.



a) Fissuração



b) Destacamento do reboco



c) Deslocamento da parede

Fig. 2.44 Patologias em paredes interiores



Fig. 2.45 Fissuração e destacamento do reboco nas paredes-mestras interiores

Globalmente é possível afirmar que os danos observados resultam essencialmente em fissuração dispersa em algumas paredes e problemas de conservação de alguns elementos nos pavimentos, não constituindo danos elevados na estrutura.

CAPÍTULO 3

ANÁLISE NUMÉRICA PRELIMINAR

3.1 GERAIS

Na sequência das primeiras inspecções e levantamentos realizados no quarteirão, foi efectuada uma análise numérica preliminar do comportamento dinâmico global do quarteirão e local de uma das suas casas, destacando-se neste capítulo as seguintes modelações que assumiram maior profundidade de estudo:

- modelação da casa nº15 na Rua Comendador Ernesto Rebelo;
- modelação global do quarteirão.

A prospecção realizada permitiu identificar e caracterizar bem a geometria e os elementos estruturais da casa nº 15 na Rua Comendador Ernesto Rebelo, razão pela qual se optou por fazer um estudo mais detalhado da mesma. A estrutura dessa casa foi discretizada considerando pormenorizadamente todos os elementos constituintes, nomeadamente paredes, pavimentos e telhados. Procurou-se calibrar o melhor possível o modelo, em termos dos materiais e dos próprios critérios de modelação, por forma a obter resultados coerentes com os registados “*in-situ*” até esta fase (que consistiam essencialmente nas frequências de vibração - ver capítulo 4).

Posteriormente, e com base na análise cuidadosa dos resultados para a casa nº 15 e nos critérios considerados razoáveis para este tipo de estudo, procedeu-se à modelação global do quarteirão a fim de aferir o seu comportamento dinâmico e o tipo de resposta global à acção de um sismo. Nesta fase foram apenas analisados e estudados os modos de vibração e principalmente as frequências da estrutura e respectiva direcção da configuração modal.

No sub-capítulo seguinte descrevem-se as acções consideradas nas análises numéricas realizadas neste trabalho (capítulo 3, capítulo 5 e capítulo 6).

3.2 ACÇÕES CONSIDERADAS NO ESTUDO

3.2.1 Gerais

Neste trabalho foi analisada a acção sísmica e os seus efeitos no quarteirão. Na análise numérica foram admitidas as cargas verticais e a acção do sismo. A massa mobilizada para a acção do sismo corresponde a $G+0,4xQ$.

3.2.2 Acções Verticais

Quadro 3.1 Acções Consideradas

Peso das paredes	Peso da madeira	Cargas Permanentes	Sobrecarga
18 kN/m ³	2,7 kN/m ³	0,5 kN/m ²	2,0 kN/m ²

3.2.3 Acção do Sismo

Atendendo a que se tratam de construções que foram afectadas na realidade por um sismo, assume particular interesse a realização da análise sísmica com base naquela acção específica uma vez que permite fazer um confronto dos resultados numéricos com os efeitos reais daquele sismo sobre os edifícios do quarteirão e, assim, conseguir uma forma adicional de validação das condições adoptadas na modelação. Neste contexto, a solicitação sísmica considerada caracteriza-se pelos acelerogramas registados a 9 de Julho de 1998 (Fig. 3.1) ao nível das fundações do Observatório Príncipe de Mónaco, situado na cidade da Horta, ilha do Faial, com distância epicentral da ordem dos 10 a 15 km (Olivera, C. *et al*, 1998). Para uma boa definição da sinusóide do acelerograma devem ser dados entre 5 a 10 pontos dentro do período da estrutura. Tal intervalo pode ser considerado adequado, uma vez que as principais frequências modais são inferiores a 5Hz.

Para as três componentes do referido registo sísmico, que apresentam o valor máximo próximo de 400 cm/s² numa das direcções horizontais, foram obtidos os correspondentes espectros de potência ilustrados na Fig. 3.2. A direcção xx é considerada longitudinal ao quarteirão, enquanto a yy corresponde à direcção transversal do mesmo. A direcção zz está associada às componentes verticais da aceleração.

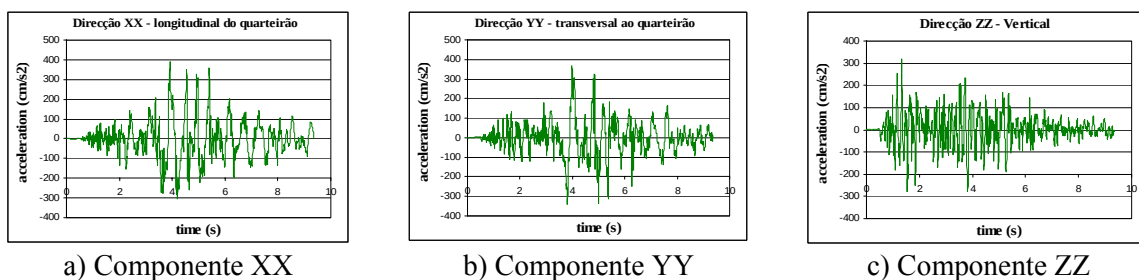


Fig. 3.1- Acelerogramas das componentes do sismo de 9 de Julho de 1998.

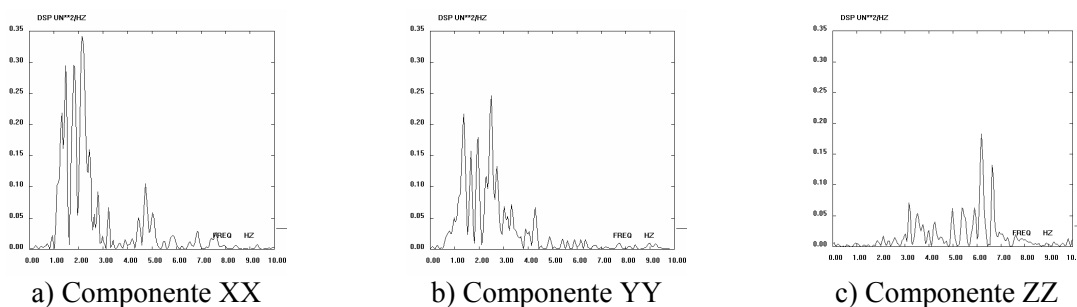


Fig. 3.2- Densidades espectrais de potência das componentes do sismo de 9 de Julho de 1998.

A análise dos espectros de potência permite verificar que as componentes horizontais (XX e YY) do sismo são mais ricas na gama de frequências entre cerca de 1 Hz e 2.5 Hz enquanto que a componente vertical (ZZ) é mais intensa entre 6 Hz e 7 Hz. Em face do conteúdo espectral para as frequências relativamente elevadas (superiores a 2Hz), este sismo pode ser associado à acção regulamentar tipo 1 (RSA, 1983) que se caracteriza por magnitude moderada de pequena duração e curta distância focal. Saliente-se também a componente vertical importante do sismo, que em estruturas de paredes de alvenaria com funcionamento por gravidade provoca normalmente danos consideráveis na estrutura. Neste caso é visível que o valor máximo da excitação vertical ocorreu antes dos valores correspondentes nas direcções horizontais. Assim, os efeitos nefastos do sismo foram agravados pela diminuição prévia das tensões de compressão na parede diminuindo o efeito favorável do peso.

Este sismo teve a sua origem numa falha tectónica e não por actividade vulcânica e foi classificado com 5.8 graus da escala de Richter (Fig. 3.3) e 8 graus da escala de Mercalli.

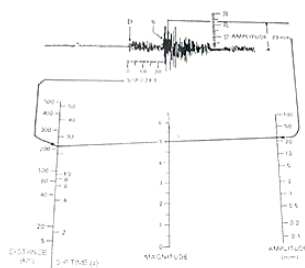


Fig. 3.3 - Escala de Richter

Os registos obtidos apresentam valores máximos de acelerações de cerca de 0.36.g, valor manifestamente superior ao regulamentar. O observatório príncipe do Mónaco está localizado a uma altura bastante superior à do local do quarteirão, pelo que estes valores podem ter sofrido uma amplificação devido à altitude a que foram medidos os sinais.

Ravara (Ravara et al., 1984) propõe os valores de pico das acções sísmicas referidos no Quadro 3.2.

Quadro 3.2 Valores de pico das acções sísmicas (Ravara et al., 1984)

Acção tipo	Terreno tipo	Aceleração (cm/s^2)
1	I	177
	II	150
	III	125
2	I	107
	II	107
	III	108

Analisando a localização do quarteirão na carta dos solos para a ilha do Faial (Forjaz *et al.*, 2000) representada na Fig. 3.4 verifica-se que se trata de uma zona de solos tipo 1 cuja aceleração máxima pode atingir 177 cm/s^2 (Quadro 3.2). Este valor para a cidade da Horta corresponde a um sismo com um período de retorno de cerca de 200 anos (Carvalho *et al.*, 2001).

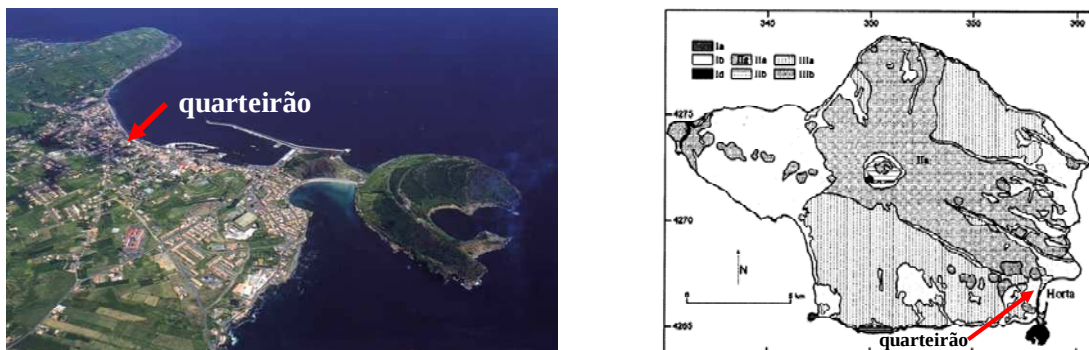
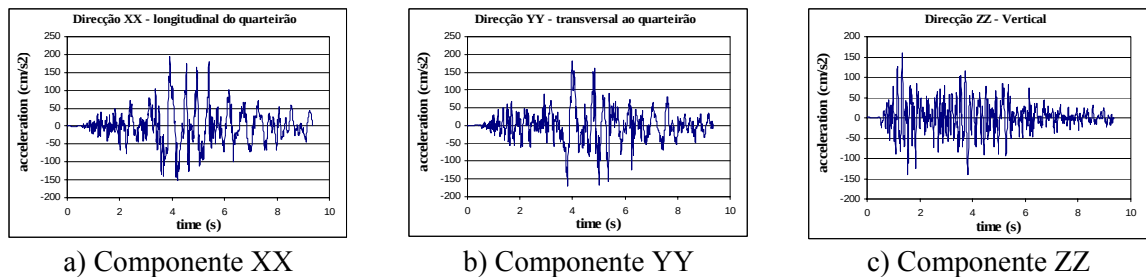


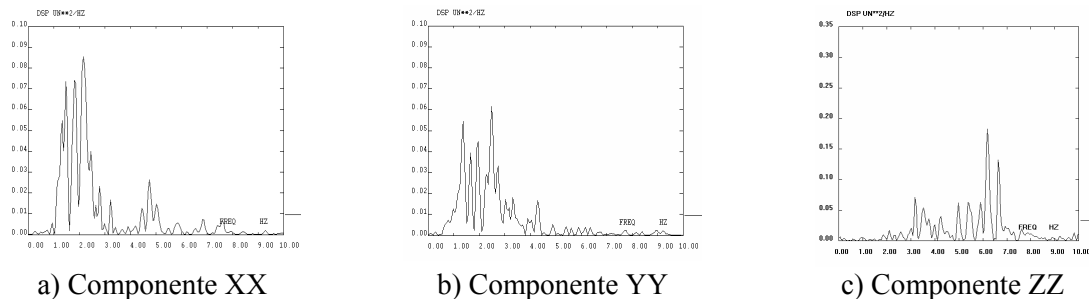
Fig. 3.4- Localização do quarteirão e carta de solos para a ilha do Faial

Deste modo para a generalidade das análises sísmicas efectuadas “escalaram-se os registos obtidos por forma a que a aceleração máxima global fosse de cerca de 180 cm/s², conforme Fig. 3.5 e Fig. 3.6. Pontualmente efectuaram-se algumas análises tendo em conta os registos reais.



a) Componente XX b) Componente YY c) Componente ZZ

Fig. 3.5- Acelerogramas “corrigidos” das componentes do sismo de 9 de Julho de 1998.



a) Componente XX b) Componente YY c) Componente ZZ

Fig. 3.6- Densidades espectrais de potência das componentes do sismo de 9 de Julho de 1998.

A análise estrutural à acção sísmica foi obtida em regime linear elástico por integração no domínio do tempo. Para tal existem alguns métodos de integração directa no domínio do tempo como:

- Método das diferenças centrais
- Método de Houbolt
- Método de Wilson
- Método de Newmark

Estes são métodos que se baseiam na subdivisão do espaço temporal em estudo em parcelas Δt . Assim, em cada intervalo é feita uma determinada aproximação e conhecendo u_n , $\dot{u}_n$ e $\ddot{u}_n$ no instante t_n determinam-se u_{n+1} , $\dot{u}_{n+1}$ e $\ddot{u}_{n+1}$ para o instante $t_n + \Delta t$.

Neste trabalho a resposta à acção sísmica foi obtida em regime linear elástico por integração no domínio do tempo através do método de Newmark.

O método de Newmark admite a hipótese da variação linear das acelerações.

$$\dot{\tilde{u}}_{t+\Delta t} = \dot{\tilde{u}}_t + \left[(1-\delta)\ddot{\tilde{u}}_t + \delta\ddot{\tilde{u}}_{t+\Delta t} \right] \Delta t \quad (2.1)$$

$$\tilde{u}_{t+\Delta t} = \tilde{u}_t + \dot{\tilde{u}}_t \Delta t + \left[(0.5-\alpha)\ddot{\tilde{u}}_t + \alpha\ddot{\tilde{u}}_{t+\Delta t} \right] \Delta t^2 \quad (2.2)$$

α e δ são parâmetros que podem ser determinados por forma a melhorar a precisão e estabilidade no processo de integração. Newmark propôs:

$$\alpha = \frac{1}{4} \text{ e } \delta = \frac{1}{2}$$

Determina-se $\ddot{\tilde{u}}_{t+\Delta t}$ e $\dot{\tilde{u}}_{t+\Delta t}$ em função de $\tilde{u}_{t+\Delta t}$, exprime-se o equilíbrio no instante $t+\Delta t$ e

determina-se $\tilde{u}_{t+\Delta t}$.

Relativamente ao amortecimento considerou-se amortecimento estrutural viscoso segundo a formulação de Rayleigh (proporcional às matrizes de massa e de rigidez) e calibrado de modo a garantir que o coeficiente de amortecimento não ultrapasse 5% na gama de frequências de interesse para as componentes horizontais e verticais. Na Fig. 3.7 está representada a variação do amortecimento ao longo da gama de frequências.

$$\tilde{C} = \alpha \cdot \tilde{M} + \beta \cdot \tilde{K} \quad (2.3)$$

$$C_i = \alpha \cdot M_i + \beta \cdot K_i \Leftrightarrow \frac{2W_i C_i}{2W_i M_i} = \alpha + \beta W_i^2 \Leftrightarrow 2W_i \xi_i = \alpha + \beta W_i^2 \quad (2.4)$$

$$\left. \begin{aligned} \xi_i &= \frac{\alpha}{2 \cdot W_i} + \frac{\beta \cdot W_i}{2} \\ \xi_j &= \frac{\alpha}{2 \cdot W_j} + \frac{\beta \cdot W_j}{2} \end{aligned} \right\} \begin{array}{l} \text{Sabendo-se o amortecimento para } W_i \text{ e } W_j \text{ determina-se } \alpha \text{ e } \beta \text{ a} \\ \text{partir dos quais é possível traçar a variação do amortecimento com} \\ \text{a frequência de acordo com a Fig. 3.7} \end{array}$$

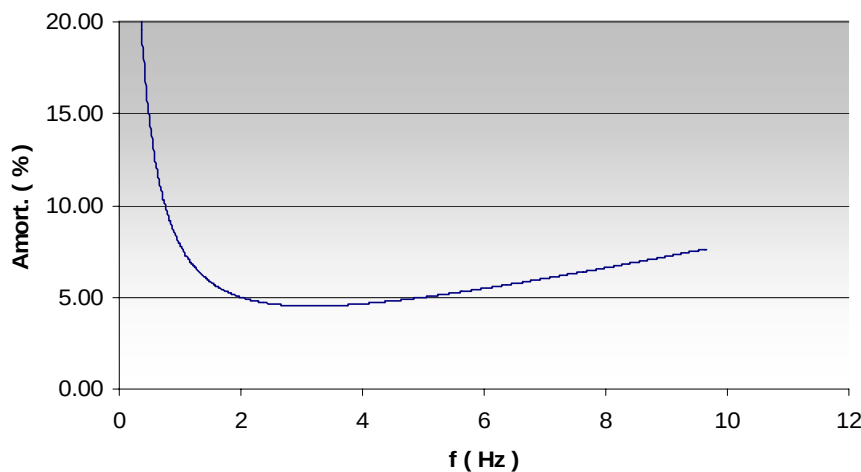


Fig. 3.7- amortecimento estrutural viscoso segundo a formulação de Rayleigh.

3.3 ANÁLISE NUMÉRICA MODAL DA CASA 15

A casa nº 15 fica situada próximo de um dos cantos do quarteirão e é do tipo tradicional em banda (Fig. 1.1), de duas frentes, com paredes meeiras a separá-la das casas vizinhas e constituída por dois pisos frontais e um piso recuado. É composta por paredes de alvenaria de pedra (Cap. 2) e pavimentos de soalho sobre barrotes principais e secundários que estão ligados às paredes.

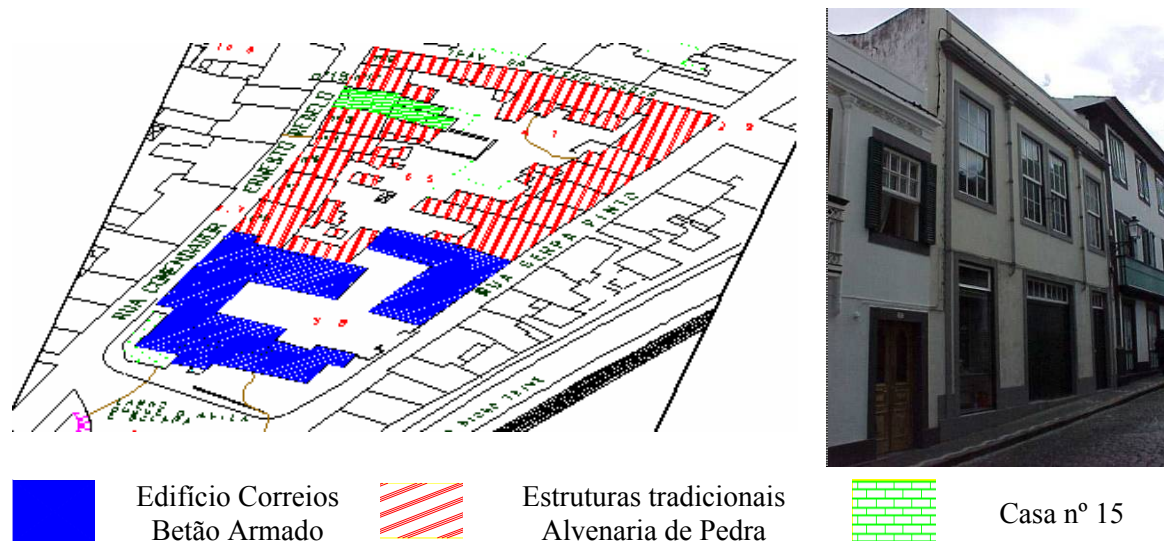


Fig. 3.8 - Casa nº 15 na Rua Comendador Ernesto Rebelo

As dimensões dos elementos estruturais estão especificadas no capítulo 2 e de acordo com os ensaios realizados, (Costa, A., 2002), e com os resultados das frequências de vibração obtidas na primeira prospecção foi possível numa primeira fase, estimar as principais propriedades físicas e mecânicas dos materiais que se apresentam na Quadro 3.3.

Quadro 3.3 – Casa nº 15 – Propriedades dos Materiais

Elemento	Material	ρ (ton/m ³)	E (GPa)	γ
Paredes	Alvenaria de pedra	1.8	1.1	0.2
Barrotes	Madeira	0.27	3.8	0.2

Se as propriedades mecânicas da madeira originam menos incertezas, já as das paredes de pedra foram baseadas em ensaios efectuados em algumas casas da zona (descritos no Cap. 4) dos quais resultaram alguns valores base para este tipo de elementos estruturais. Enquanto que os valores da densidade e do coeficiente de Poisson são sensivelmente aqueles que foram medidos na campanha de prospecção preliminar, o valor do módulo de elasticidade das paredes adoptado foi bastante superior ao que na realidade foi medido. É de notar que os ensaios preliminares foram efectuados numa casa rural, mais “pobre” e consequentemente mais frágil ao nível dos materiais e do processo construtivo. Nos edifícios urbanos as casas apresentam por um lado maior altura (dois a

três pisos) e por outro, as suas paredes têm francamente melhor aspecto visual e melhores características mecânicas. Apesar de não se ter efectuado até esta fase qualquer ensaio nas casas urbanas em estudo optou-se por considerar o valor de 1.1 MPa para o seu cálculo inicial em vez do valor de 0.3 MPa verificados nos ensaios referidos.

Uma das maiores dificuldades existentes neste tipo de análise é a caracterização do tipo de comportamento e a influência de cada elemento estrutural no comportamento global da estrutura. Assim, foram consideradas algumas hipóteses de simulação, que abrangessem alguns tipos de funcionamento dos elementos para assim se obter uma parametrização da influência de alguns elementos estruturais.

As análises numéricas foram efectuadas através de modelações tridimensionais recorrendo ao programa de cálculo CAST3M (CEA, 1990) baseado no método de elementos finitos que recorre a uma interface com o utilizador designada por Visual Cast3m (Buchet *et al*, 2000). A estrutura da casa nº 15 foi modelada tendo-se utilizado elementos de casca de três nós para modelar as paredes e elementos de barra de dois nós para os barrote e vigas de madeira. Foram modelados todos os elementos estruturais que poderiam condicionar o comportamento estrutural. Os modelos numéricos foram desenvolvidos em AutoCad2000 (Autodesk, 1999) através da criação de contornos com o comando “3dpoly”.

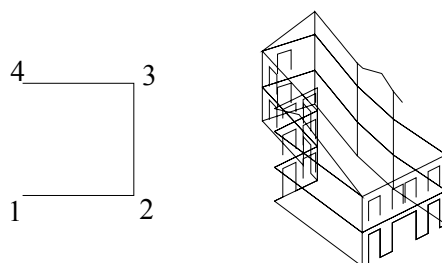


Fig. 3.9 - Casa nº 15 – Modelação no programa AutoCad 2000

Após a criação deste tipo de elemento, foi necessário exportá-lo para formato compatível com o Cast3m. Numa primeira fase foi preciso exportar os elementos para o formato *.DXF. De seguida utilizou-se o programa S3DCAD (Azevedo, A., 1992) passando as partes da malha para o formato *.S3D. Finalmente desenvolveu-se um programa em linguagem C para passar a malha para o formato *.DGIBI, compatível com o programa CAST3M. Esta metodologia foi adoptada para o desenvolvimento das malhas de elementos finitos de todos os modelos numéricos analisados neste trabalho.

A heterogeneidade e complexidade da estrutura em estudo reflecte-se na existência de modos locais de paredes que apesar de focarem fragilidades locais não caracterizam globalmente a respos-

ta da estrutura. Assim, calcularam-se para cada caso, parâmetros modais por forma a avaliar quais os modos principais com maior participação na resposta.

$$L_n = \phi^T M \{1\} - \text{Factor Modal de Excitação Sísmica} \quad (3.5)$$

$$F_n = \frac{L_n}{M_n} = \frac{\phi^T M \{1\}}{\phi^T M \phi} - \text{Coeficiente de participação modal} \quad (3.6)$$

$$M_n = \phi^T M \phi - \text{Massa Modal} \quad (3.7)$$

$$M_n \cdot \ddot{y}_n + C_n \cdot \dot{y}_n + M_n \cdot y_n = \phi^T M \{1\} \cdot \ddot{a}_g \quad (3.8)$$

$$M_{en} = \frac{L_n^2}{M_n} = \frac{(\phi^T M \{1\})^2}{\phi^T M \phi} - \text{Massa efectiva do } n^{\text{ésimo}} \text{ modo} \quad (3.9)$$

A soma da massa efectiva de todos os modos é igual à massa da estrutura. Este valor é importante pois ajuda a determinar o número de respostas modais necessárias para definir a resposta global da estrutura, assim como a influência de cada modo nessa definição. Assim se a soma das massas efectivas modais de n modos for superior a uma percentagem da massa total, pode-se considerar que os n modos são suficientes para caracterizar a resposta da estrutura. Caso contrário é necessário considerar $m > n$ modos para a sua caracterização. Nos resultados da análise modal apenas se apresentam os modos com maior percentagem de massa efectiva.

Entre os modos de vibração indicados existem ainda modos locais devidos a deformações dos pavimentos que, pela sua massa e rigidez, apresentam frequências semelhantes entre si e intercaladas com os valores representados. Estes modos podem ter um papel local importante ao nível do elemento, mas não constituem factor condicionante para a resposta global. Deste modo foi necessário prever uma metodologia, que garantindo a mesma rigidez do soalho, eliminasse a existência dos modos das lajes que deturpavam os resultados.

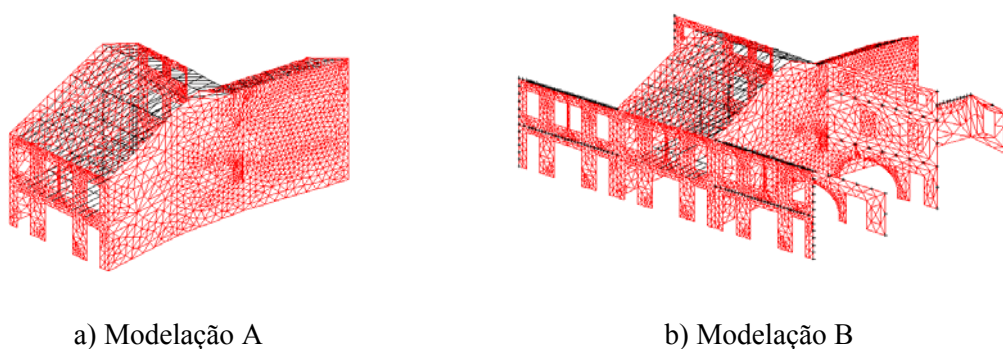
Este método consistia na diminuição da massa das lajes por forma a aumentar a frequência dos pavimentos para fora da gama de estudo das frequências das estruturas. Havia no entanto de garantir que a massa real dos pavimentos era transmitida às paredes. Assim, efectuou-se o cálculo separado dos pavimentos e das coberturas com apoios na intercepção destes com as paredes. As reacções obtidas foram transformadas em massas pontuais aplicadas nos pontos de apoio das paredes, que assim eram solicitadas pela carga dos pavimentos.

3.3.1 Estudo da influência do efeito de grupo

Uma vez que um dos objectivos do trabalho consistia em avaliar convenientemente a influência do efeito de grupo no comportamento sísmico das estruturas existentes, foram numa primeira fase consideradas duas hipóteses de modelação:

- 🏠 Modelação A – A estrutura da casa foi tratada como um elemento isolado, não tendo em linha de conta o efeito das edificações vizinhas (Fig. 3.10 a).
- 🏠 Modelação B - Foram considerados todos os elementos da casa em estudo incluindo também elementos estruturais das habitações vizinhas (Fig. 3.10 b).

Os dois modelos da casa são semelhantes no que se refere aos elementos que a constituem, com a diferença de que, no caso B foi considerada, de uma forma simplificada, a existência de habitações contíguas para as quais foram modelados os elementos verticais que pareceram relevantes para influenciar a resposta da estrutura. Esta primeira análise reveste-se de um carácter qualitativo já que são admitidas algumas simplificações, quer ao nível de apoios, quer ao nível das cargas dos elementos vizinhos.



a) Modelação A

b) Modelação B

Fig. 3.10 - Casa nº 15 – Modelos para estudo do efeito de grupo

Relativamente aos pavimentos foram modelados apenas os barrotes que apoiam o soalho. Admitiu-se nesta fase que o soalho que constituía o pavimento tinha baixa rigidez no seu plano, servindo apenas para compatibilizar os deslocamentos das paredes. Foram calculados os modos de vibração para cada uma das modelações alguns dos quais se encontram ilustrados na Fig. 3.11.

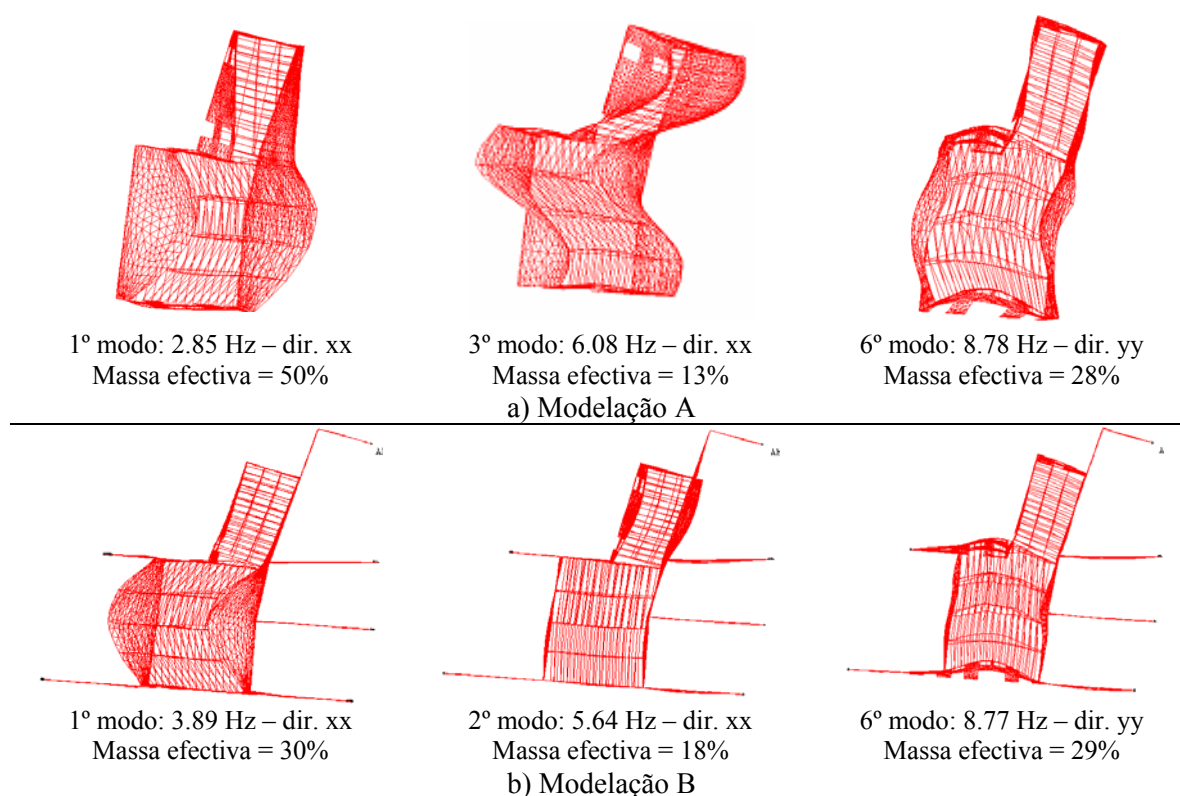


Fig. 3.11 - Modos de vibração da casa nº 15. Avaliação da influência do efeito de grupo

Importa realçar que apenas é possível tirar conclusões do efeito de grupo na direcção longitudinal do quarteirão na qual os elementos considerados têm maior influência. Na direcção transversal, o efeito não pode ser (neste caso) avaliado de uma forma tão rigorosa uma vez que, por simplificação, as paredes consideradas das casas vizinhas foram travadas nos cunhais na direcção perpendicular ao seu desenvolvimento. Relativamente aos pisos, ligaram-se as paredes opostas por escoras e tirantes por forma a compatibilizar os deslocamentos das paredes do grupo.

A análise dos resultados modais permite avaliar a importância do efeito de grupo na resposta das edificações à acção sísmica. Comparando os primeiros modos para as modelações A e B pode-se observar que, conforme seria de esperar, a introdução das paredes das casas adjacentes se traduz num aumento do valor das frequências próprias da estrutura na direcção longitudinal ao quarteirão. Embora os modos de vibração sejam idênticos é notória a influência das paredes resistentes das estruturas vizinhas, nomeadamente as paredes interiores. Se por um lado o efeito de “grupo” pode ser benéfico para a análise das estruturas, diminuindo os comprimentos das paredes tornando-as mais resistentes, por outro, pode originar discontinuidades que se traduzem em concentrações indesejáveis de esforços.

3.3.2 Estudo da influência dos pavimentos



Fig. 3.12 - Pormenor dos pavimentos

Para além da análise da influência do efeito de grupo no comportamento sísmico, houve necessidade de calibrar convenientemente a modelação dos pavimentos que, pela sua constituição suscitava algumas dúvidas sobre a estratégia mais adequada. Em ambos os casos (A e B) os pavimentos foram modelados com as suas vigas principais e barrotes. Para a simulação do soalho apenas foram consideradas barras auxiliares de reduzida inércia a ligar os vários barrotes que constituíam os pisos para assim, se homogeneizar as deformações dos pavimentos. No entanto, esta homogeneização não garante o funcionamento do piso como diafragma rígido no seu plano. A adequada interpretação do efeito do soalho na estrutura, o estudo da sua influência no comportamento global da estrutura e a validação do seu modelo numérico levou a considerar, com base nas duas modelações A (sem efeito de grupo) e B (com efeito de grupo), outras modelações:

- 🧱 modelação A1 – Modelação sem efeito de grupo e sem pavimentos (Fig. 3.13).
- 🧱 modelação B1 – Modelação baseada na modelação B sem pavimentos (Fig. 3.14 a) .
- 🧱 modelação B2 – Modelação baseada na modelação B, mas que inclui elementos de casca de muito reduzida espessura para simular o soalho dos pavimentos (Fig. 3.14 b).

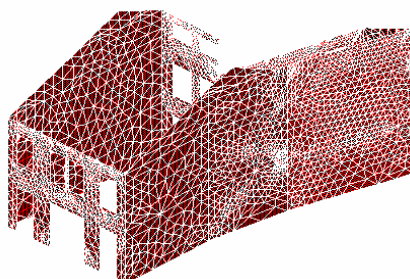


Fig. 3.13 – Modelação A1

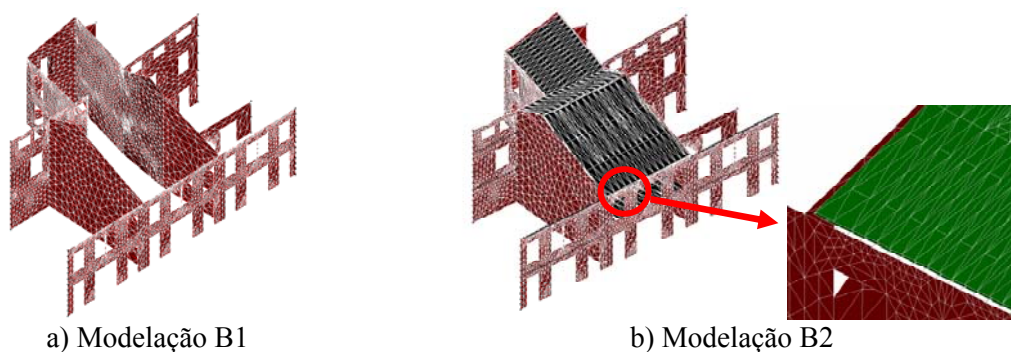


Fig. 3.14 – Modelação B1 e B2

Na modelação B2 os elementos de casca apoiam nos barrotes e nas vigas principais mas não são ligados às paredes resistentes de pedra (Fig. 3.14).

A análise da influência dos pavimentos é fundamental para compreender alguns dos danos ocorridos e também para prevenir ou evitar comportamentos deficientes das estruturas. Uma das causas principais do colapso de algumas paredes é a inexistência de travamento ao longo da sua altura. O deficiente travamento das paredes, materializado pelas ligações dos pavimentos, é causador do colapso ou de graves patologias em estruturas com paredes de alvenaria resistentes. Muitas vezes as elevadas acelerações induzidas pela acção dos sismos, aliadas a deficientes ligações provocam destacamento e colapso dos pavimentos, que por sua vez torna mais vulneráveis as paredes resistentes. Na Fig. 3.15 estão representados os modos resultantes das modelações A e A1.

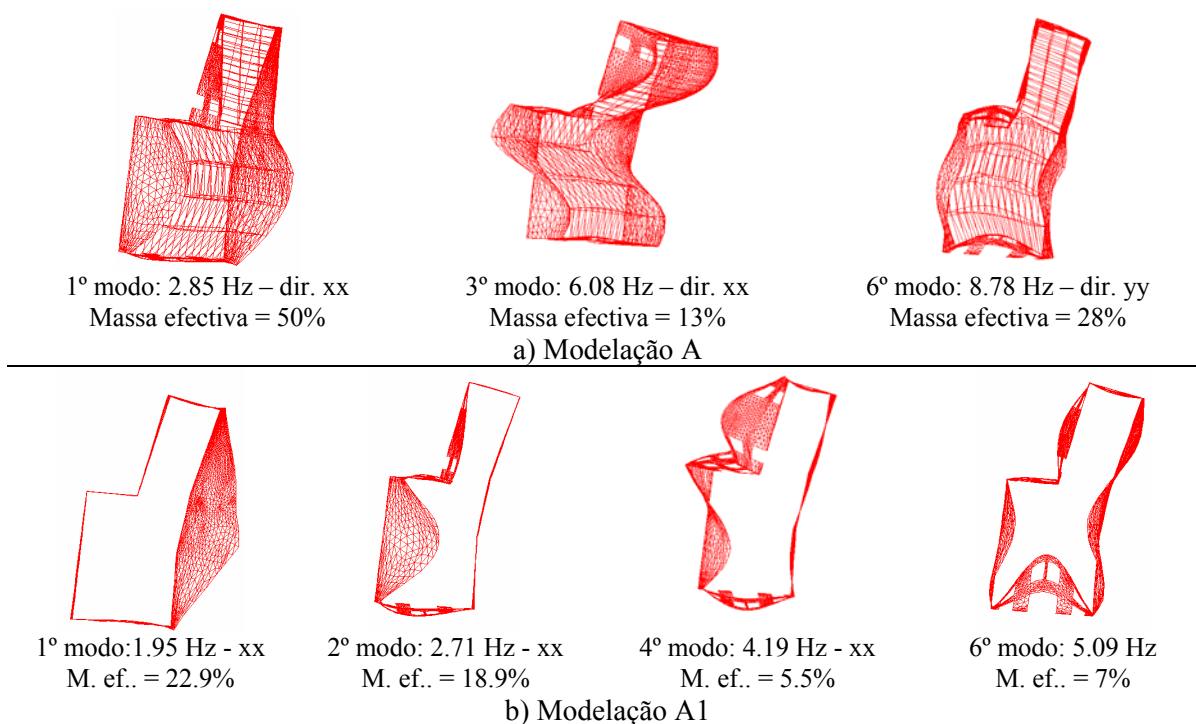


Fig. 3.15 – Modelação A e A1

A inclusão dos pavimentos constituídos apenas pelos barrotes principais e secundários é suficiente para um aumento significativo das frequências de vibração assim como as respectivas configurações modais. Assim, enquanto na modelação A as paredes têm um funcionamento conjunto, sendo o deslocamento relativo entre paredes opostas bastante reduzido, na modelação A1 as paredes funcionam independentes entre si sendo mais flexíveis e mais frágeis. Nestes casos os cunhais constituem o único travamento das paredes sofrendo esforços muito elevados. Com base no modelo com efeito de grupo, analisaram-se os resultados com pavimentos, sem pavimentos e com pavimentos com rigidez no seu plano. Este último foi materializado com elementos de casca conforme Fig. 3.12 com espessura de 2cm, aproximadamente a espessura do soalho. Na Fig. 3.16 estão representados os resultados modais destes três modelos.

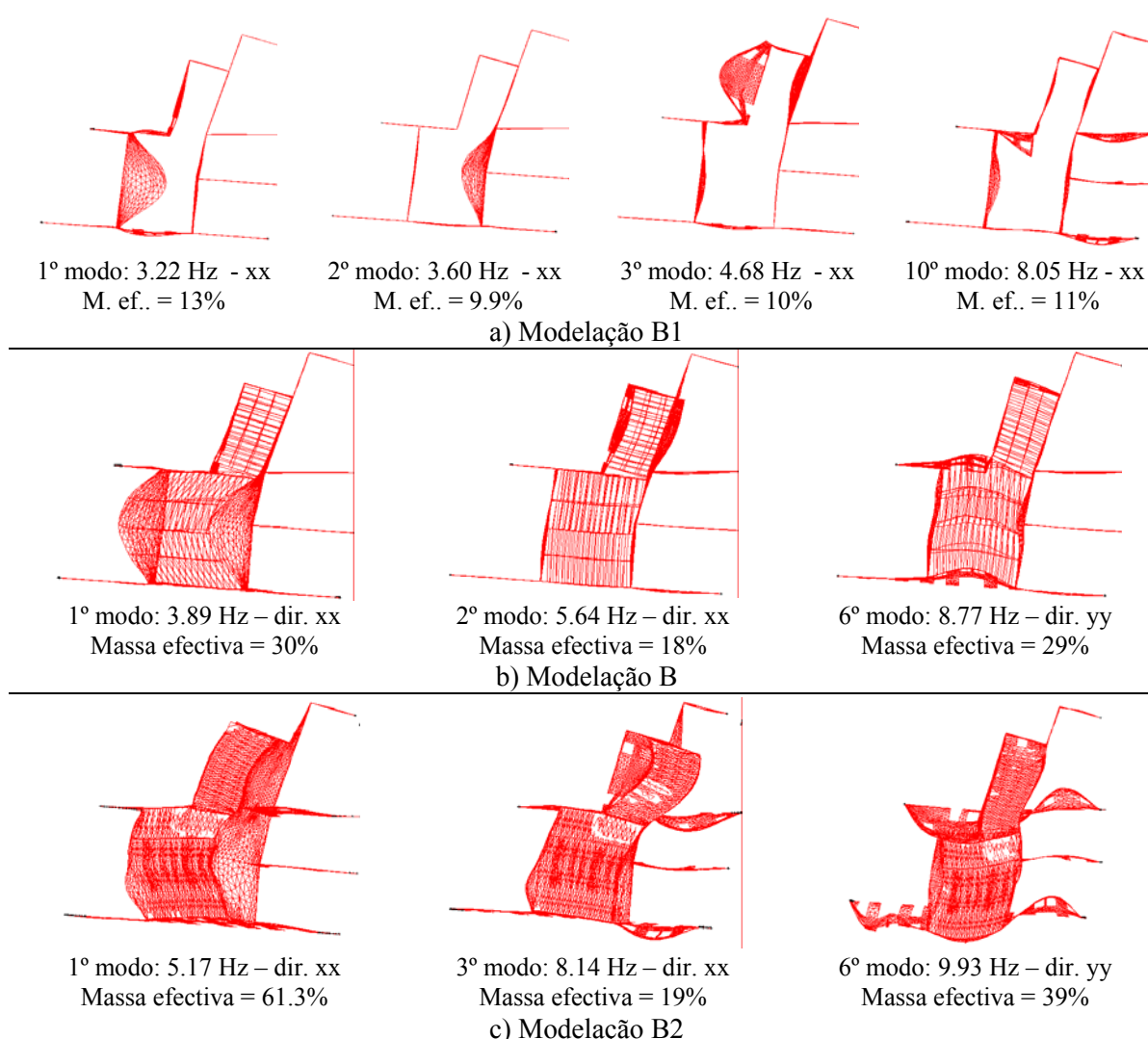


Fig. 3.16 – Modelação B, B1 e B2

Analisando os valores das massas efectivas (em percentagem da massa global), verifica-se que quanto maior é a rigidez dos pisos, maior é o valor da massa efectiva dos modos. No caso dos

modelos sem lajes os modos apenas mobilizam uma parede de cada vez, sendo por isso a massa efectiva modal menor.

Tal como havia acontecido nos modelos sem efeito de grupo na modelação B1 (sem pavimentos), obtiveram-se modos locais de paredes individuais que resultam numa flexibilização da estrutura. Pelo contrário, enquanto na modelação B as paredes meias apresentam flexão em torno de um eixo vertical, na modelação B2 este fenómeno não é tão visível pois a casca, funcionando como um diafragma rígido, restringe a deformação no seu próprio plano, aumentando assim a rigidez da estrutura e as suas frequências. Analisando principalmente o 1º modo (Fig. 3.17) constata-se que a deformação perpendicular da parede ao longo do seu desenvolvimento é praticamente constante no caso do funcionamento do soalho e é bastante variável no caso do funcionamento apenas das vigas principais e secundárias. Este facto resulta igualmente num aumento significativo da frequência própria da estrutura afastando-a dos valores de pico do espectro registado durante a ocorrência do sismo de 08 de Julho de 1998 (Fig. 3.18).

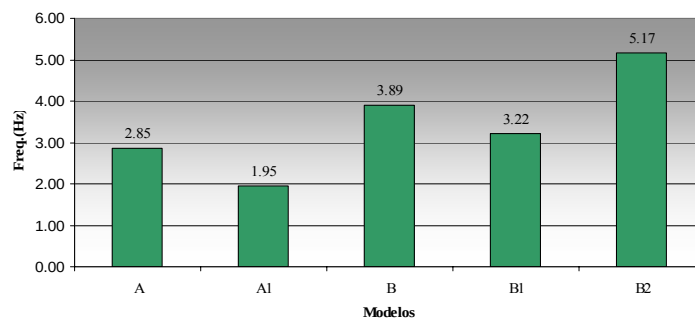


Fig. 3.17 – Frequência do 1º modo das várias modelações

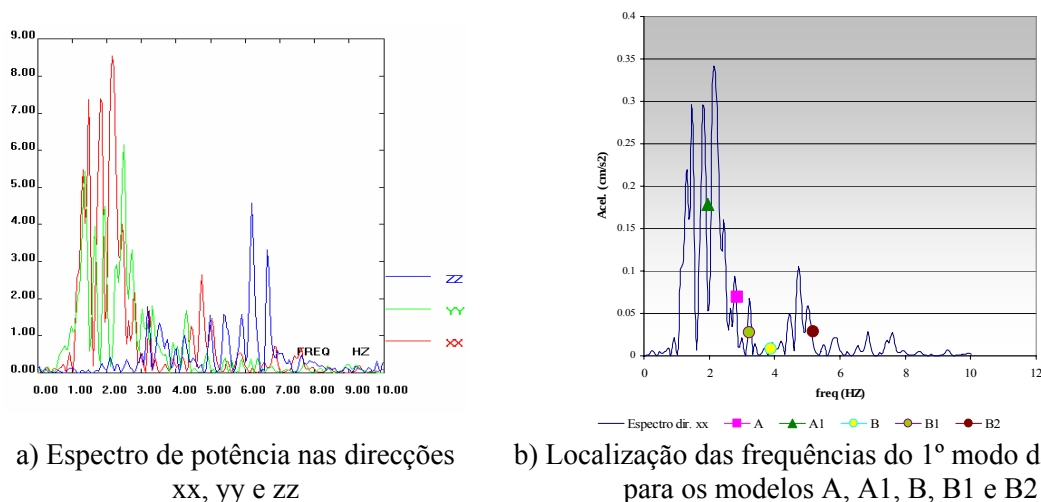


Fig. 3.18 – Espectro de potência

Os valores das frequências de vibração, resultantes da campanha preliminar de medições experimentais “*in-situ*”, aproximam-se dos valores resultantes da modelação B. No entanto, dado

existirem duas variáveis principais que condicionam o comportamento dinâmico (módulo de elasticidade das paredes, admitido com 1.1GPa, e a rigidez do soalho) não foi possível fazer uma calibração conclusiva apenas com base no valor da frequência de vibração. Só com uma posterior identificação dinâmica mais completa, através da qual foram também obtidas as principais configurações modais, se tornou possível calibrar o modelo numérico e assim de uma forma mais clara classificar o comportamento dos mesmos (cap. 4).

É no entanto razoável desde já realçar a importância do comportamento do soalho constituinte do pavimento na estrutura. O efeito de um diafragma rígido no seu plano é fortemente dependente das ligações nele existentes, tanto associadas às vigas em que apoia o soalho como aos elementos que o compõem, mas a sua quantificação é manifestamente um aspecto importante que será abordado nos capítulos seguintes. É importante no entanto, evitar o funcionamento tipo B1, bastando para isso garantir uma boa ligação dos elementos dos pavimentos.

3.4 ESTUDO GLOBAL DO QUARTEIRÃO

A análise da casa 15 foi essencial na parametrização e na compreensão da influência de alguns elementos estruturais na resposta global da estrutura. No entanto, sendo o objectivo principal do trabalho a avaliação do comportamento dinâmico e da resposta sísmica global do quarteirão, houve necessidade de desenvolver um modelo numérico global, que com base nas características preliminares dos materiais obtidas para a casa 15 pudesse caracterizar, e simular o seu comportamento.

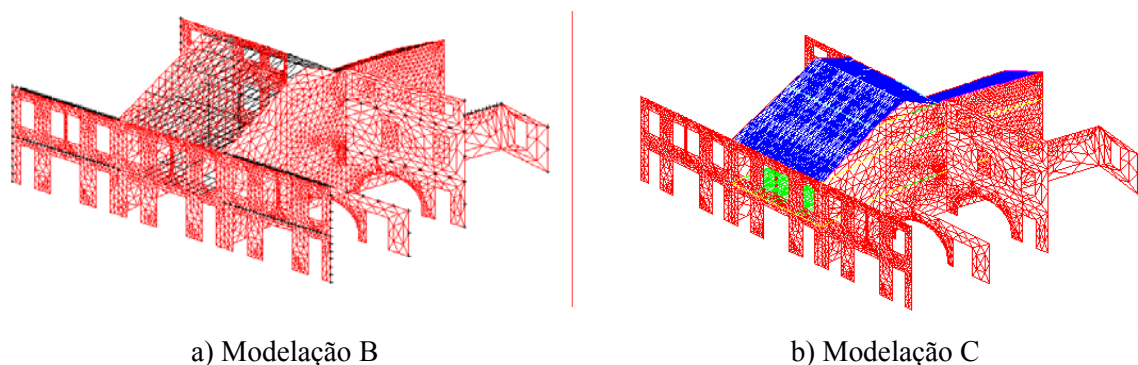
Implantado numa área de cerca de 8400m², o quarteirão (Fig. 3.19) é composto por dois tipos de edificações: um, tradicional, com casas do tipo de habitação com dois ou três pisos, e outro correspondente a um edifício em betão armado.



Fig. 3.19 – Implantação do quarteirão

A rua Serpa Pinto está a uma cota inferior da rua Comendador Ernesto Rebelo, facto este que foi considerado na modelação.

Com base em levantamentos “*in-situ*” das casas que compõem o quarteirão e na análise efectuada para a casa nº 15 foi então possível desenvolver este modelo. Atendendo à sua dimensão, complexidade e heterogeneidade, procurou-se discretizar o mais e melhor possível os materiais e a geometria de todos os elementos. Para tal ser compatível com o processamento informático e de modo a minimizar o tempo de cálculo, efectuaram-se algumas simplificações. Uma das simplificações foi da modelação do edifício de betão armado (sede dos correios) cuja análise em si mesma não era importante, mas que condicionava pelo seu posicionamento e rigidez o comportamento do quarteirão. Outra das simplificações efectuadas consistiu na modelação dos pisos com elementos de casca, ao contrário do que tinha acontecido no estudo preliminar da casa nº 15. A não utilização dos elementos de barra para simular todos os barroteiros das estruturas deveu-se principalmente à ausência de levantamentos pormenorizados de todas as casas, com a implantação e disposição dos elementos dos pavimentos, mas também porque os elementos de casca possibilitam uma maior flexibilidade na simulação de várias hipóteses de comportamento dos elementos. A validação da utilização dos elementos de casca e a calibração da sua espessura para cada hipótese de funcionamento foi efectuada com base nos modelos da casa 15. Assim, desenvolveu-se a modelação C com base na modelação B (ver cap.3.3), mas com o pavimento simulado apenas com elementos de casca:

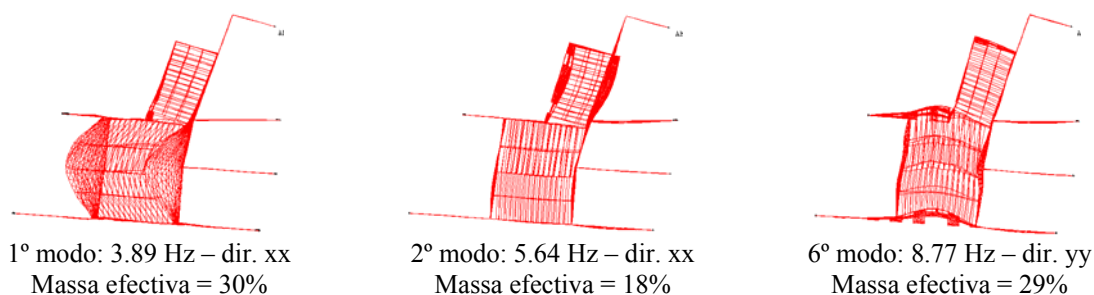


a) Modelação B

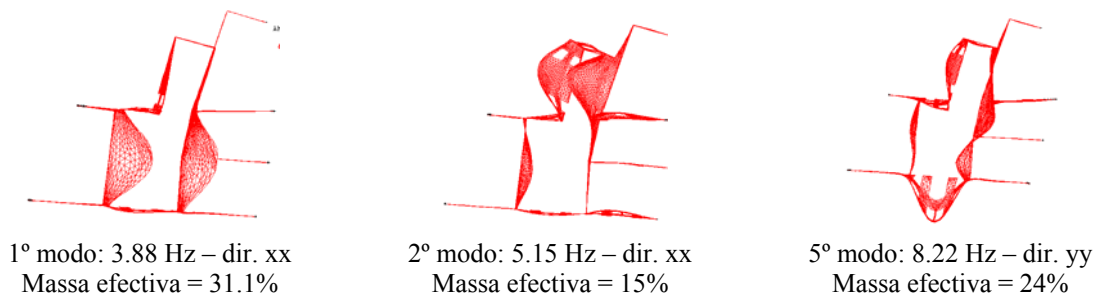
b) Modelação C

Fig. 3.20 – Casa 15 – Calibração e modelação dos pavimentos com elementos de casca

Após o processo de calibração chegou-se a um valor de espessura de 1.5mm para os elementos de casca a considerar. É evidente que se trata de uma espessura “fictícia” mas permite uma maior flexibilização da modelação. É importante também salientar que o módulo de elasticidade usado para os pavimentos é 3.8 MPa (característica da criptomeria, material constituinte dos pavimentos) e o peso específico do material foi igualmente calibrado para ser igual ao considerado no modelo com barroteiros. Com este artifício de cálculo teve de haver o cuidado de não só manter a rigidez da estrutura como também da sua massa por forma a não afectar os seus parâmetros dinâmicos. Assim, na Fig. 3.21 mostram-se os resultados que validaram o processo de calibração.



a) Modelação B – Pavimentos modelados com elementos de barra



b) Modelação C – Pavimentos modelados com elementos de casca

Fig. 3.21 – Casa 15 – Calibração dos pavimentos $E_{par} = 1100\text{Mpa}$ – Modos de vibração

Relativamente aos resultados dos modos e às respectivas configurações modais, foi possível obter boas concordâncias essencialmente nas frequências mais baixas (modos principais). As análises de tensões resultaram igualmente em boas correlações, o que foi importante para a validação desta simplificação. Na Fig. 3.22 apresentam-se os mapas e as direcções das tensões principais de tracção.

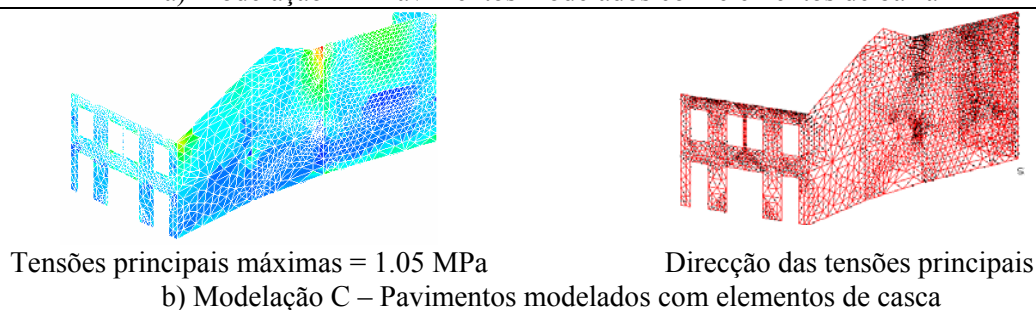
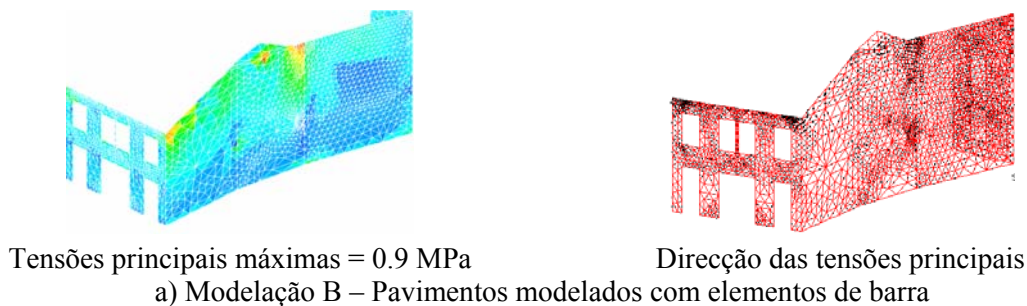


Fig. 3.22 – Casa 15 – Calibração dos pavimentos $E_{par} = 1100\text{MPa}$ – Tensões

Após a calibração das propriedades mecânicas dos materiais e dos critérios de modelação de acordo com o estudo individual da casa nº 15, procedeu-se ao estudo numérico do quarteirão com o qual se avaliou o seu comportamento global tendo em conta a influência da existência do edifício dos correios num dos seus extremos. Este edifício, devido à sua localização e grande rigidez, pode de facto condicionar o tipo de comportamento conjunto, afastando o centro de rigidez do centro de massa e gerando assim importantes excentricidades que agravam o efeito do sismo nas construções de alvenaria. Um outro aspecto que merece particular atenção é o das características da interface entre as casas e o edifício de betão. Ao contrário do que acontece nas casas de alvenaria onde existem paredes meeiras, neste caso encontra-se uma junta de dilatação entre as duas estruturas o que, por si só, é um factor importante para a caracterização da resposta. Nesta fase foi desenvolvido um modelo global com a interacção dos dois tipos de estruturas.

 Modelação Q1 – Modelo Global do Quarteirão com o edifício dos correios (Fig. 3.23).

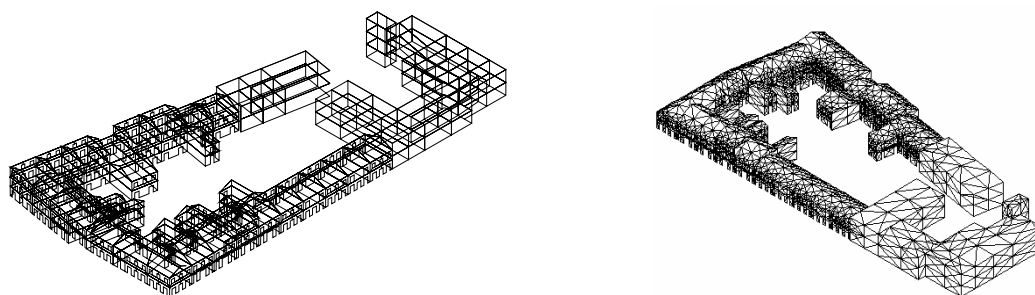


Fig. 3.23 – Quarteirão – Modelação Q1

O modelo Q1 (Fig. 3.23 a) contém todos os edifícios que compõem o quarteirão. Dada a dimensão do modelo, optou-se por refinar a malha apenas nas estruturas em alvenaria de pedra, adoptando uma malha menos discretizada para o edifício de betão armado. No capítulo VI faz-se o estudo mais pormenorizado do quarteirão onde é focado o problema da influência do edifício dos correios. Os materiais foram considerados com as propriedades mecânicas aferidas para a casa nº15.

Nesta fase, e tal como havia acontecido na casa 15, apenas se procedeu à análise dinâmica da estrutura, tendo sido quantificados os modos de vibração, conforme Fig. 3.24.

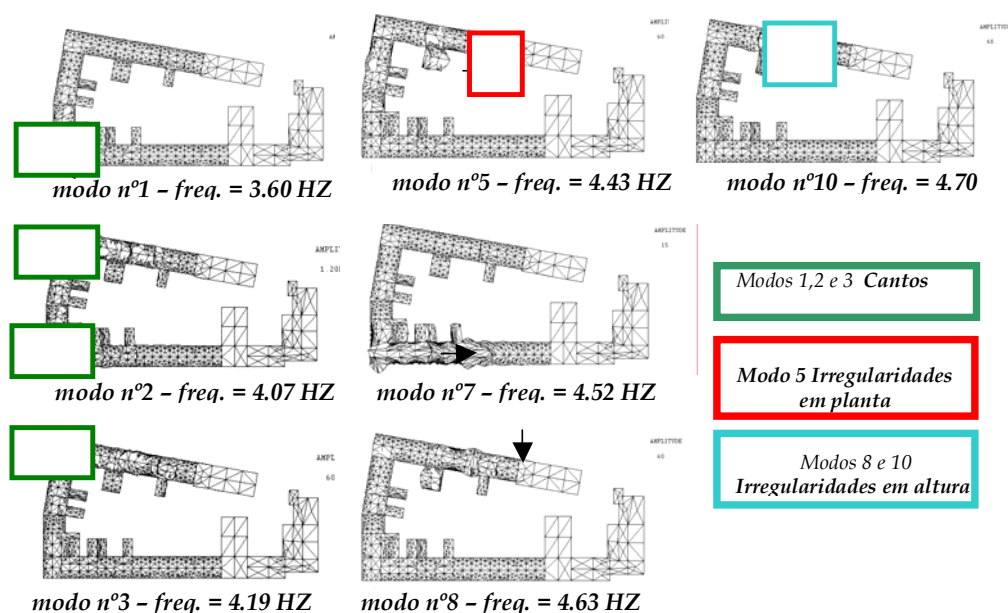


Fig. 3.24 – Quarteirão – Modos de vibração

O 1º modo está associado a um movimento importante do gaveto para fora do plano, enquanto que o 2º e 3º modos correspondem ao movimento do edifício do canto da Travessa da Misericórdia com a Rua Serpa Pinto nas direcções transversais e longitudinais.

O 5º modo traduz as irregularidades em planta devido à existência de ampliações das casas para as traseiras. O 10º modo traduz a irregularidade em altura de dois edifícios mais altos da Rua Serpa Pinto a meio do alinhamento dessa rua.

É interessante observar que a frequência do primeiro modo de vibração do quarteirão é semelhante ao modo fundamental da modelação C da casa nº 15, o que por um lado, valida as simplificações efectuadas nas modelações B e C para simular o efeito de grupo, e por outro, reflecte (tal como na modelação C da casa 15) a influência dos pavimentos na resposta da estrutura global.

Em resumo, dos resultados obtidos evidencia-se que os cantos (modos 1, 2 e 3), as irregularidades em planta (modo 5) e as irregularidades em altura (modo 10) constituem os locais mais vulneráveis à acção dos sismos.

3.5 CONCLUSÕES

Esta análise preliminar permitiu avaliar alguns pontos fracos do quarteirão, assim como parametrizar a influência dos elementos estruturais (grupo e pavimentos) na resposta global do quarteirão. Os resultados da casa 15 permitiram testar algumas hipóteses de funcionamento das estruturas e avaliar as correspondentes configurações modais. Por outro lado, a análise global do quarteirão permitiu identificar os locais mais vulneráveis à acção dos sismos como zonas próximas dos can-

tos, com heterogeneidades em altura e em planta. Para além da interpretação numérica e quantitativa dos resultados, que nesta fase deve ser encarada com cuidado devido à indefinição das propriedades dos materiais, esta análise qualitativa foi importante essencialmente ao nível da localização dos principais problemas associados às configurações modais. Na fase seguinte deste trabalho realizou-se uma campanha de prospecção completa (descrita no capítulo 4) com base nos resultados obtidos e descritos neste capítulo.

CAPÍTULO 4

ENSAIOS EXPERIMENTAIS. DESCRIÇÃO E RESULTADOS

4.1 ENSAIOS “*IN-SITU*” REALIZADOS NA ILHA DO FAIAL

4.1.1 Descrição dos ensaios

O projecto de reparação e reforço das moradias afectadas pelo sismo de 9 de Julho de 1998, exige uma compreensão profunda das estruturas existentes e das suas alterações ao longo dos anos, para que se consiga preservar o valor arquitectónico e estrutural do património existente e se possível, conservar os seus materiais originais existentes. Este facto obriga à compreensão dos processos construtivos usados na construção tradicional da Ilha do Faial e ao mesmo tempo a procurar avaliar de uma forma eficaz as propriedades mecânicas dos materiais constituintes. A realização de ensaios “*in-situ*” ou em laboratório é por isso uma tarefa indispensável, que no entanto deve ser convenientemente planeada, tendo em conta os locais, a disponibilidade de meios, o estado de degradação dos edifícios e a eficácia do tipo de ensaios a realizar em cada situação.

O tipo de construção da Ilha do Faial e os materiais utilizados condicionam o tipo de ensaios a efectuar, principalmente no caso das paredes, cujas características tornam impraticável a sua reprodução em laboratório. O transporte para o laboratório seria igualmente extremamente difícil, uma vez que o seu corte no local e o transporte provocariam inevitáveis desagregações podendo deturpar e falsear os resultados de ensaios a realizar. Por outro lado, as acções que se pretendem simular obrigam ao uso de meios e equipamentos que possibilitem a realização de ensaios de uma forma rápida e eficiente, pelo que a inexistência desta tecnologia no local torna inviável a sua execução.

Ponderados os factos atrás referidos e as dificuldades inerentes a cada uma das hipóteses, foi decidido executar os ensaios no local, imaginando esquemas que se mostrassem exequíveis, simples e fidedignos de forma a serem capazes de fornecer os resultados pretendidos, ou seja, uma caracterização tão completa quanto possível das propriedades mecânicas dos elementos estruturais.

Assim, logo após a ocorrência do sismo de 1998 foi realizada uma campanha de ensaios em algumas habitações na freguesia de Cedros na ilha do Faial onde se procurou identificar as características mecânicas do tipo de estruturas existentes. Dada a grande heterogeneidade das construções, tentou-se efectuar os ensaios no maior número de casas possível, abrangendo soluções construtivas diferenciadas garantindo uma caracterização mais completa.

As casas seleccionadas para ensaiar tinham normalmente duas ou mais aberturas, para se definirem pelo menos três nembos, onde fosse possível aplicar dois tipos de reforços, ficando um dos nembos intacto (Costa, 1999). Uma das técnicas de reforço consistiu em limpar convenientemente o reboco existente, depois rebocar com uma argamassa ao traço 1:3, em que se utilizou areia da Fajã preenchendo convenientemente os espaços vazios, obtendo-se uma superfície regular. De seguida é então fixada a malha de aço dos dois lados da parede, sendo novamente rebocada garantindo-se 3 cm de espessura mínima, (Fig. 4.1). Uma segunda técnica utilizada foi a introdução de uma calda de cimento pela parte superior da parede, tentando assim preencher-se os espaços vazios entre pedras. A calda foi efectuada com 10 litros de cimento, 10 litros de cinzas vulcânicas e 4 litros de água, (Fig. 4.2). De acordo com esta estratégia foram preparados três painéis por cada casa a ensaiar, apresentando-se neste trabalho os resultados obtidos no ensaio de uma das casas.



Fig. 4.1 – Operação de reboco da parede por cima da malha de aço



Fig. 4.2 – Introdução da calda na parte de cima da parede

Os painéis foram identificados da seguinte forma:

- o original (A1) - Fig. 4.3.
- o reforçado com malha de aço (A2) - Fig. 4.4
- o reforçado com calda (A3) - Fig. 4.2.



Fig. 4.3 – Parede original (A1)

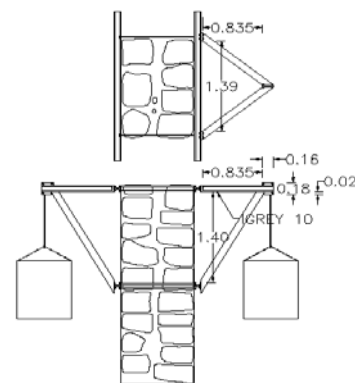


Fig. 4.4 – Parede reforçada com malha (A2)

Para a execução dos ensaios, foram construídas estruturas metálicas que possibilitaram solicitar as paredes das casas na sua direcção transversal (Costa, 1999). Assim, com recurso a perfis metálicos, foi criada uma estrutura que suporta na sua extremidade uma carga, transmitindo uma acção horizontal na sua parte superior. Quando em oscilação, a carga provoca um movimento forçado. Esta estrutura é constituída por perfis I Grey de 10, permitindo uma excentricidade para a carga de 1.0m. Na Fig. 4.6a é visível esta estrutura metálica.



a) Vista Geral



b) Representação esquemática

Fig. 4.5 – Estrutura de ensaio

Pretendendo-se avaliar características mecânicas, em regime estático e dinâmico, das alvenarias constituintes das paredes, previu-se uma instrumentação que incluiu comparadores mecânicos de deslocamento (Fig. 4.6) particularmente vocacionados para as fases de carregamento estático (Bastos, 1999) e a utilização de um sismógrafo para o registo em regime dinâmico (Fig. 4.7). Para este último foram registadas as vibrações provocadas pela pancada de uma marreta.



Fig. 4.6 – Comparadores mecânicos



Fig. 4.7 – Sismógrafo colocado em cima da parede A2

A única parede que atingiu a rotura foi a não reforçada, A1, (embora na parede A2 se tenha usado um carregamento muito superior). A partir do carregamento de 5,40 kN, com o movimento oscilatório do balde, a parede A1 oscilava de uma forma muito pronunciada levando mesmo à rotura.

Com a análise dos resultados obtidos (Costa, 1999), foi possível estimar os valores das frequências e amortecimentos de cada um dos painéis descritos anteriormente conforme Quadro 4.1.

Quadro 4.1 - Valores das frequências e amortecimentos obtidos nos ensaios da casa A

Parede	Direcção Vertical		Direcção Longitudinal		Direcção Transversal	
	Freq. (Hz)	Amort. (%)	Freq. (Hz)	Amort. (%)	Freq. (Hz)	Amort. (%)
A1	23.44	5.8	12.11	6.2	6.25	2.7
A2	26.5	3.9	17.97	3.3	9.38	3.5
A3	23.44	5.8	17.97	6.2	6.25	2.7

Os valores das frequências obtidas para as diversas paredes possibilitou quantificar o valor do seu módulo de elasticidade. Admitindo que a parede funciona como uma consola, a frequência pode ser determinada pela seguinte expressão:

$$\omega = (1.875)^2 \sqrt{EI / ml^4} \quad (4.10)$$

ω - frequência da parede em rad/s;

E- módulo de elasticidade;

I- momento de inércia da parede na direcção a considerar;

m- massa da parede;

l- altura da parede;

Aplicando esta expressão às três paredes da casa A, obtiveram-se os valores do módulo de elasticidade constantes do Quadro II.

Quadro 4.2 - Frequências e Módulos de Elasticidade dos nembos da casa A

	Direcção Transversal		Direcção Longitudinal	
	f (Hz)	E (GPa)	f (Hz)	E (GPa)
Parede A1	12.11	0.22	6.25	0.17
Parede A2	17.97	0.40	9.38	0.32
Parede A3	17.97	0.18	6.25	0.39

A partir das medições efectuadas com os deflectómetros mecânicos foram avaliados os deslocamentos sofridos pelas diferentes paredes ensaiadas.

Tal como havia acontecido na análise dos resultados dinâmicos, é possível determinar o módulo de elasticidade, considerando-se novamente o funcionamento em consola da parede, a partir da relação entre as forças aplicadas e os deslocamentos induzidos, através da expressão:

$$P = (3EI/L^3) * \Delta \quad (4.11)$$

P - Força aplicada à extremidade da parede;

L - Altura da parede, referida ao ponto de aplicação da força;

I - Inércia da parede na direcção perpendicular

Δ - Deslocamento da parede na direcção da força.

Para a determinação do deslocamento Δ , considerou-se que a deformada da parede obedece a uma curva do 3º grau, determinando-se as constantes a partir do conhecimento da flecha em três pontos, sendo a tangente nula na origem. Os valores do módulo de elasticidade encontrados são apresentados no Quadro 4.3.

Quadro 4.3 -Módulo de elasticidade

	E (GPa)
Parede A1	0.33
Parede A2	0.40
Parede A3	0.18

4.2 ENSAIOS EM LABORATÓRIO

Com o objectivo de extrair valores quanto às características mecânicas a usar no cálculo tornou-se necessário relacionar os valores obtidos nos ensaios experimentais “*in-situ*” com as características dos materiais efectivamente usados na realização das paredes, designadamente um melhor conhecimento do preenchimento do interior da parede, bem como uma estimativa, ainda que aproximada, da massa das paredes. Neste sentido foram extraídas 6 carotes de cada uma das paredes para, em laboratório, se realizarem uma série de ensaios (Costa, 1999). Aquelas foram extraídas do pano exterior das paredes a partir do paramento e têm diâmetro de 12 cm e comprimentos variáveis

devido à espessura e tipo de parede existente. Estes comprimentos foram posteriormente serrados, rectificados e talhados com a forma de cilindros e discos adequados aos ensaios a realizar.

É importante realçar que a extracção de carotes apenas foi possível uma vez que as casas analisadas iriam ser posteriormente demolidas não havendo qualquer inconveniente em proceder a este tipo de intervenção. Assim, para além dos ensaios realizados “*in-situ*” ensaiaram-se em laboratório as 6 carotes extraídas de duas das paredes das casas analisadas (Fig. 4.8).



Fig. 4.8 – Carotes

4.2.1 Determinação do peso específico das paredes

A partir do peso de cada uma das carotes e do volume do orifício de extracção foi possível avaliar os seus pesos específicos conforme indicado no Quadro 4.4 para algumas carotes.

Quadro 4.4 –Peso volúmico

Carotes	Volume (m ³)	Peso (Kg)	Peso específico (Kg/m ³)
A2C	0.003672	7.3	1988
A2E	0.001734	2.82	1626.3
A2D	0.003774	7.34	1944.88

Face aos resultados obtidos, e admitindo as paredes como representativas da construção rural típica do Faial pode-se adoptar um valor de 17 a 19 kN/m³ para a densidade das paredes.

4.2.2 Determinação do módulo de elasticidade das paredes

Os provetes constituídos por cilindros com altura sensivelmente dupla do diâmetro de modo a evitar-se o efeito de cintagem e permitir a montagem dos extensómetros Huggenberger. Os valores do módulo e elasticidade dos cilindros, na direcção perpendicular ao plano de assentamento das pedras, correspondentes à aplicação de forças da ordem de grandeza de 1/3 da força de rotura:

Quadro 4.5 – Módulo de Elasticidade

Provete	Módulo de elasticidade axial (Mpa)
A2F	32400
A2C	26910
A2G	31400

4.2.3 Determinação do coeficiente de Poisson das paredes

A partir dos valores das extensões medidas no ensaio feito para a determinação dos módulos de elasticidade e das extensões diametrais medidas no mesmo com um comparador de milésimas calcularam-se os seguintes coeficientes de Poisson.

Quadro 4.6 – Coeficiente de Poisson

Provete	Coeficiente de Poisson
A2F	0.2
A2C	0.23
A2G	0.18

4.2.4 Determinação da tensão de rotura por compressão.

As “carotes” com menor altura e as fracções obtidas na preparação dos provetes para o ensaio do módulo de elasticidade foram preparadas de modo a obter-se provetes cilíndricos com 11.4cm de diâmetro e altura aproximadamente iguais para o ensaio de compressão simples.

Quadro 4.7 – Tensão de Rotura

Provete	Tensão de rotura (Mpa)
A2D	116
A3B	45
A3G	87

4.2.5 Ensaio de compressão diametral (método brasileiro)

Neste ensaio os provetes de diâmetro 11.4cm e comprimento L conforme o Quadro 4.8, apoiadas no prato inferior da prensa por uma das geratrizes recebia na geratriz superior oposta uma força de compressão uniformemente distribuída com valor global P, tendo-se obtido os seguintes resultados:

$$\sigma = 2P/\pi dl$$

Quadro 4.8 – Ensaio de compressão diametral - resultados

Provete	D (cm)	L (cm)	Carga total (Kg)	Tensão de rotura (Mpa)
A2F	11.4	15	15000	5.6
A2c	11.4	14.95	15000	5.6

4.2.6 Ensaio de corte

Para a realização do ensaio de corte a “carote” foi serrada segundo dois planos paralelos, obtendo-se discos com o diâmetro igual ao da “carote” e espessura igual ao afastamento entre os planos de corte. Cada um dos discos é colocado na posição horizontal, apoiado sobre um anel metálico, tendo sido levado à rotura por meio de um pistão metálico que aplicava à carga P na zona central do provete. A tensão de rotura foi calculada dividindo o valor da carga P pela área dada pelo produto do semi-perímetro πd (d , diâmetro do pistão) e pela espessura do disco. Os resultados estão representados no Quadro 4.9.

Quadro 4.9 – Ensaio de corte - resultados

Provete	d (cm)	Esp. (cm)	Tensão de rotura $\sigma=P/le$ (Mpa)
A2F	5	3.08	11.4
A2C	5	4.32	8.8
A2G	5	3.55	10.1

4.3 ENSAIOS DINÂMICOS “IN-SITU”

4.3.1 Definições gerais

Um modo de vibração é um tipo de deformação associada a uma determinada frequência. É um parâmetro abstracto e define o tipo de deformação da estrutura assumindo que o modo correspondente está isolado dos restantes. Estes modos estão associados a fenómenos de ressonâncias que podem ser interpretadas como fraquezas estruturais.

Os parâmetros modais correspondentes à gama de frequências de interesse constituem uma completa descrição dinâmica da estrutura podendo ser determinados através de técnicas experimentais ou analíticas. Desta forma podem ser desenvolvidos modelos dinâmicos matemáticos convenientemente calibrados. Estes modelos matemáticos caracterizam o comportamento dinâmico da estrutura com um conjunto de condições de apoios predefinidas e baseiam-se no cálculo da massa e da rigidez da estrutura através do método de elementos finitos (na maior parte dos casos) aplicado a

um modelo numérico da estrutura. Já os modelos numéricos experimentais consistem na análise experimental da estrutura e no tratamento numérico dos resultados obtidos.

A análise de cada um dos modelos permite a determinação das características modais do sistema quer ao nível da frequência, quer ao nível das configurações modais associadas a cada uma das frequências.

Este tipo de análise tem um âmbito de aplicação e utilização muito vasto no qual se pode incluir:

- Determinação dos modos de vibração e respectivas configurações modais
- Avaliação da influência das características físicas e mecânicas da estrutura - parametrização
- Verificação e calibração de modelos numéricos
- Prever a resposta resultante de excitações definidas
- Adequação das características físicas ou dinâmicas ao comportamento dinâmico pretendido.

Em problemas ou análises de vibrações existem sempre três factores a serem considerados (Døssing, Olé - P.1):

- Emissor – fonte das forças dinâmicas
- Caminho – Modo como a energia é transmitida
- Receptor – Alvo das vibrações que devem ser controladas

O comportamento dinâmico das estruturas é muitas vezes caracterizado por relações excitação-resposta, função da excitação aplicada (Caetano 1992). Estas relações podem colocar três tipos de problemas:

- Problema directo, que consiste em caracterizar a resposta conhecendo as características da estrutura e a excitação.
- Problema inverso, que consiste em caracterizar a excitação conhecendo as características da estrutura e da resposta.
- Problema de identificação da estrutura, que consiste na caracterização das propriedades da estrutura, a partir do conhecimento da excitação e da resposta.

O estudo realizado no âmbito deste trabalho enquadra-se no terceiro problema, pelo que apenas será feita uma descrição deste caso.

Um aspecto de grande importância prende-se com o facto de a medição da resposta ser efectuada para baixos níveis de excitação, o que se deve por um lado às limitações dos aparelhos a partir dos quais ela é aplicada, como também a evitar danos na estrutura durante a excitação. Se as características assim extraídas se podem considerar válidas, em muitos casos, para as condições normais de utilização, a sua aplicação à descrição do mesmo sistema sujeitos a elevados níveis de excitação, como por exemplo os decorrentes da acção dos sismos, já será mais questionável, uma vez que a resposta estrutural pode sofrer uma forte incursão para o regime plástico, tornando os mecanismos de dissipação de energia completamente diferentes. No entanto, a relativa simplicidade dos métodos de identificação aplicáveis a comportamentos lineares das estruturas, em conjunto com abordagens que contemplem a não linearidade do comportamento, faz com que a sua utilização seja generalizada.

Os métodos de identificação dinâmica no domínio do tempo revelam-se vantajosos quando as frequências naturais se encontram num intervalo de grande amplitude e quando é elevado o número de modos a identificar. Pelo contrário, os métodos no domínio da frequência conduzem a melhores resultados quando é limitado o número de modos e a gama de frequências a que correspondem. Neste trabalho as análises foram feitas no domínio da frequência pelo que só este tipo de técnica irá ser abordada.

No domínio da excitação-resposta de sistemas estruturais, a relação entre a excitação genérica X , e a resposta genérica Y , define-se como função transferência (Caetano, 1992). Quando a análise é efectuada no domínio da frequência, a função de transferência designa-se por função de resposta em frequência (FRF), expressa-se por $H(\omega)$ e permite escrever a relação:

$$y(\omega) = H(\omega) x(\omega) \quad (4.12)$$

onde $x(\omega)$ e $y(\omega)$ representam, respectivamente a excitação e a resposta expressas em função da frequência angular ω , em termos de deslocamentos, de velocidades ou de acelerações. As FRF descrevem assim as propriedades dinâmicas de um sistema independentemente do tipo de sinal utilizado. No caso particular em que a resposta se expressa em termos de deslocamentos, a FRF designa-se por receptância, enquanto que se expressa em termos de velocidades ou de acelerações, designa-se por mobilidade ou por inertância.

A função de transferência é uma função complexa e representa a relação entre a excitação e a resposta como funções em ordem à frequência ω . Sendo uma função complexa, tem uma magnitude $|H\omega|$ e uma fase de $\angle H\omega = \gamma\omega$.

Pode-se interpretar a função de transferência como um sistema sob acção de uma força sinusoidal de frequência w , que produz uma resposta com a mesma frequência mas de amplitude igual à da excitação multiplicada por Hw . A fase mede o atraso entre a excitação e a resposta.

Quando as frequências de um sistema estão bem separadas, a contribuição dos modos não ressonantes é muito pequena, podendo modelar-se a estrutura na proximidade de cada frequência natural através de um sistema de um grau de liberdade. Neste caso, as técnicas utilizadas denominam-se técnicas de um grau de liberdade – SDOF. Muitas estruturas no entanto, não se enquadram naquele grupo pelo que se deverão utilizar técnicas mais desenvolvidas denominadas técnicas de N graus de liberdade – MDOF, constituindo usualmente processos iterativos, onde são utilizados como valores iniciais parâmetros retirados dos métodos SDOF. Neste trabalho usaram-se essencialmente técnicas de um grau de liberdade e métodos simplificados de N graus de liberdade baseados no método de 1 grau de liberdade.

As relações excitação resposta para sistemas lineares invariantes no tempo, conduziram à sua caracterização no domínio da frequência através de uma matriz de funções de resposta em frequência na hipótese do amortecimento ser do tipo proporcional viscoso em função dos modos de vibração não amortecidos do sistema.

$$H_{ij}(\omega) = \sum_{k=1}^N \frac{(\phi_i)_k \cdot (\phi_j)_k}{(\omega_k^2 - \omega^2) + i(2\xi_k \omega_k \omega)} \quad (4.13)$$

A expressão 4.4 traduz a relação no domínio da frequência w entre a resposta do sistema segundo o grau de liberdade i , expressa em termos de deslocamentos, e a força aplicada em correspondência do grau de liberdade j , recebendo a denominação de receptância.

A receptância e inertância resultam da derivação da primeira no domínio da frequência.

$$H_{ij}(\omega) = \sum_{k=1}^N \frac{i\omega(\phi_i)_k \cdot (\phi_j)_k}{(\omega_k^2 - \omega^2) + i(2\xi_k \omega_k \omega)} \quad (4.14)$$

$$H_{ij}(\omega) = \sum_{k=1}^N \frac{-\omega^2(\phi_i)_k \cdot (\phi_j)_k}{(\omega_k^2 - \omega^2) + i(2\xi_k \omega_k \omega)} \quad (4.15)$$

Em problemas no âmbito da engenharia civil, onde os sinais colhidos apresentam frequências de interesse muito baixas existem vantagens em caracterizar o sistema com funções de resposta expressas em deslocamentos. Assim, a utilização da receptância na caracterização da função de resposta em frequência, conduz a uma amplificação das ordenadas espectrais das frequências fundamentais relativamente às ordenadas nas frequências mais elevadas (provenientes do ruído), por comparação com as ordenadas espectrais obtidas através da mobilidade ou inertância. O valor $i\omega$ que multiplica a receptância para a obtenção da mobilidade e posteriormente a inertância, fazendo depender as três funções do valor da frequência, representa matematicamente este efeito.

Sublinhe-se no entanto que a mobilidade e inertância possuem propriedades que podem tornar a sua utilização preferencial. Para além disso é importante referir que as medições são correntemente efectuadas com transdutores de acelerações (acelerómetros), obrigando a integrações e duplas integrações para obter o sinal em termos de velocidades ou deslocamentos, facto este que poderá não compensar o recurso à receptância. Para além disso o transdutor mais comum é o acelerómetro que faz as medidas em acelerações.

Exprimindo a relação entre a resposta $y(\omega)$ e a excitação $x(\omega)$ em coordenadas modais com a contribuição dos vários modos obtém-se a função de receptância como a soma algébrica das contribuições dos diversos modos ϕ_{mn} e ϕ_{nn} .

$$H_{mn}(\omega) = \frac{\phi_{m1}\phi_{n1}}{\omega_1^2 - \omega^2} + \frac{\phi_{m2}\phi_{n2}}{\omega_2^2 - \omega^2} + \dots + \frac{\phi_{mk}\phi_{nk}}{\omega_k^2 - \omega^2} + \dots + \frac{\phi_{mn}\phi_{nn}}{\omega_n^2 - \omega^2} \quad (4.16)$$

ϕ_{nk} e ω_k são, respectivamente, os elementos da matriz das componentes modais e a frequência natural do sistema estrutural associado ao k -ésimo modo de vibração. $H(\omega)$ traduz a amplitude e o desfasamento da resposta ao nível do m -ésimo grau de liberdade quando se aplica uma excitação harmónica de frequência angular ω , e intensidade unitária no n -ésimo grau de liberdade. A equação (4.16) traduz a relação da função de transferência com a frequência e tem subjacente um dos princípios em que se baseia a identificação modal de sistemas estruturais, sendo possível nesse contexto tecer as seguintes considerações:

- A contribuição de cada modo k é determinada pelo numerador $\phi_{mk}\phi_{nk}$, que representa o produto dos termos relativos aos graus de liberdade (g.l.) em que é medida a resposta e aplicada a excitação. Quando o modo não se desenvolve segundo o g.l. m ou n o numerador anula-se pelo que a contribuição do modo k é nula.
- O denominador traduz a proximidade da frequência de excitação ω , relativamente à frequência do sistema ω_k correspondente ao modo em causa. Quando a frequência de excitação se aproxima da frequência do sistema para um determinado modo, o termo correspondente a esse modo é claramente dominante sobre os restantes, pelo que se pode desprezar a sua contribuição (Proença *et al*, 1999).

A função de resposta em frequência pode ser representada com recurso ao gráfico de Bode, que genericamente se ilustra na Fig. 4.9, onde é possível identificar a ressonância do sistema em correspondência com um pico da curva $|H(\omega)|$ (Fig. 4.9-a) e a mudança brusca de valor no espectro de fase (Fig. 4.9-b) (Caetano, 1992). Com base na representação de Bode e na equação da recep-

tância avalia-se a evolução da função de transferência quer ao nível da amplitude quer ao nível da fase.

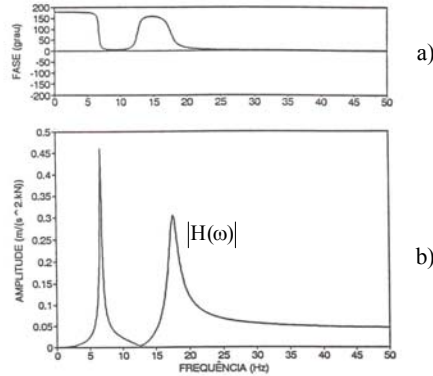


Fig. 4.9 – Representação de Bode para uma FRF através da relação aceleração/força (Caetano, 1992). a) Ângulo de fase e b) Função $|H(\omega)|$.

$$|H_{ij}(\omega)| = \frac{(\phi)_k \cdot (\phi_j)_k}{\left[(\omega_k^2 - \omega^2)^2 + (2\xi_k \omega_k \omega)^2 \right]^{\frac{1}{2}}} \quad (4.17)$$

$$\max |H_{ij}(\omega)| \text{ se } w_{mxk} = w_k \sqrt{1 - 2\xi_k^2}$$

$$\phi = a \tan \left(\frac{-2\xi_k p}{1 - p^2} \right)$$

Para baixas frequências a resposta é controlada essencialmente pela rigidez e está em fase relativamente à excitação. À medida que a frequência aumenta a força de inércia associada à massa da estrutura, aumenta a sua influência. Quando esta tem um valor particular de $\sqrt{\frac{K}{M}} = 0$, o valor associado à inércia iguala o da rigidez, ficando a resposta controlada apenas pelo termo do amortecimento. Neste caso, a amplitude da receptância assume um valor elevado dependendo este do valor do amortecimento. Se este fosse zero, o valor da resposta seria infinito. Ao nível da fase ela é neste caso igual a 90° . No caso de frequências mais elevadas o termo associado às forças de inércia ganha preponderância funcionando a estrutura como uma massa, originando uma diminuição do valor da receptância. Neste caso o valor da fase é de 180° estando a resposta em oposição de fase relativamente à excitação.

Analisando a equação de equilíbrio dinâmico no domínio do tempo,

$$m \ddot{u}(t) + c \dot{u}(t) + ku(t) = f(t) \quad (4.18)$$

No domínio da frequência e para um sistema de um grau de liberdade:

Se $\dot{u} = i\omega u$ e $\ddot{u} = -\omega^2 u$

$$H(\omega) = \frac{u}{F} = \frac{u}{m\ddot{u} + c\dot{u} + ku} = \frac{u}{-m\omega^2 u + ic\omega u + ku} = \frac{1}{-m\omega^2 + ic\omega + k} \quad (4.19)$$

Da análise da fórmula 4.10 (Døssing, Olé - P.2) verifica-se que para baixas frequências a resposta é dominada pela rigidez, estando a resposta em deslocamentos em fase com a excitação (mesmo sinal). Quando as frequências aumentam a parcela relativa à força de inércia assume valores crescentes e para $\omega = \omega_0 = \sqrt{\frac{k}{m}}$ as parcelas da rigidez e da inércia anulam-se, ficando a resposta controlada pelo termo de amortecimento, aumentando o valor da função e traduzindo-se num atraso entre a resposta e excitação de 90°. Se o valor relativo ao amortecimento, fosse exactamente zero a função assumiria valores de infinito. Para valores de frequência $\omega > \omega_0$ o termo da massa assume maior preponderância na resposta, o valor da resposta diminui (fora da ressonância) e fica com um atraso de 180° relativamente à excitação.

As funções transferência permitem calcular as características da densidade espectral de uma dada resposta $S_y(\omega)$ (também designada por densidade espectral de potência ou por espectro de potência quando o sinal se refere a acelerações) uma vez conhecida a densidade espectral $S_x(\omega)$ de uma excitação, através da expressão seguinte:

$$S_y(\omega) = |H(\omega)|^2 S_x(\omega) \quad (4.20)$$

onde as unidades da função de densidade espectral da excitação, $S_x(\omega)$, correspondem ao quadrado das unidades do sinal por unidade de frequência.

Os parâmetros que podem influenciar $|H(\omega)|^2$ são a massa m , a rigidez k e o amortecimento c , sendo que m e k afectam o valor da frequência de ressonância e c influencia a forma de $|H(\omega)|^2$. De facto, para sistemas altamente amortecidos, a resposta assemelha-se a uma resposta em banda larga que corresponde a um processo que recebe contribuições de componentes com frequências contidas numa zona alargada do espectro.

A função densidade espectral de potência contém a informação sobre o conteúdo energético dos processos estocásticos estacionários a que se referem. Para um dado intervalo de frequência $\Delta\omega$, a área sob a função densidade espectral, $S_x(\omega)$, representa a potência associada à frequência central desse intervalo.

$$\hat{S}_x(f_k) = \frac{1}{N \cdot \Delta t} \cdot |X_{nk}(f_k)|^2 \quad (4.21)$$

$$\hat{S}_{xy}(f_k) = \frac{1}{N \cdot \Delta t} \cdot |X_{nk}^*(f_k) \cdot Y_{nk}(f_k)| \quad (4.22)$$

$\hat{S}_x(f_k)$ e $\hat{S}_{xy}(f_k)$ são as estimativas para as funções densidade espectral de potência $S_x(f_k)$ e funções densidade espectral de potência cruzada $S_{xy}(f_k)$ respectivamente para cada valor de $f_k = k \cdot \Delta f = \frac{k}{N \cdot \Delta t}$.

Sendo mais cómodo trabalhar apenas com frequências positivas, e atendendo às propriedades de simetria das funções é comum trabalhar com as estimativas:

$$\hat{G}_x(f_k) = \frac{2}{N \cdot \Delta t} \cdot |X_{nk}(f_k)|^2 \quad (4.23)$$

$$\hat{G}_{xy}(f_k) = \frac{2}{N \cdot \Delta t} \cdot |X_{nk}^*(f_k) \cdot Y_{nk}(f_k)| \quad (4.24)$$

É possível ainda definir, em correspondência com a função de resposta em frequência uma nova função designada função de coerência que fornece indicações úteis sobre o grau de linearidade do sistema observado e a presença de ruído na entrada ou saída do sistema. Esta função apenas toma valores no intervalo $[0,1]$.

$$\gamma_{xy}^2(f) = \frac{|\hat{G}_{xy}(f)|^2}{\hat{G}_x(f) \cdot \hat{G}_y(f)} \quad (4.25)$$

$$\gamma_{yij}^2(f) = \frac{|\hat{S}_{yij}(f)|^2}{S_{yi}(f) \cdot S_{yj}(f)} \quad (4.26)$$

O conhecimento de $\gamma_{yij}^2(f)$ constitui uma medida do modo como as respostas $y_i(t)$ e $y_j(t)$ são produzidas por uma excitação comum.

Relativamente à obtenção dos coeficientes de amortecimento modais, Bendat e Piersol sugerem a aplicação do método de meia potência apenas se se verificarem as seguintes condições:

- Ser suficiente a definição da estimativa $S_{yij}(f)$ na vizinhança de cada ressonância.
- O coeficiente de amortecimento assuma valores muito baixos ($\zeta < 0.05$).

- A densidade espectral de potência da entrada $S_x(f)$ seja uniforme numa banda de frequência de largura igual a cerca de $6B_k$ (B_k – largura de meia potência), centrada em f_k .
- Os modos de vibração se encontrem suficientemente separados $(f_k - f_{k-1}) > 2(B_k + B_{k-1})$

Assim, para determinar as características da resposta através da densidade espectral há que determinar as características da densidade espectral de uma ou mais funções de excitação e depois determinar as propriedades da função de transferência $H(\omega)$.

Usando variáveis complexas, a função de transferência permite calcular a amplitude e a fase da resposta, sendo que, para uma dada frequência representa a razão entre a amplitude do movimento e a amplitude da força e a defasagem entre a excitação e a resposta.

Para a identificação dos parâmetros modais foi utilizado um dos métodos de 1 grau de liberdade que se baseiam no ajuste de apenas uma parte da função de resposta em frequência à curva teórica adoptada. Estes métodos baseiam-se no facto de que na vizinhança de uma ressonância a resposta dinâmica da estrutura é dominada pela contribuição do modo ressonante. A diferença entre os diversos métodos existentes de 1 grau de liberdade consiste essencialmente no tipo de aproximação da contribuição dos restantes modos na vizinhança de cada ressonância.

O método adoptado neste trabalho foi o da amplitude de pico (peak-picking method) e baseia-se na assunção de que é nula a contribuição dos restantes modos na vizinhança de uma ressonância, sendo possível substituir nessa zona a FRF em estudo por uma outra FRF de um grau de liberdade, cuja frequência e amortecimento coincidem com os parâmetros do respectivo modo de vibração (Caetano, 1992).

Assim a receptância passa a ser definida na proximidade de cada frequência $w_k = 2\pi f_k$ por:

$$H_{ij}(\omega) = \frac{(\phi_i)_k \cdot (\phi_j)_k}{(\omega_k^2 - \omega^2) + i(2\zeta_k w_k \omega)} \quad (4.27)$$

Com esta metodologia a identificação dos parâmetros dinâmicos fica dependente para cada modo de vibração da caracterização de apenas três pontos sobre cada FRF (picos e pontos de “meia potência”). Se por um lado é um método que conduz a uma grande simplificação, deve ser encarado com cuidado e aplicado apenas em casos com boas estimativas. Caso contrário é um método bastante limitado (principalmente na determinação dos coeficientes de amortecimento).

Referem-se aqui alguns aspectos a ter em conta na aplicação deste método:

- Separação dos modos de vibração – diminuição da contribuição dos modos vizinhos nas ressonâncias.

- Resolução em frequência – discretização da função espectral pode traduzir-se em erros tanto maiores quanto a distância entre duas riscas espectrais consecutivas.
- Coeficiente de amortecimento: O valor do coeficiente de amortecimento condiciona as estimativas dos parâmetros pretendidos. Assim se tivermos um elevado amortecimento o problema da resolução em frequência torna-se mais importante, e se pelo contrário tivermos baixos coeficientes de amortecimento, a contribuição dos modos não ressonantes aumenta podendo aumentar os erros na avaliação dos parâmetros modais.
- Modelo do amortecimento: A aplicação do modelo de amplitude de pico na determinação dos parâmetros modais reais apenas tem validade se o amortecimento for do tipo proporcional. Na prática o amortecimento em estruturas reais pode ser aproximado ao proporcional quando os coeficientes de amortecimento são baixos ($\xi < 5\%$).

Em resumo, este método produz resultados satisfatórios quando aplicados a sistemas cujo amortecimento é do tipo proporcional, não sendo o seu valor demasiado alto ou baixo, onde as frequências se encontram bem separadas e para as quais as FRF apresentam uma boa resolução no domínio da frequência.

4.3.2 Ensaio de vibração ambiental

A aplicabilidade de excitadores mecânicos no tipo de estrutura analisada neste trabalho conduziria por um lado a custos elevados e por outro a eventuais danos nas estruturas, que estando a ser utilizadas e habitadas provocaria transtornos aos utilizadores. Assim, os ensaios foram efectuados com base em vibrações produzidas por acções ambientais, tendo os aparelhos de medida sensibilidade suficiente para se obter registos de sinais que possam ser considerados como caracterizadores da resposta do sistema. Neste tipo de ensaios a fonte de vibração não é controlada e tem origem, por exemplo, na actuação do tráfego, do vento, do movimento humano, de microssismos e de forças geradas por sistemas electromecânicos em funcionamento nas proximidades da estrutura. Esta técnica de ensaio pode considerar-se a mais simples, quando comparada com outras que envolvem processos de excitação da estrutura mais complexos e onerosos.

Uma vez que neste caso contribuem para a excitação ambiental acções de diversas origens, independentes entre si, é usual proceder à sua idealização através de um processo estocástico de banda larga também designado por ruído branco de banda ilimitada, o que corresponde a tomar como constante a densidade espectral de potência de entrada na gama de frequência de interesse e consequentemente a densidade espectral de potência da excitação.

As relações excitação - resposta são em muitos casos definidas no pressuposto de que a excitação determinística ou aleatória é conhecida, no entanto existem situações em que tal não se verifica como os ensaios por análise de vibração ambiental usado para este trabalho. Das abordagens do problema existentes, refira-se a apresentada por Bendat e Piersol, aplicável a sistemas lineares com baixo amortecimento ($\zeta < 0.05$) com modos bem separados. Esta baseia-se na constatação de que quando a função densidade espectral de potência da entrada é constante, então a amplitude da função de resposta em frequência é proporcional à raiz quadrada da função densidade espectral de potência da resposta.

Num ensaio de vibração ambiental o conteúdo em frequência da espectral da excitação é muito vasto, sendo geralmente considerado correspondente a um ruído branco S_0 . Designa-se por ruído branco um sinal associado a um processo teórico que recebe iguais contribuições de todas as frequências, tendo portanto a densidade espectral constante ao longo de toda a gama de frequências. A relação entre a densidade espectral da resposta e da acção obtém-se então pela equação:

$$S_y(\omega) = |H(\omega)|^2 S_0 \quad (4.28)$$

que, em virtude de S_0 ser constante, permite relacionar a função de transferência com a densidade espectral da resposta através da seguinte expressão:

$$|H(\omega)| \equiv \text{constante} \sqrt{S_y(\omega)} \quad (4.29)$$

Tal significa que todos os picos de $|H(\omega)|$ serão picos de $S_y(\omega)$, pelo que é possível identificar as frequências naturais do sistema por análise da função densidade espectral de potência da resposta. Logo as propriedades da FRF atrás referidas serão aplicáveis à densidade espectral da resposta aferida num ensaio de vibração ambiental.

Embora o gráfico da densidade espectral da resposta a um ruído branco se aproxime de um gráfico típico de um processo de banda estreita, já que a maior parte da “energia” do sinal se centra numa zona limitada do espectro em torno dos valores das frequências próprias do sistema, é quase irrelevante se a excitação é de facto um ruído branco ou um processo de banda larga, já que o sistema apenas amplifica as componentes da excitação com frequências próximas da sua frequência própria (Caetano, 1992). Contudo, dada a hipótese subjacente a esta técnica de ensaio, os resultados assim obtidos poderão implicar a consideração de algumas reservas, já que, na realidade, a função densidade espectral de potência da excitação dificilmente será constante e pode até nem corresponder a um espectro de banda larga. Em consequência, os picos da densidade espectral da resposta reflectem, não apenas as ressonâncias do sistema, mas também certas componentes dominantes da excitação (Caetano, 1992).

Assim, na perspectiva de melhorar os resultados obtidos com os ensaios de vibração ambiental, consideram-se as funções de densidade espectral cruzadas $S_{y_i y_j}(\omega)$ em correspondência com registos da resposta $y_i(t)$ e $y_j(t)$, tomados em pontos de medida i e j distintos.

A partir das funções de densidade espectral cruzadas $S_{y_i y_j}(\omega)$ calculam-se as funções de coerência $\gamma_{y_i y_j}^2(\omega)$, considerando-se que os sinais estão bem correlacionados se $\gamma_{y_i y_j}^2(\omega) \geq 0.7$, isto é se $y_i(t)$ e $y_j(t)$ são produzidas por uma fonte de excitação comum. As funções de coerência permitem obter um grau de linearidade entre a excitação e a resposta, as quais têm o valor entre 0 e 1. Enquanto que o valor 0 está associado a medições de puro ruído, o valor 1 reflecte a ausência de ruído na medição. A variação deste valor depende por um lado do ruído existente no sistema e por outro do grau de linearidade entre excitação e resposta. Assim, o valor de 0.2 representa uma elevada percentagem de ruído e o valor de 0.6 representa uma fraca linearidade entre a excitação e a resposta, ou seja, não linearidade nas frequências de ressonância (Døssing, Olé Part2).

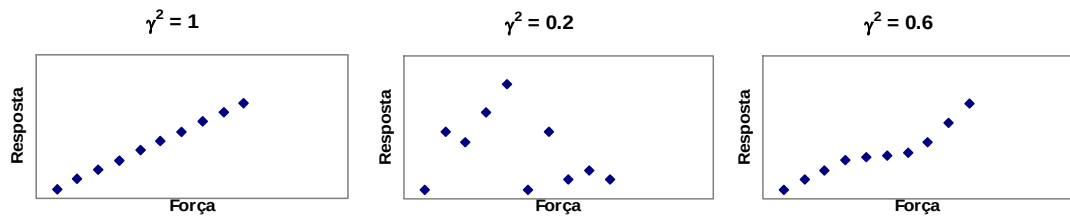


Fig. 4.10 – Funções de coerência – linearidade entre excitação e resposta

Por sua vez, a análise da evolução da fase da função $S_{y_i y_j}(\omega)$ permite verificar se os picos de $S_{y_i}(\omega)$, em correspondência com uma dada frequência ω_k , se referem (ou não) a um modo de vibração k , sendo que a diferença de fase entre as componentes associadas a um dado modo só pode ser de 0° ou de 180° . Por outras palavras, se, para uma dada frequência, a função de coerência é elevada e a fase está próxima de 0° , então poderá corresponder-lhe um modo de vibração da estrutura envolvendo o movimento em fase dos dois pontos em estudo. Se a fase está próxima de 180° , então poderá estar associado a um modo de vibração da estrutura envolvendo movimentos em oposição de fase nos dois pontos em estudo.

Proença (Proença, 1999) refere ainda, no contexto da análise sísmica, que o facto de a vibração observada, durante um ensaio de vibração ambiental, ser de intensidade significativamente inferior àquela que caracteriza a sua resposta, poderá colocar reservas na extrapolação dos resultados experimentais para os modelos considerados na análise. Deste facto resulta ainda que possa ser difícil a determinação de frequências, configurações modais e também de coeficientes de amortecimento associados a modos pouco excitados pela vibração ambiental. Os coeficientes de amorte-

cimento (em particular) podem também ser estimados através da análise dos registos obtidos num ensaio de vibração ambiental, mas são os parâmetros dinâmicos de avaliação mais difícil com este tipo de ensaio, não tendo sido avaliados neste trabalho.

As diversas grandezas sísmicas envolvidas nos problemas de engenharias de estruturas são quantificadas geralmente através da utilização de transdutores que permitem converter grandezas mecânicas noutras grandezas de mais fácil medição e tratamento. Usualmente fornecem como imagem da grandeza observada uma tensão proporcional ao parâmetro físico a medir e apresenta um registo contínuo no tempo. Para eliminar o ruído e extrair os parâmetros de interesse deve-se aplicar ao sinal de saída, técnicas digitais de processamento sendo necessário proceder a uma observação discreta num espaço de tempo limitado.

Na caracterização do conteúdo espectral associado a uma determinada grandeza física através da aquisição e análise de um sinal contínuo, são cometidos diversos erros provenientes quer do processo de medição quer das técnicas de processamento. Estes erros devem ser convenientemente caracterizados e tratados ou eliminados por forma a que a imagem espectral final represente tanto possível o sinal real. As maiores fontes de erros são associadas ao processo de medição, devido ao carácter finito deste processo e à sua discretização. O carácter finito de informação resulta da impossibilidade de observar o sinal indefinidamente e traduz-se na conversão da energia associada a uma frequência específica numa banda de frequências em torno desta última, resultando o erro de “leakage”. Face ao carácter finito da amostragem, este erro é maior quando o sinal não é periódico ou quando o período de amostragem não é múltiplo do período do sinal. Para além do aumento do período de amostragem que se mostra pouco prático e moroso, o método mais aplicado para anular este erro é a aplicação de janelas de dados não rectangular:

- Janela de “cosine-taper”
- Janela de “Hanning”
- Janela de “Welch”
- Janela exponencial

É usual a utilização de janelas tipo rectangulares e exponenciais em sinais impulsivos sendo as primeiras aplicáveis quando a resposta se anula no período de tempo analisado, não havendo por isso efeito de “leakage”, e as segundas quando tal não aconteça, introduzindo um amortecimento artificial no sinal. Para sinais aleatórios é frequente a utilização da janela de Hanning, por conjugar uma relativamente estreita largura do lóbulo principal com uma pequena altura dos lóbulos laterais. Neste trabalho foi utilizado este tipo de filtro.

Por outro lado a impossibilidade de caracterizar de um forma contínua o sinal leva a que apenas se possa caracterizar o conteúdo espectral num intervalo de frequência limitado $[-F/2, F/2]$, veri-

ficando-se uma sobreposição da energia contida em frequência fora desse intervalo ao conteúdo das frequências mais baixas dentro desse intervalo. Este erro é denominado por “aliasing”. Para eliminar este tipo de erro não basta aumentar a frequência de amostragem, uma vez que o conteúdo espectral não é conhecido e pode haver sobreposição dos sinais em gamas de frequências fora do intervalo $[-F/2, F/2]$. Assim deve-se intercalar um filtro analógico entre a saída do transdutor e a entrada no sistema de conversão, de forma a eliminar o contributo de todas as frequências acima da frequência de Nyquist.

Outro erro de grande importância é o introduzido por ruídos na fase de medição (ruído analógico) proveniente dos sensores condicionadores e ligações entre os aparelhos. Este tipo de erros leva a grandes distorções do sinal medido, sendo fácil a sua identificação “*in-situ*”. A sua redução depende de uma boa montagem dos aparelhos de medida e da boa qualidade das ligações dos cabos utilizados. Com importância secundária refira-se o erro provocado na conversão analógico/digital, essencialmente de truncatura ou arredondamento.

Os valores obtidos nas diversas amostragens vêm por isso afectados em consequência de erros na fase da medição e processamento do sinal, assim como eventuais perturbações do sinal por fontes exteriores ao sistema. Para além dos erros focados acima, existem ruídos presentes nos sinais devido a acções não quantificáveis sobre o sistema, sendo importante muitas vezes eliminar componentes do sinal fora de uma determinada banda de interesse. Um filtro pode ser analógico ou digital, tendo o primeiro uma implementação física efectuada através de circuitos electrónicos e a segunda uma implementação numérica por meio da qual um conjunto de operações aritméticas são realizadas sobre o sinal amostrado. Dada a grande evolução tecnológica e o seu baixo custo os filtros digitais têm sofrido um grande aumento de procura. Note-se contudo que a utilização dos filtros digitais não dispensa o uso de filtros analógicos como sucede nas situações em que se pretende eliminar os efeitos de “aliasing”, sendo neste caso fundamental excluir a gama de frequências acima da frequência de Nyquist, eliminando assim qualquer sobreposição do sinal. Se não for utilizado um filtro analógico a série amostrada poderá vir afectada por este tipo de erros impossíveis de eliminar com filtragem digital. Os sismógrafos utilizados nas medições efectuadas no âmbito deste trabalho incluíam um filtro analógico que filtrava o sinal das frequências acima da frequência de Nyquist.

O método mais apropriado para medir a resposta dinâmica das estruturas e avaliar as suas “fraquezas” consiste na colocação de acelerómetros e na análise dos seus resultados. Se para definir apenas as frequências naturais pode ser suficiente a utilização de apenas um acelerómetro que deve ser colocado em várias posições armazenando para cada uma delas o respectivo sinal de saída, a necessidade de avaliar as configurações modais requer a utilização de vários acelerogramas em

cada medição. Assim devem ser utilizados um ou dois acelerómetros de referência (fixos) em conjunto com outros acelerómetros móveis que mudam de posição após cada medição. Os pontos de medida não devem ser muito afastados de forma a garantir uma boa resolução espacial. Em cada ponto são medidas as amplitudes e a fase entre os vários acelerómetros.

Os parâmetros modais do modo dentro da gama de interesse constitui uma completa descrição dinâmica da estrutura, representando cada modo as propriedades dinâmicas de uma estrutura sem forças a actuar. A análise modal é o processo de determinação dos parâmetros modais úteis para a formulação de modelos matemáticos dinâmicos necessários e desejáveis para:

- Compreender o modo de funcionamento das estruturas sob acções dinâmicas;
- Simular ou prever as respostas a forças exteriores;
- Simular alterações do comportamento devido a alterações mecânicas e físicas das estruturas.

Estes modelos não representam exactamente a estrutura existente mas sim uma aproximação baseada em alguns pressupostos e por apoios localizados. Necessitam muitas vezes (essencialmente na análise de estruturas existentes) de serem complementados e validados por análises experimentais como a determinação dos parâmetros modais.

Neste contexto descrevem-se a seguir os ensaios dinâmicos realizados para calibrar e validar os modelos numéricos realizados e os seus pressupostos.

4.4 ENSAIOS DINÂMICOS PRELIMINARES REALIZADOS NO QUARTEIRÃO NA CIDADE DA HORTA

Após a ocorrência do sismo de 9 de Julho de 1998 foram efectuadas algumas prospecções com o objectivo principal de identificar os danos ocorridos para eventual reparação e reforço. Para isso foram feitos diversos levantamentos das casas, incluindo as existentes no quarteirão em estudo onde se discretizou a sua geometria e caracterizaram os materiais e as tipologias estruturais. Foi neste contexto que numa primeira fase, anterior ao desenvolvimento deste trabalho, foram realizados “*in-situ*” ensaios dinâmicos com vista a caracterização e medição das frequências próprias da estrutura. Apesar de as frequências por si só não determinarem o tipo de comportamento da estrutura serviram para aferir e calibrar os modelos numéricos ao nível das propriedades mecânicas e da sua massa.

Esta campanha foi realizada em alguns edifícios da ilha do Faial sujeitos ao sismo de 9 de Julho de 1998. Foi utilizado um acelerómetro de 12bits para efectuar ensaios de vibração ambiental

(vibração provocada pelo tráfego). As medições foram efectuadas nas paredes da fachada nos pontos mais altos a que se tinha acesso. O nível de vibração era relativamente baixo para a resolução da instrumentação utilizada, e os edifícios tinham apenas dois a três pisos. Entre outros, estes dois factores dificultaram a obtenção das frequências dos modos fundamentais das estruturas. Para além disso é importante salientar a complexidade do comportamento do tipo de estruturas existentes, condicionado por materiais bastante heterogéneos e por influência de habitações vizinhas. De facto, o carácter “tradicional” das casas existentes, devendo ser preservado como património, levanta dificuldades ao nível do seu estudo mecânico só possível com ferramentas adequadas e campanhas de prospecção “*in-situ*” bem planeadas e idealizadas. Estes ensaios pela sua simplicidade e rapidez de execução, permitiram apenas caracterizar a ordem de grandeza das frequências das estruturas, tendo sido nesta fase difícil associá-las a qualquer modo de vibração. Para melhor resolver este problema devem ser efectuadas análises do mesmo tipo mas com instrumentos mais sensíveis e em maior número para permitir determinar não só os valores das frequências como as configurações modais associadas.

Uma das casas analisadas foi a casa nº 15 da rua Conselheiro Ernesto Rebelo cujos resultados se apresentam na Fig. 4.11 (Oliveira, 1999).

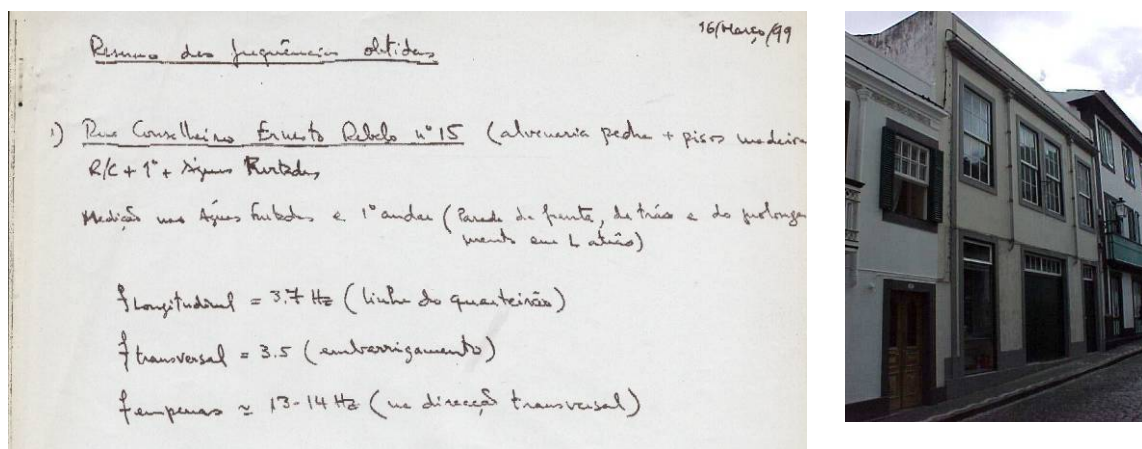


Fig. 4.11 – Resultados na casa nº 15 da rua Conselheiro Ernesto Rebelo

Já em 1980 após a ocorrência do sismo, haviam sido feitas prospecções dinâmicas em casas com a mesma tipologia (R/C + 1º + águas furtadas) das estudadas neste trabalho tendo-se obtido os seguintes resultados:

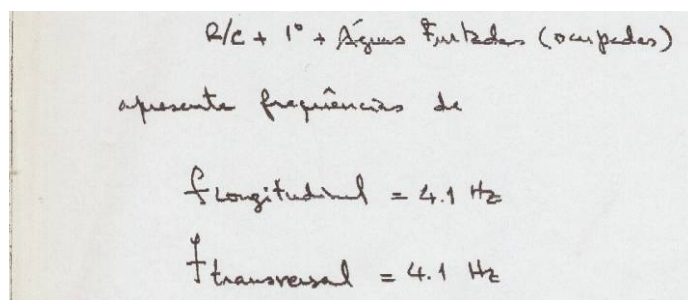


Fig. 4.12 – Resultados de ensaios realizados numa habitação após o sismo de 1980

Estas frequências foram obtidas por registos realizados com as casas sujeitas a vários regimes de excitação ambiental.

Os valores obtidos serviram numa primeira fase como referência para calibrar as propriedades mecânicas dos elementos permitindo assim efectuar um estudo paramétrico do comportamento e da influência de alguns elementos estruturais. Os resultados obtidos desta análise serviram de base para planear mais tarde uma segunda campanha de prospecção onde foi possível avaliar convenientemente não só as frequências das estruturas em estudo como das configurações modais associadas.

4.5 ENSAIOS COMPLEMENTARES

Os modelos numéricos efectuados no âmbito do estudo do quarteirão devem ser convenientemente calibrados e validados com base em análises experimentais “*in-situ*”. Pretende-se neste capítulo descrever os ensaios dinâmicos efectuados e apresentar os resultados modais obtidos. Com base nas relações excitação-resposta obtidas através de ensaios de vibração ambiental, foi possível caracterizar as propriedades dinâmicas das estruturas, nomeadamente as frequências naturais e os respectivos modos de vibração. A calibração dos modelos numéricos foi efectuada pela análise e comparação numérica dos mesmos parâmetros obtidos por via experimental.

Nesta segunda campanha foram utilizados cinco sismógrafos do Laboratório Nacional de Engenharia Civil (L.N.E.C.) e do prof. Sousa Oliveira, tendo sido possível efectuar medições em algumas das casas de uma forma mais completa, utilizando-se para cada estação de medida cinco sismógrafos, dois dos quais funcionando como sismógrafos de referência. A sua localização em cada uma das casas foi adequadamente estudada, com base por um lado nos resultados de modelos numéricos preliminares já efectuadas, e por outro adequando as limitações existentes às acessibilidades no local. Agradece-se no entanto a disponibilidade demonstrada pelas populações que se mostraram receptivas à execução dos ensaios. Na sequência dos resultados apresentados e comentados na secção anterior, efectuou-se uma campanha de ensaios dinâmicos no quarteirão em locais

que se mostraram mais vulneráveis na análise numérica prévia (cantos e heterogeneidades em planta e altura - Fig. 4.13) e onde foi possível aceder.

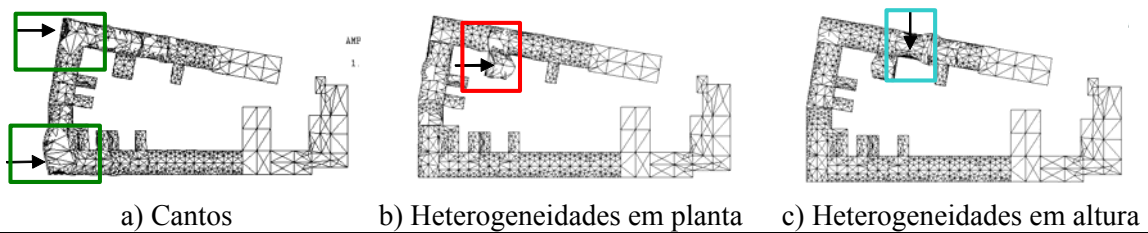


Fig. 4.13 – Modos da análise preliminar

Para além disso, a existência de um edifício de betão no topo do quarteirão apesar da existência de uma junta entre este edifício e os restantes em alvenaria tradicional de pedra, pode influenciar e originar uma interacção entre estes dois tipos de edifícios essencialmente na direcção longitudinal do quarteirão. Assim, foram submetidos a medições de vibração ambiental as estruturas do edifício dos correios, da casa nº15 (já anteriormente modelada e analisada) e de duas casas na rua Serpa Pinto, a casa nº 16 e casa nº 24, todas ilustradas na Fig. 4.14.

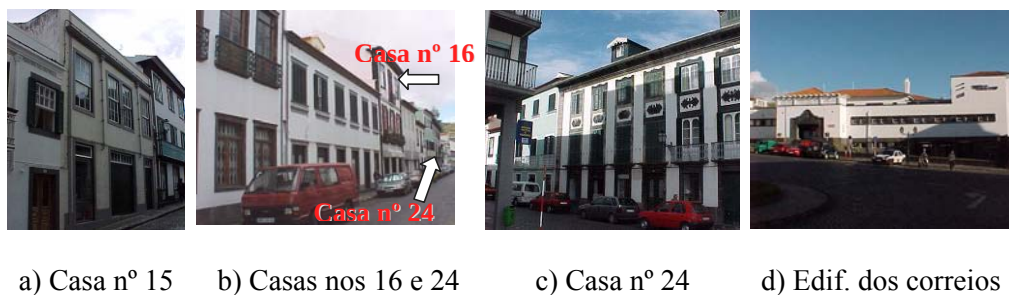


Fig. 4.14 – Edifícios sujeitos a medições de vibração ambiental

Os ensaios de medição de vibração ambiental foram realizados com recurso a cinco macrosismógrafos GEOSYG, modelos GSR-12 e GSR-16 (Grob, 1999), respectivamente, com 12 e 16 bits de resolução (Fig. 4.15 e Fig. 4.16).



Fig. 4.15 – Sismógrafos

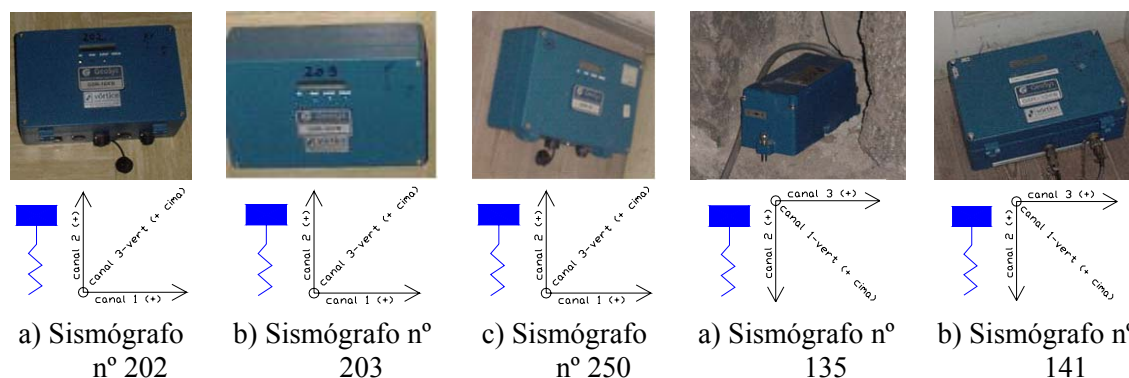


Fig. 4.16 – Sismógrafos de 12 bits (135, 141) e Sismógrafos de 16 bits – direcção dos canais de medição

Possuindo acelerómetros em três direcções (duas horizontais e uma vertical) e uma certa capacidade de armazenamento dos dados adquiridos, estes aparelhos permitem obter os registos de acelerações nessas direcções, que são depois transferidos para um computador onde também pode ser realizada uma primeira análise dos sinais recolhidos. Em cada casa os registos foram efectuados em séries de estações de medição, cada uma composta por três sismógrafos móveis e dois de referência.

É importante testar os equipamentos e ganhar alguma sensibilidade no seu manuseamento e configuração por forma a evitar erros de utilização que por desconhecimento comprometam os resultados das medições.

O planeamento prévio dos trabalhos a executar “*in-situ*” é muito importante por forma a ter bons resultados. Após a definição das casas a estudar é importante prever e definir quais os pontos de cada uma delas que devem ser medidos por forma a evitar nodos (pontos com deslocamento zero numa determinada configuração modal).

Num estudo preliminar pode-se concluir que os cantos dos edifícios são pontos fundamentais a ser medidos uma vez que a sua deformação é caracterizadora do modo correspondente. Após a definição dos pontos a serem medidos, é necessário programar as estações de medida tendo em conta o equipamento disponível. Uma vez que foi possível disponibilizar cinco sismógrafos para esta campanha, definiu-se um conjunto de estações em que se utilizavam dois sismógrafos de referência e três sismógrafos móveis. Os dois sismógrafos de referência eram colocados em pontos mais altos das estruturas por forma a melhorar o registo dos resultados. Refira-se mais uma vez que os ensaios tiveram por base acções ambientais, o que origina por vezes, essencialmente em estruturas mais rígidas, baixos valores de acelerações que pode dificultar a observação dos resultados. De uma maneira geral, e tendo cuidado com os nodos dos modos fizeram-se medições em estações com sismógrafos distribuídos num piso e distribuídos em altura, para assim verificar as configurações modais de cada modo. Em cada estação os sismógrafos eram programados com o sistema de

time-table, registando-se valores em cinco minutos com uma frequência de amostragem de 200Hz (período=0.005seg) eliminando problemas de “aliasing” abaixo de 100Hz. Os macro-sismógrafos filtravam analogicamente os sinais com frequências superiores à frequência de Nyquist. Os cinco minutos de registo enquadra-se em: $T \geq \frac{1000}{f_{\min}}$. Tendo-se previsto que $f_{\min} = 3\text{Hz}$ então

$T \geq \frac{1000}{3} \geq 333\text{seg}$. Neste tipo de ensaio é importante tomar nota de todos os passos por forma a que na fase de tratamento dos mesmos se evite indefinições e erros. É importante salientar que um erro não detectado ou por exemplo, um engano na orientação de um sismógrafo deturpa por completo as medições efectuadas. Em cada estação de medida foram fotografados todos os sismógrafos para definir a sua posição, que confrontada com as orientações dos canais dos sismógrafos (Fig. 4.16) permitiu identificar posteriormente a direcção a que correspondia cada sinal. No anexo IV estão apresentados alguns casos.

A partir dos registos de acelerações de cada estação foram calculadas as correspondentes densidades espectrais de potência, com recurso a procedimentos baseados na transformada rápida de Fourier (FFT) e que fornecem uma estimativa das funções de transferência para os graus de liberdade instrumentados (dois horizontais e um vertical por cada macro-sismógrafo).

Esses procedimentos estão disponíveis no programa de análise CLOSEVIEW (associado aos macro-sismógrafos GEOSYG) e foram utilizados para o processamento dos registos que consistiu na seguinte sequência de operações, (Costa C., 2001),

- Aplicação de filtros de Hanning a janelas temporais dos registos de forma de contrariar o efeito de Leakage, (Caetano, 1992).
- Filtragem digital dos registos com um filtro passa-baixo regulado para 1/8 da frequência de amostragem de modo a contrariar o efeito de Aliasing e a eliminar as componentes de alta-frequência.
- Filtragem digital dos registos com filtro passa-alto regulado para 1 Hz.
- Correção “baseline” para anulamento do valor residual médio do registo.

Numa fase subsequente foi efectuada a identificação modal com base na técnica da decomposição no domínio da frequência (FDD) implementada no programa ARTEMIS (SVS, 2002). Esta técnica, (Cunha, A. *et al*, 2004) e (Brincker, 2000), consiste, numa primeira fase, no cálculo dos valores próprios das matrizes das densidades espectrais de potência da resposta, obtidas através dos auto-espectros e espectros cruzados de cada ensaio. Numa segunda fase são seleccionados os picos dos espectros desses valores próprios que permitem obter as frequências naturais do sistema. Este

método permite evitar ou diminuir os problemas de ruídos e identificação de modos com frequências próximas.

Tendo sido levadas a cabo cerca de 10 estações de medida para cada casa, contendo cada uma informação de cinco sismógrafos em três direcções, foi necessário desenvolver um pequeno programa em linguagem C que permitiu tratar essa informação e compatibilizar os resultados para o formato do ARTeMIS. No anexo 4.1 está descrito o processo de tratamento dos resultados dos sismógrafos.

Um dos problemas existentes estava relacionado com o atraso relativo dos sismógrafos no arranque da medição, que causavam deturpações nos valores medidos. Era por isso importante de uma forma sistemática corrigir os resultados, com base na hora de início de cada medição. Para isso foi preciso armazenar toda a informação de cada sismógrafo para cada estação para assim proceder ao ajuste dos resultados.

Nos pontos seguintes descrevem-se as campanhas de medição realizadas em cada uma das casas, assim como a sequência de análises realizadas para aferir cada um dos modos de vibração.

4.5.1 Casa 15

A análise numérica preliminar detalhada da casa nº15 da Rua Comendador Ernesto Rebelo (Capítulo III) conduziu à identificação dos parâmetros modais como as frequências próprias da estrutura e respectivos modos de vibração. Estes resultados serviram de base para a prospecção “*in-situ*” efectuada posteriormente permitindo identificar os pontos adequados para a colocação dos sismógrafos, evitando os nodos.

Apesar de planeada, a campanha de prospecção na casa 15 foi caracterizada por algumas dificuldades sempre existentes neste tipo de trabalhos. As configurações dos sismógrafos (time-table), a sua localização e posterior armazenamento de resultados foram alguns dos factores que contribuíram para a complexidade do ensaio. A título de exemplo referem-se alguns cuidados a ter neste tipo de ensaios por forma a evitar limitações “*in-situ*” que podem invalidar ou impedir a sua realização como efectuar previamente testes aos equipamentos, nomeadamente à capacidade de armazenamento de informação, ao correcto funcionamento do time-table, à verificação da existência de baterias que permitem o armazenamento das configurações ao longo do tempo etc..

No decurso deste estudo, a casa nº15 sofreu alguns trabalhos de reabilitação, essencialmente no que diz respeito aos pavimentos e a prolongamentos da estrutura com introdução ou substituição de alguns elementos estruturais. Assim, para além dos ensaios efectuados foi importante fazer novo levantamento da casa com particular atenção para as alterações entretanto efectuadas (Fig. 4.17),

localizadas principalmente ao nível do piso 1 nas traseiras da casa, que incluiu a reabilitação da estrutura do telhado.



Fig. 4.17 – Alterações na casa 15

Apresentam-se na Fig. 4.18 as distribuições dos sismógrafos nas oito estações de medida efectuadas. Nas estações 1 e 4 não estão representados um dos sismógrafos, devido a problemas ocorridos “*in-situ*”, nomeadamente à má gravação dos registos. Com a cor verde estão representados os sismógrafos móveis e a azul os sismógrafos de referência. Para cada um deles estão representadas as direcções dos canais de medição.

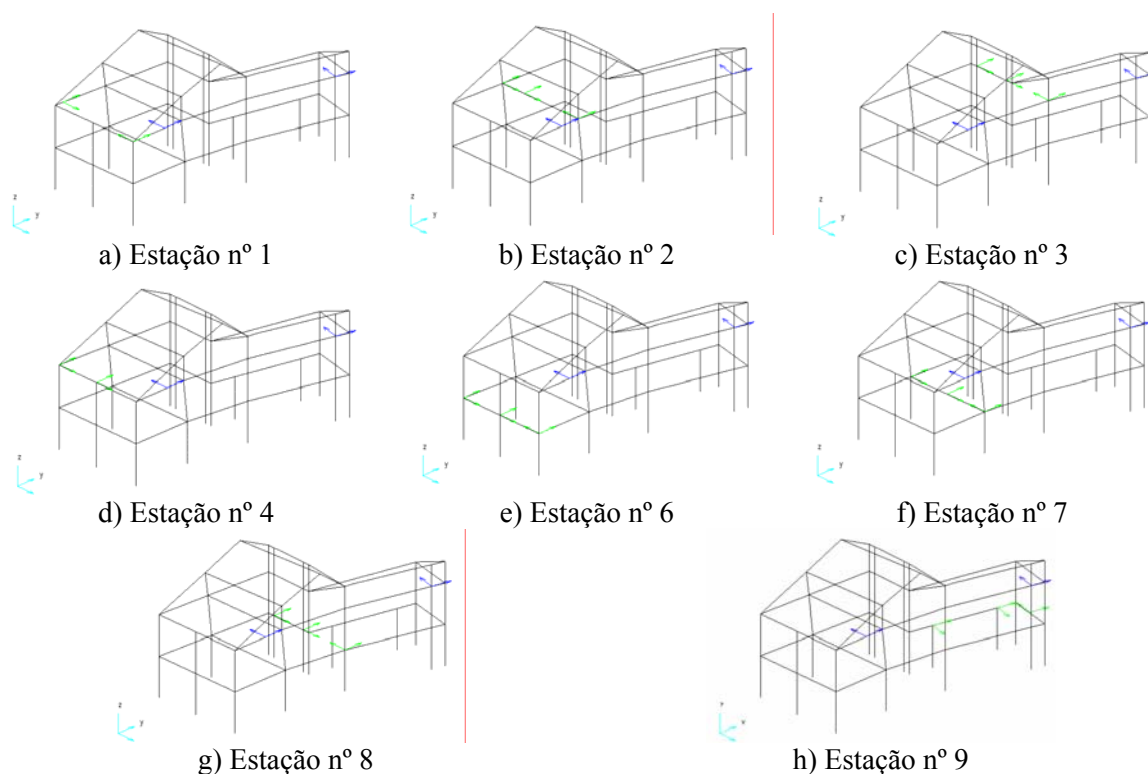


Fig. 4.18 – Estações de medição na casa 15 – Localização dos sismógrafos

Em cada uma das medições foi importante registrar as orientações dos sismógrafos assim como a ordem de cada uma das direcções. Assim, na Fig. 4.19 (ARTEMIS) representam-se as informações da localização dos sismógrafos, assim como a sua orientação com base no critério adoptado na Fig. 4.16.

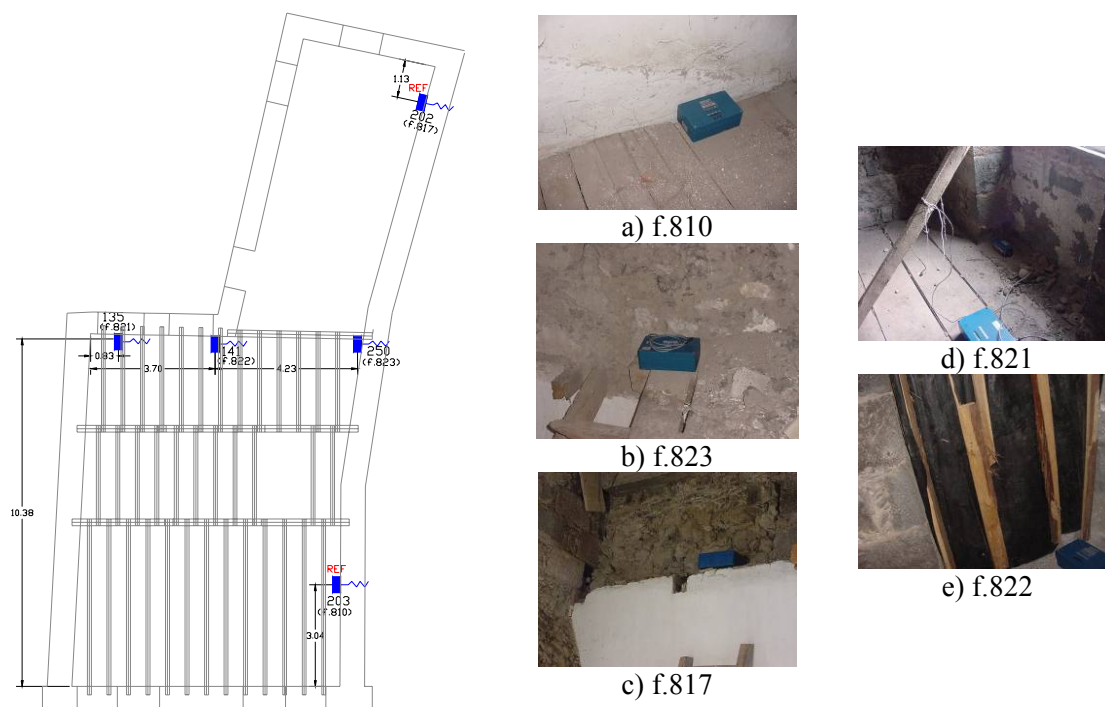
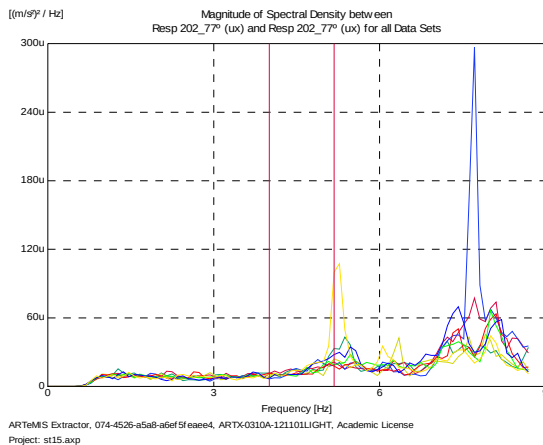


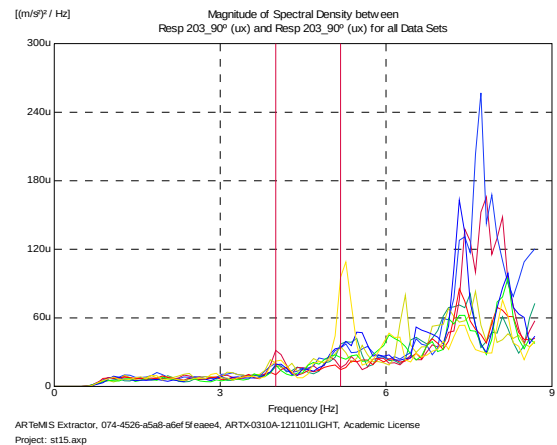
Fig. 4.19 –Casa 15- Estação nº4

Os sismógrafos utilizados nas estações permitem a medição do sinal em três direcções. Uma vez que um dos objectivos principais era o comportamento horizontal das estruturas vão-se apresentar apenas os resultados nessas direcções. A análise dos resultados foi feita com base no programa ARTEMIS. Numa primeira fase era importante por um lado localizar algumas frequências com ressonâncias e por outro avaliar a qualidade dos resultados de cada sismógrafo e de cada estação de medida. Assim começou-se por analisar os resultados dos sismógrafos de referência.

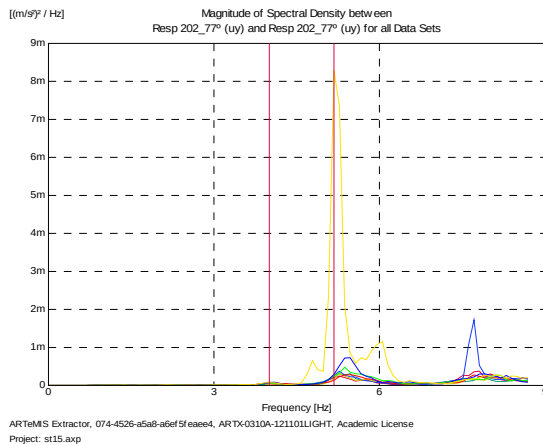
Na Fig. 4.20 estão representados os autos espectros nas duas direcções dos sismógrafos de referência.



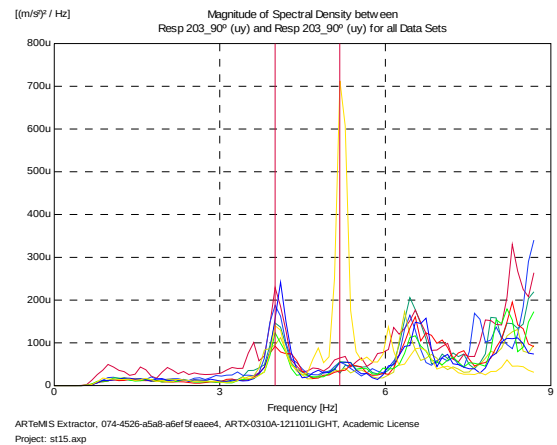
a) Sismógrafo 202 – dir. transversal do quarteirão



b) Sismógrafo 203 – dir. transversal do quarteirão



c) Sismógrafo 202 – dir. longitudinal do quarteirão



d) Sismógrafo 203 – dir. longitudinal do quarteirão

Fig. 4.20 – casa 15- Auto espectros dos sismógrafos de referência em todas as estações

A partir das funções representadas observa-se a predominância das respostas em uma das estações (estação nº 9 – a amarelo na direcção longitudinal). Vê-se igualmente, com um valor de acelerações mais baixo, um pico nos registos de várias estações e não apenas de uma. Em ambos os casos, a direcção com melhores ressonâncias é a direcção longitudinal ao quarteirão. Fez-se posteriormente a análise das respostas sem a estação nº 9 da qual se obtiveram os resultados da Fig. 4.21

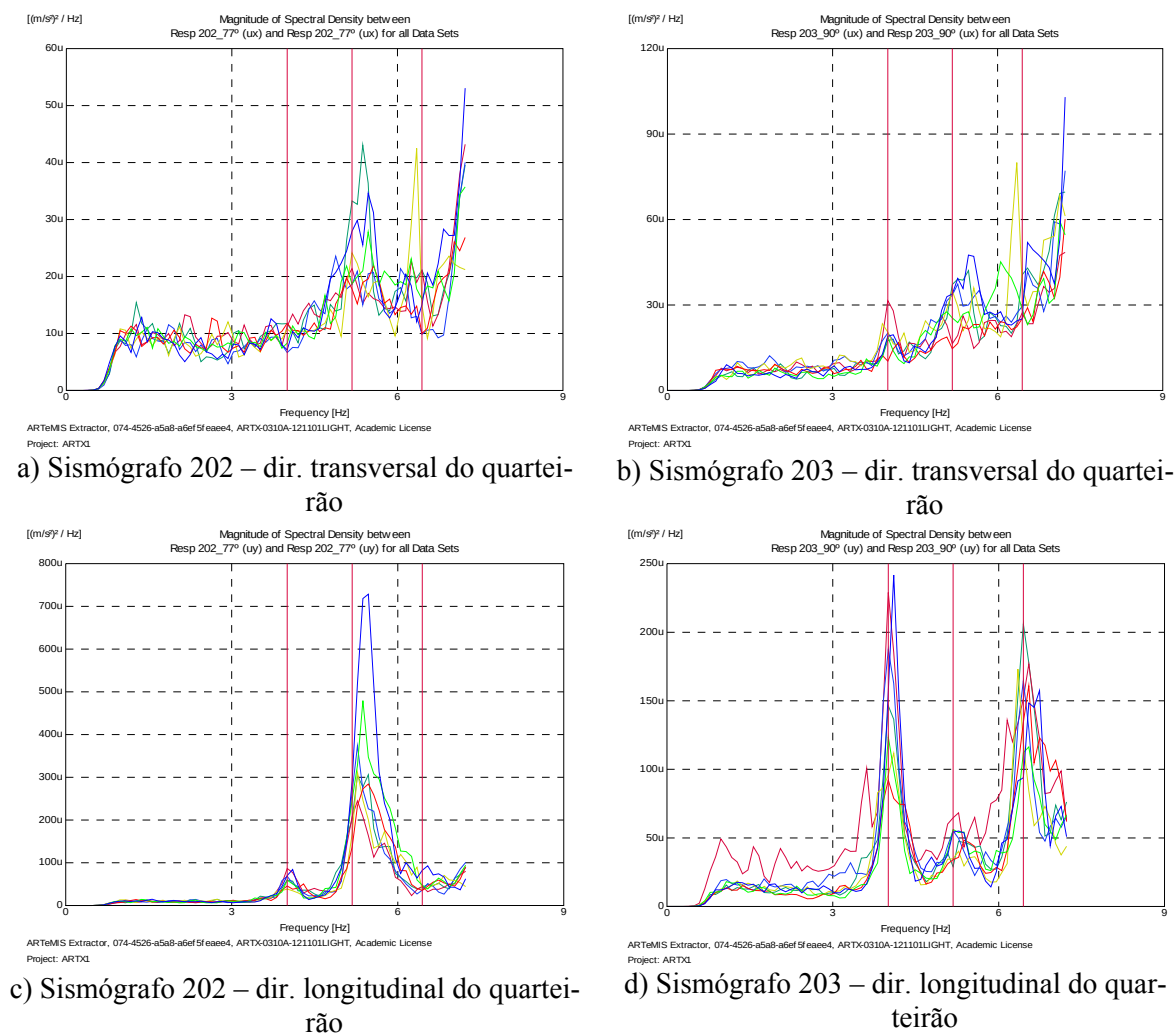


Fig. 4.21 – casa 15- Auto espectros dos sismógrafos de referência nas estações st1 a st8

Observa-se agora que existem dois valores de frequências com potenciais modos de vibração (4.0Hz e 5.18Hz) ambos na direcção longitudinal. Tal como referido na primeira parte deste capítulo a função coerência é essencial para avaliar o grau de linearidade entre excitação e resposta e verificar se as respostas dos sismógrafos têm uma fonte comum. Assim nos Quadro 4.1 a Quadro 4.13 estão representados os valores das coerências entre os sismógrafos de todas as estações para os valores das frequências correspondentes aos picos dos auto-espectros observados nas Fig. 4.20 e Fig. 4.21. A cor verde apresentam-se boas coerências, enquanto que a vermelho apresentam-se coerências abaixo de 0.6.

Quadro 4.10 – Casa nº 15 – Coerência na direcção longitudinal do quarteirão $f = 4.00$ Hz

Estação	Freq. 4.004										Sismógrafos de Referência - 202;203				
	135--135	135--141	135--202	135--203	135--250	141--141	141--202	141--203	141--250	202--202	202--203	202--250	203--203	203--250	250--250
1	1	----	0.557622	0.764835	0.715922	1	----	----	----	1	0.725208	0.723836	1	0.864903	1
2	1	0.016434	0.697682	0.721148	0.105518	1	0.034413	0.040416	0.002961	1	0.733241	0.08878	1	0.078522	1
3	1	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----
4	1	0.729921	0.611247	0.678826	0.647969	1	0.676777	0.668906	0.647753	1	0.815266	0.711013	1	0.754159	1
5	1	0.120143	0.250793	0.367806	----	1	0.094217	0.162603	----	1	0.578415	----	1	----	1
6	1	0.152718	0.07515	0.252464	0.129754	1	0.090585	0.123649	0.077586	1	0.586328	0.086856	1	0.122472	1
7	1	0.617167	0.468411	0.773193	0.761464	1	0.343969	0.521599	0.484397	1	0.632488	0.538582	1	0.807642	1
8	1	0.612769	0.526135	0.569685	0.420083	1	0.520373	0.602581	0.33461	1	0.731116	0.350721	1	0.3731	1
9	1	0.324602	0.405831	0.430743	0.309171	1	0.244796	0.190252	0.351527	1	0.487623	0.37638	1	0.364988	1

Quadro 4.11 – Casa nº 15 – Coerência na direcção longitudinal do quarteirão $f = 5.18$ Hz

Estação	Freq. 5.176										Sismógrafos de Referência - 202;203				
	135--135	135--141	135--202	135--203	135--250	141--141	141--202	141--203	141--250	202--202	202--203	202--250	203--203	203--250	250--250
1	1	----	0.391203	0.436818	0.605133	1	----	----	----	1	0.461848	0.626086	1	0.634236	1
2	1	6.46E-05	0.158936	0.417207	0.107512	1	0.019216	0.002781	0.000107	1	0.519207	0.068162	1	0.035806	1
3	1	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----
4	1	0.433451	0.22082	0.072588	0.210451	1	0.096778	0.033176	0.073659	1	0.701347	0.164181	1	0.066232	1
5	1	0.033761	0.122692	0.104342	----	1	0.097252	0.024911	----	1	0.566183	----	1	----	1
6	1	0.092351	0.187155	0.124579	0.093685	1	0.053863	0.131289	0.000886	1	0.491519	0.139949	1	0.108787	1
7	1	0.53173	0.312952	0.412232	0.642317	1	0.123014	0.1391	0.370474	1	0.75531	0.472324	1	0.589336	1
8	1	0.490268	0.315238	0.292504	0.193217	1	0.278965	0.160979	0.078169	1	0.741288	0.108788	1	0.068555	1
9	1	0.914381	0.855139	0.837495	0.887965	1	0.913315	0.902382	0.956275	1	0.965736	0.967523	1	0.961213	1

Quadro 4.12 – Casa nº 15 – Coerência na direcção transversal do quarteirão $f = 4.00$ Hz

Estação	Freq. 4.004										Sismógrafos de Referência - 202;203				
	135--135	135--141	135--202	135--203	135--250	141--141	141--202	141--203	141--250	202--202	202--203	202--250	203--203	203--250	250--250
1	1	----	0.016574	0.14186	0.243035	1	----	----	----	1	0.075294	0.013323	1	0.556083	1
2	1	0.0946474	0.119928	0.055938	0.006973	1	0.027324	0.020752	0.001334	1	0.09807	0.047694	1	0.285159	1
3	1	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----
4	1	0.013511446	0.033407	0.209843	0.081531	1	0.023478	0.084201	0.033143	1	0.031233	0.000632	1	0.390102	1
5	1	0.082432806	0.053878	0.007302	----	1	0.119678	0.016366	----	1	0.112595	----	1	----	1
6	1	0.071975358	0.051867	0.039046	0.013567	1	0.00586	0.03148	0.006349	1	0.087608	0.028711	1	0.073419	1
7	1	0.029318841	0.001505	0.008775	0.096602	1	0.030823	0.121271	0.042668	1	0.025841	0.036214	1	0.352731	1
8	1	0.016908076	0.060853	0.028846	0.039932	1	0.025513	0.029237	0.012916	1	0.030874	0.076445	1	0.020116	1
9	1	0.073210344	0.088478	0.042656	0.037527	1	0.076541	0.150183	0.073309	1	0.030641	0.110661	1	0.227111	1

Quadro 4.13 – Casa nº 15 – Coerência na direcção transversal do quarteirão $f = 5.18$ Hz

Estação	Freq. 5.176										Sismógrafos de Referência - 202;203				
	135--135	135--141	135--202	135--203	135--250	141--141	141--202	141--203	141--250	202--202	202--203	202--250	203--203	203--250	250--250
1	1	----	0.263223	0.327379	0.288394	1	----	----	----	1	0.692069	0.763013	1	0.760727	1
2	1	0.013995283	0.000903	0.053721	0.044517	1	0.001175	0.024788	0.000876	1	0.270018	0.159294	1	0.023046	1
3	1	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----
4	1	0.154924735	0.002244	0.157374	0.203504	1	0.020404	0.071067	0.040053	1	0.421587	0.47509	1	0.739518	1
5	1	0.132643014	0.159942	0.067927	----	1	0.010298	0.005886	----	1	0.508033	----	1	----	1
6	1	0.10990794	0.005602	0.001585	0.044539	1	0.048321	0.046022	0.067505	1	0.394551	0.031016	1	0.019468	1
7	1	0.028045973	0.021606	0.033484	0.012324	1	0.051406	0.033229	0.038077	1	0.454437	0.338313	1	0.426375	1
8	1	0.289218396	0.09551	0.217907	0.203303	1	0.157583	0.196796	0.131642	1	0.469297	0.332387	1	0.321712	1
9	1	0.00082312	0.003293	0.008986	0.020958	1	0.383721	0.379595	0.501363	1	0.828433	0.67823	1	0.738604	1

Pode-se verificar que em correspondência com os gráficos das funções auto-espectro, os valores da coerência entre sismógrafos para cada uma das frequências pré-escolhidas têm valores elevados nas proximidades das frequências de ressonância. Verifica-se também que a primeira frequência corresponde a um modo na direcção longitudinal do quarteirão. Para isso são úteis fundamentalmente as estações 1, 4 e 7. Tal como referido anteriormente a estação 9 parece caracterizar um 2º modo na direcção longitudinal, tendo sido decidido considerar como válidas as estações 1,4 e 7 e adicionalmente para o 2º modo na direcção longitudinal a estação nº 9.

Foi com base no tratamento dos resultados destas estações que se fez a verificação e a quantificação dos modos associados. Representam-se na Fig. 4.22 os espectros e os auto-espectros cruzados dos sismógrafos de referência nas estações 1, 4 e 7.

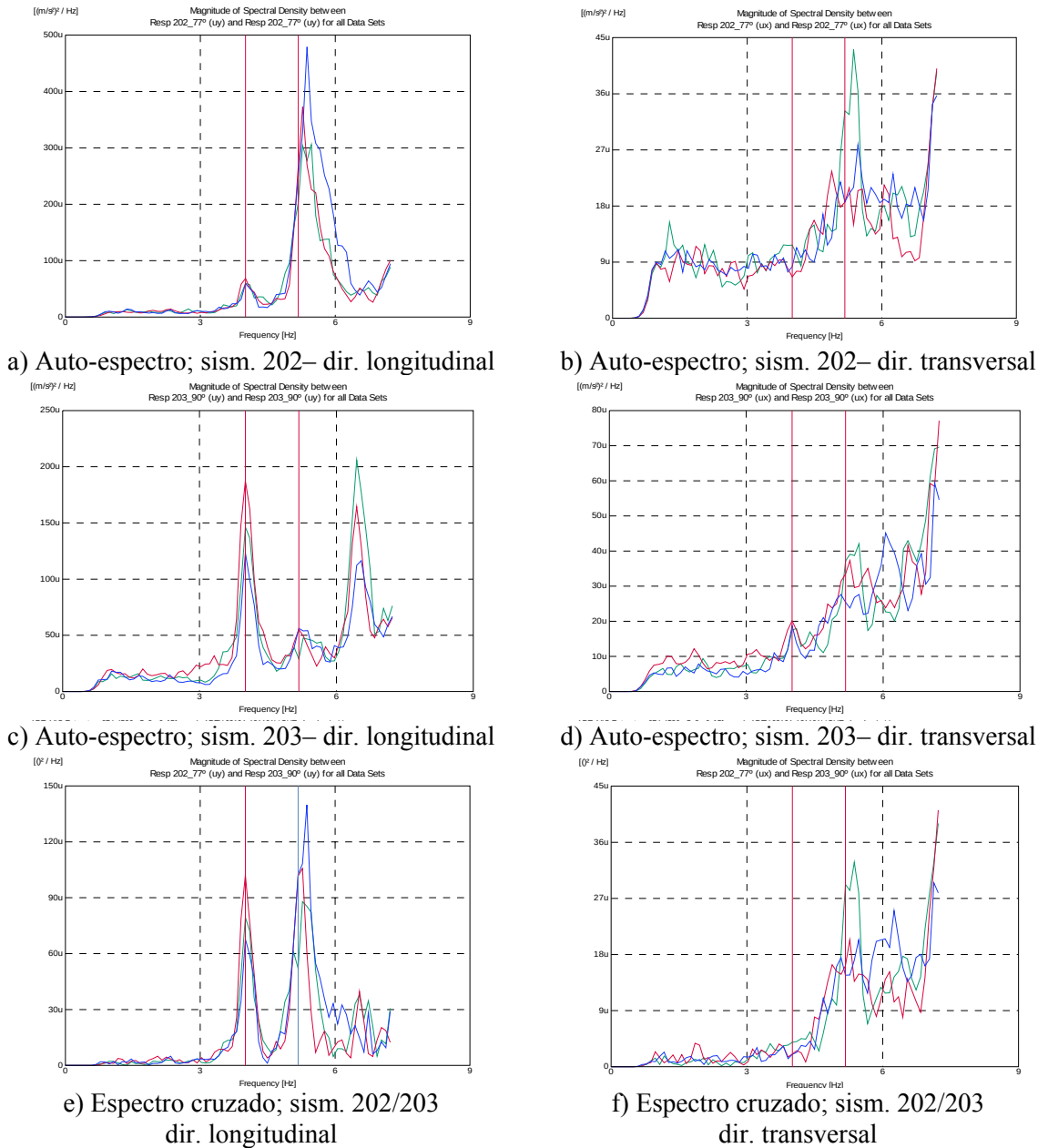


Fig. 4.22 – Casa 15 - Auto espectros e espectros cruzados dos sismógrafos de referência nas estações st1 , st4 e st7

É importante confrontar os resultados dos sismógrafos de referência com os obtidos dos sismógrafos móveis pois só assim é possível interpretar e determinar as configurações modais associadas às frequências próprias da estrutura. Na Fig. 4.23 apresentam-se os auto-espectros e espectros cruzados dos sismógrafos na direcção longitudinal.

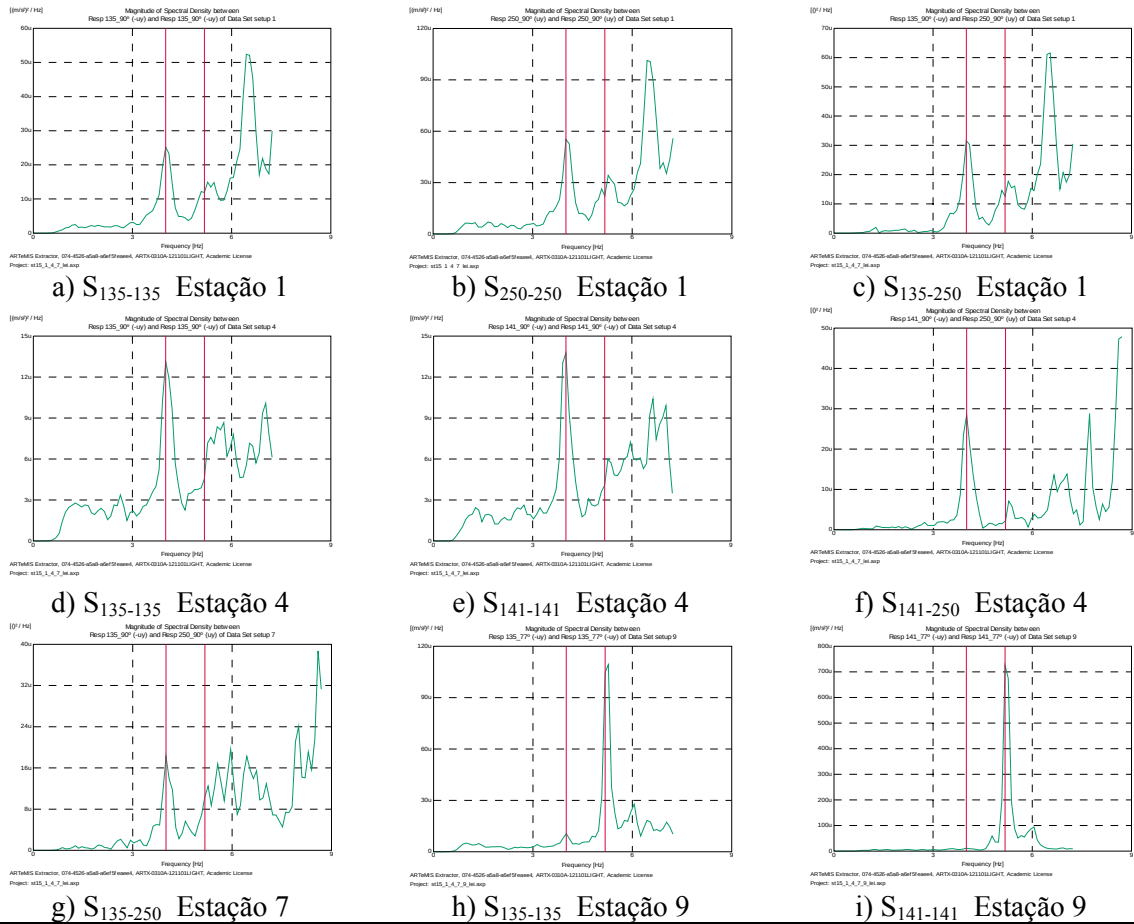


Fig. 4.23 – Casa 15 - Auto espectros e espectros cruzados dos sismógrafos móveis nas estações st1, st4 e st7 na direcção longitudinal

A análise dos auto-espectros e dos espectros cruzados dos sismógrafos móveis indicam que na estação 1 é possível localizar dois picos no espectro que correspondem a dois modos de vibração; nas estações 4 e 7 apenas é evidente o primeiro modo e tal como referido acima a estação 9 permitiu obter bons resultados no 2º modo.

Relativamente à direcção transversal, os resultados dos sismógrafos móveis estão em consonância com os dos de referência não indicando qualquer ressonância nesta direcção (Fig. 4.24).

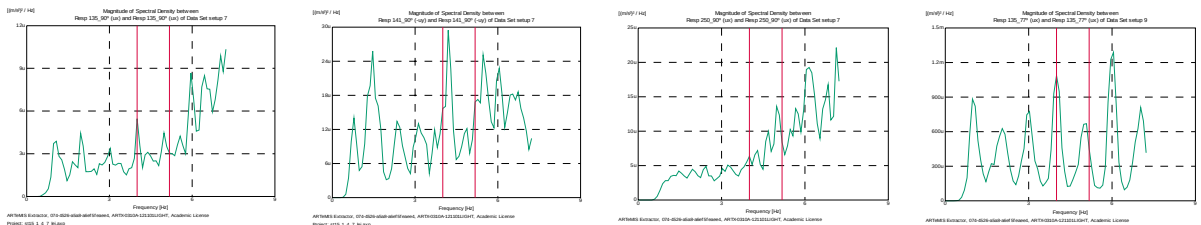
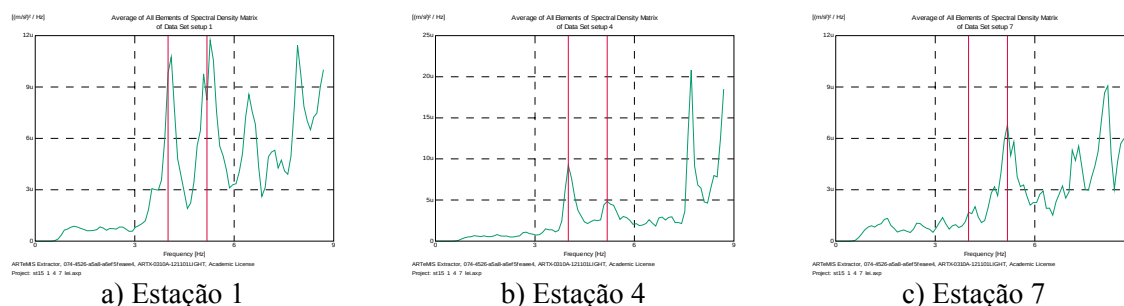


Fig. 4.24 – Casa 15 - Auto espectros e espectros cruzados dos sismógrafos móveis nas estações st1, st4 e st7 na direcção transversal

Na Fig. 4.25 estão representadas as médias dos valores da matriz densidade espectral para as estações st1, st4 e st7.



a) Estação 1

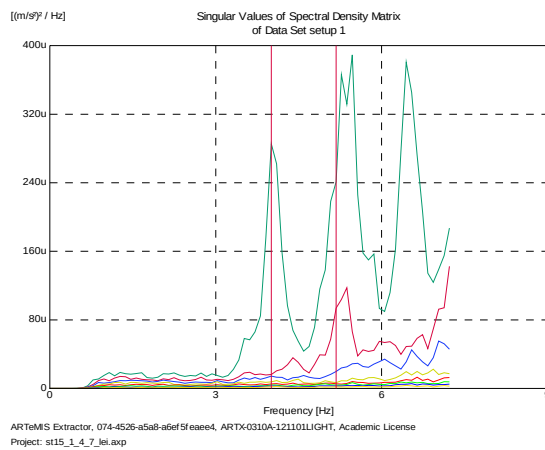
b) Estação 4

c) Estação 7

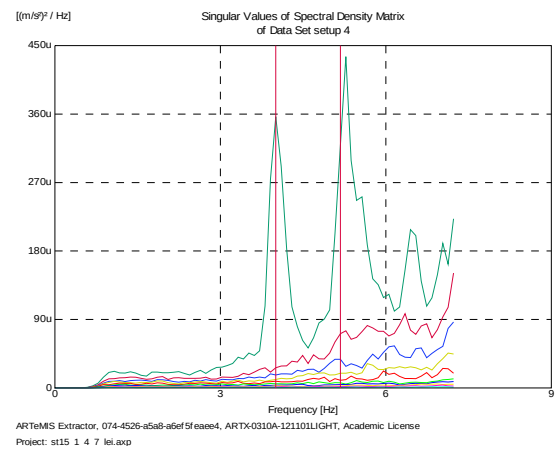
Fig. 4.25 – Casa 15 - Média de todos os elementos da matriz densidade espectral

Pela análise da Fig. 4.25 apenas é possível avaliar o número de picos nas funções não sendo possível avaliar a direcção a que correspondem. Permite no entanto verificar que a estação nº1 mostra dois valores de ressonância enquanto que as estações nº4 e nº7 apenas mostram uma frequência ressonante (1º modo e 2º modo respectivamente). Como se pode observar os valores dos picos dos auto-espectros e espectros cruzados são menos aparentes em algumas estações. De facto, nem todas as estações têm resultados com a mesma qualidade, reflectindo-se no valor do sinal medido. Com base nos gráficos representados, foi possível em algumas estações identificar dois valores de frequências com conteúdo energético de maior valor assumindo-se como potenciais frequências próprias da estrutura. Para além das amplitudes do sinal foi importante analisar a função de coerência que para algumas estações conduziu a valores elevados (próximos de 1) para as frequências de ressonância. Os resultados mostram igualmente que as estações localizadas nos pisos superiores apresentam melhores resultados, o que era de esperar face à elevada rigidez dos edifícios e às consequentes pequenas deformações para pequenas solicitações (ensaios de vibração ambiental).

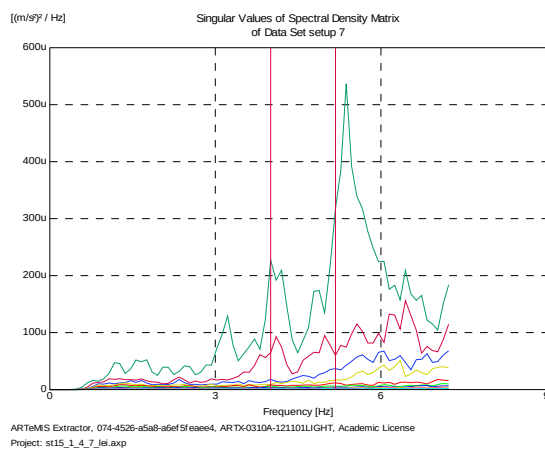
Foi efectuado posteriormente o cálculo (através do programa ARTeMIS) dos valores próprios das matrizes das densidades espectrais de potência da resposta obtidas através dos auto-espectros e espectros cruzados de cada ensaio. As frequências próprias do sistema foram obtidas através da selecção dos picos dos espectros dos valores próprios (Fig. 4.26).



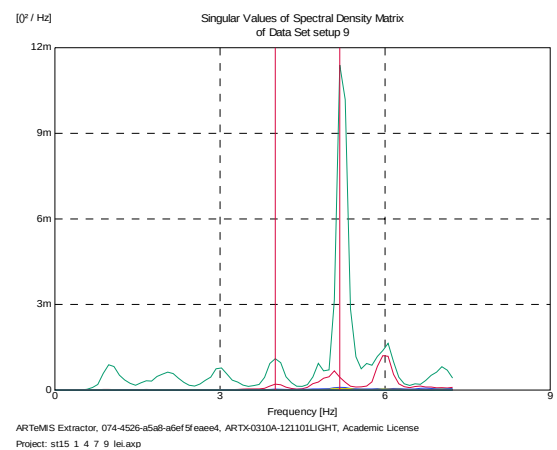
a) Espectro de valores próprios – St1



b) Espectro de valores próprios – St4



c) Espectro de valores próprios – St7



d) Espectro de valores próprios – St9

Fig. 4.26 – Casa 15 - Espectros de valores próprios

Após as análises e os tratamentos dos resultados descritos, obtiveram-se os modos de vibração e respectivas frequências próprias representados na Fig. 4.27 e na Fig. 4.28.

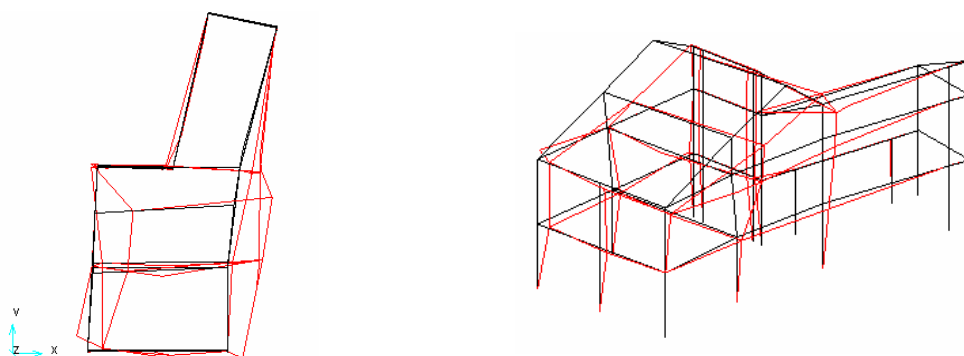


Fig. 4.27 – Casa nº 15 - 1º modo: 4.00 Hz – dir. xx

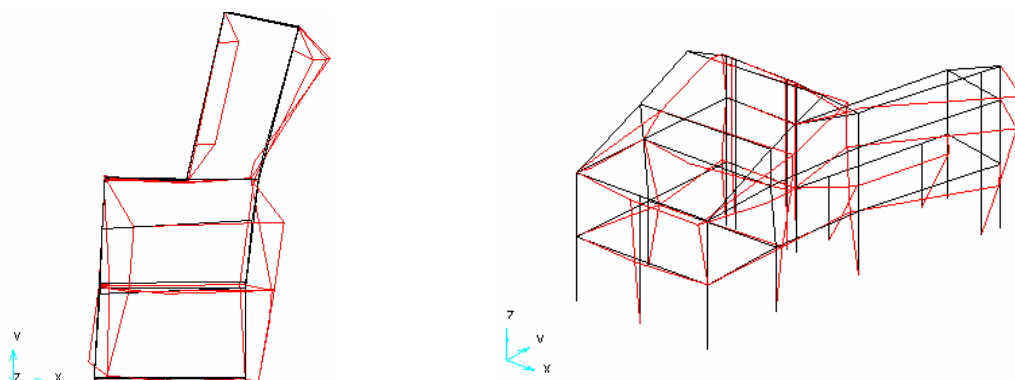


Fig. 4.28 – Casa nº 15 - 2º modo: 5.18 Hz – dir. xx

Para além dos resultados das frequências e modos de vibração nas direcções horizontais, avaliaram-se as frequências fundamentais na direcção vertical essencialmente ao nível dos soalhos. Estes valores são também importantes para avaliar a rigidez conjunta deste tipo de pavimentos (soalho+vigas).

4.5.2 Casa 16

A casa nº16 representa um caso típico que evidencia o problema das heterogeneidades em altura, identificado na análise numérica preliminar do quarteirão. Este facto justificou o seu estudo dinâmico “*in-situ*”. O processo de medição foi análogo ao efectuado na casa 15 tendo-se neste caso considerado seis estações de medição, localizadas de acordo com a Fig. 4.29.

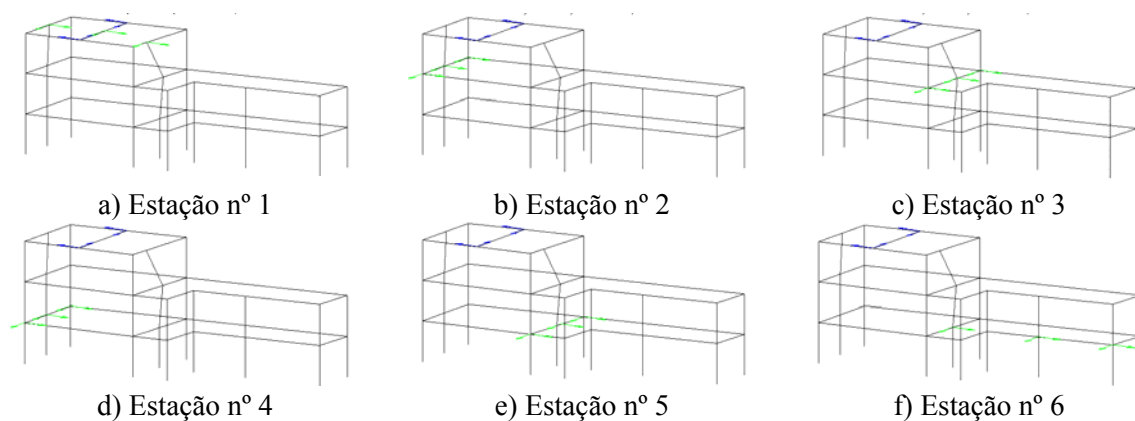


Fig. 4.29 – Estações de medição na casa 16 – Localização dos sismógrafos

O processo de estudo e análise dos resultados foi muito semelhante ao realizado na casa 15, pelo que apenas irão ser focadas as interpretações de resultados.

Numa primeira fase analisaram-se os auto-espectros dos sismógrafos de referência (Fig. 4.30).

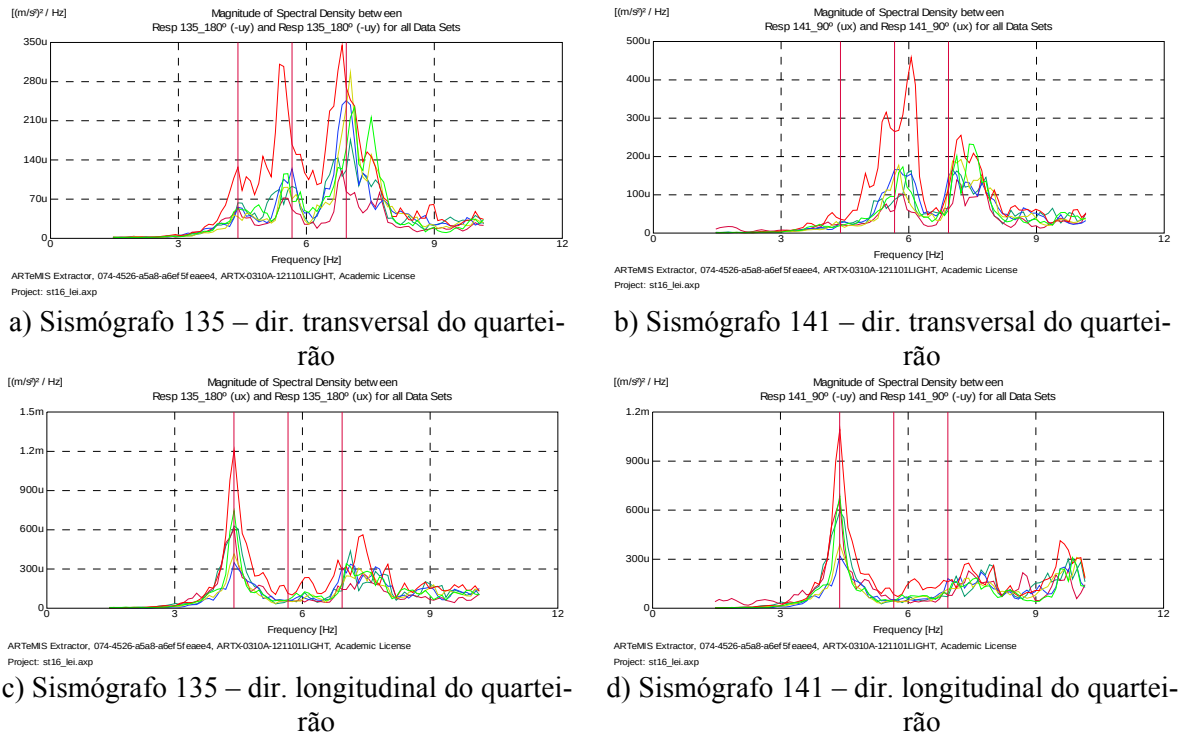


Fig. 4.30 – Casa 16 - Auto espectros dos sismógrafos de referência em todas as estações

É notória a existência de duas frequências em direcções perpendiculares. Se na direcção xx temos picos das funções para frequências de 4.395, o mesmo acontece na direcção YY (transversal) para frequências de 5.664 Hz. O estudo destas funções não são por si só suficientes para avaliar e caracterizar convenientemente a resposta. Se os estudos dos auto-espectros e espectro cruzados contribuem para a anulação do efeito da variação da amplitude da excitação ao longo da frequência, é igualmente necessário avaliar a qualidade das leituras das respostas, garantindo que os valores lidos nos sismógrafos são baseados na mesma excitação. Assim, foram estudadas as funções de coerência. Partindo dos valores das frequências obtidas pela primeira análise dos espectros, foi possível obter os resultados das coerências observados nos quadros Quadro 4.14 a Quadro 4.17.

Quadro 4.14 – Casa nº 16 – Coerência na direcção longitudinal do quarteirão $f = 4.395$ Hz

Estação	Sismógrafos de Referência - 135;141													
	aa-bb => correlação entre os sismógrafos aa e bb													
	135--135	135--141	135--202	135--203	135--250	141--141	141--202	141--203	141--250	202--202	202--203	202--250	203--203	203--250
1	1	1.00	0.71	0.82	0.84	1.00	0.72	0.82	0.84	1.00	0.90	0.88	1.00	0.94
2	1	0.95	0.63	0.68	0.72	1.00	0.61	0.67	0.72	1.00	0.71	0.70	1.00	0.75
3	1	0.99	0.52	0.69	0.71	1.00	0.51	0.68	0.71	1.00	0.69	0.77	1.00	0.78
4	1	0.99	0.19	0.09	0.09	1.00	0.19	0.09	0.10	1.00	0.50	0.36	1.00	0.48
5	1	1.00	0.14	0.23	0.24	1.00	0.13	0.23	0.25	1.00	0.18	0.04	1.00	0.35
6	1	0.99	0.09	0.12	0.23	1.00	0.10	0.12	0.22	1.00	0.66	0.03	1.00	0.03

Quadro 4.15 – Casa nº 16 – Coerência na direcção longitudinal do quarteirão $f = 5.664$ Hz

Estação	Sismógrafos de Referência - 135;141													
	135--135	135--141	135--202	135--203	135--250	141--141	141--202	141--203	141--250	202--202	202--203	202--250	203--203	203--250
1	1	0.92	0.35	0.43	0.18	1.00	0.32	0.40	0.17	1.00	0.20	0.05	1.00	0.23
2	1	0.82	0.04	0.10	0.04	1.00	0.03	0.10	0.06	1.00	0.33	0.34	1.00	0.38
3	1	0.93	0.06	0.07	0.05	1.00	0.12	0.14	0.12	1.00	0.35	0.31	1.00	0.62
4	1	0.95	0.01	0.05	0.02	1.00	0.00	0.03	0.01	1.00	0.07	0.16	1.00	0.23
5	1	0.96	0.02	0.03	0.01	1.00	0.04	0.05	0.03	1.00	0.25	0.30	1.00	0.25
6	1	0.91	0.03	0.01	0.05	1.00	0.06	0.01	0.04	1.00	0.65	0.04	1.00	0.06

Quadro 4.16 – Casa nº 16 – Coerência na direcção transversal do quarteirão $f = 4.395$ Hz

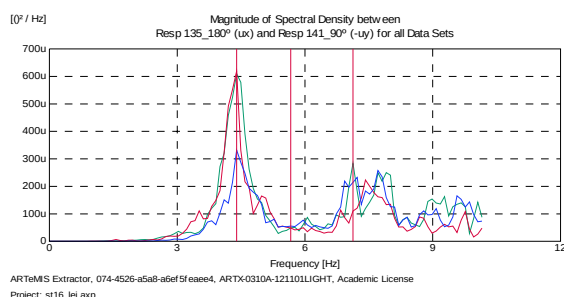
Estação	Sismógrafos de Referência - 135;141													
	135--135	135--141	135--202	135--203	135--250	141--141	141--202	141--203	141--250	202--202	202--203	202--250	203--203	203--250
1	1.00	0.51	0.43	0.55	0.70	1.00	0.64	0.61	0.64	1.00	0.68	0.76	1.00	0.76
2	1.00	0.39	0.43	0.27	0.58	1.00	0.48	0.58	0.64	1.00	0.54	0.75	1.00	0.67
3	1.00	0.66	0.46	0.48	0.60	1.00	0.42	0.58	0.66	1.00	0.51	0.71	1.00	0.78
4	1.00	0.24	0.39	0.24	0.37	1.00	0.26	0.41	0.57	1.00	0.44	0.55	1.00	0.61
5	1.00	0.35	0.05	0.33	0.28	1.00	0.00	0.59	0.31	1.00	0.02	0.01	1.00	0.39
6	1.00	0.36	0.30	0.41	0.15	1.00	0.41	0.40	0.27	1.00	0.39	0.31	1.00	0.18

Quadro 4.17 – Casa nº 16 – Coerência na direcção transversal do quarteirão $f = 5.664$ Hz

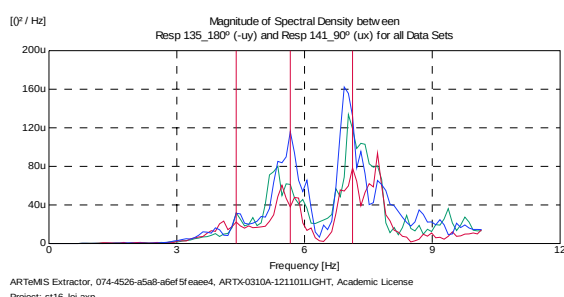
Estação	Sismógrafos de Referência - 135;141													
	135--135	135--141	135--202	135--203	135--250	141--141	141--202	141--203	141--250	202--202	202--203	202--250	203--203	203--250
1	1.00	0.60	0.65	0.73	0.77	1.00	0.74	0.64	0.72	1.00	0.88	0.91	1.00	0.88
2	1.00	0.55	0.44	0.42	0.57	1.00	0.36	0.60	0.58	1.00	0.62	0.82	1.00	0.79
3	1.00	0.60	0.37	0.46	0.67	1.00	0.18	0.69	0.63	1.00	0.43	0.62	1.00	0.83
4	1.00	0.64	0.49	0.31	0.54	1.00	0.29	0.53	0.56	1.00	0.35	0.62	1.00	0.68
5	1.00	0.57	0.10	0.32	0.18	1.00	0.03	0.54	0.22	1.00	0.07	0.05	1.00	0.22
6	1.00	0.61	0.07	0.14	0.12	1.00	0.04	0.05	0.10	1.00	0.32	0.07	1.00	0.10

Pela análise dos quadros é possível verificar que as estações com melhores resultados são as localizadas nos pisos superiores (st1, st2 e st3). Enquanto que o 1º modo tem muito boas coerências na direcção longitudinal, o segundo apresenta melhores valores na direcção transversal, o que está de acordo com a primeira análise. Face a estes valores optou-se por fazer o estudo final apenas com base nas estações com boas correlações (st1, st2 e st3).

Na Fig. 4.31 e Fig. 4.32 estão representados os auto-espectros dos sismógrafos de referência assim como os espectros cruzados, apresentando estas últimas configurações idênticas aos primeiros, diminuindo assim eventuais influências de ressonâncias da excitação.



a) Espectro cruzado; sism. 135/141– dir. longitudinal



b) Espectro cruzado; sism. 202/203– dir. transversal

Fig. 4.31 – Casa 16 - Espectros cruzados dos sismógrafos de referência nas estações st1 , st2 e st3

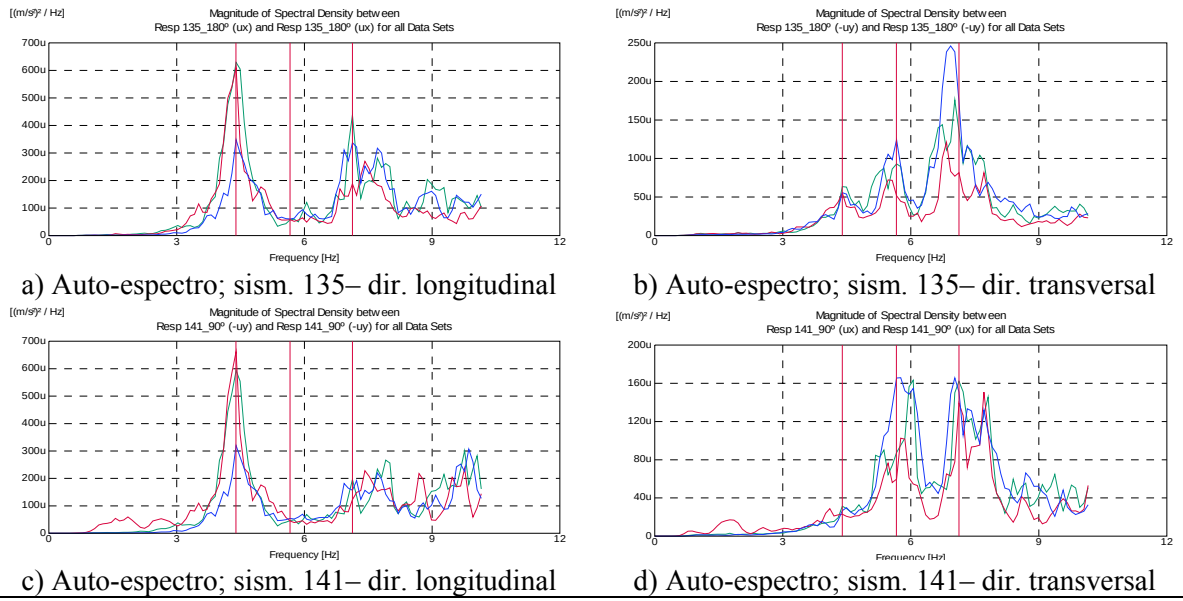


Fig. 4.32 – Casa 16 - Auto espectros dos sismógrafos de referência nas estações st1, st2 e st3

Para além dos sismógrafos de referência foram observados e interpretados os resultados dos sismógrafos móveis dos quais se apresentam alguns resultados nas Fig. 4.33 a Fig. 4.35.

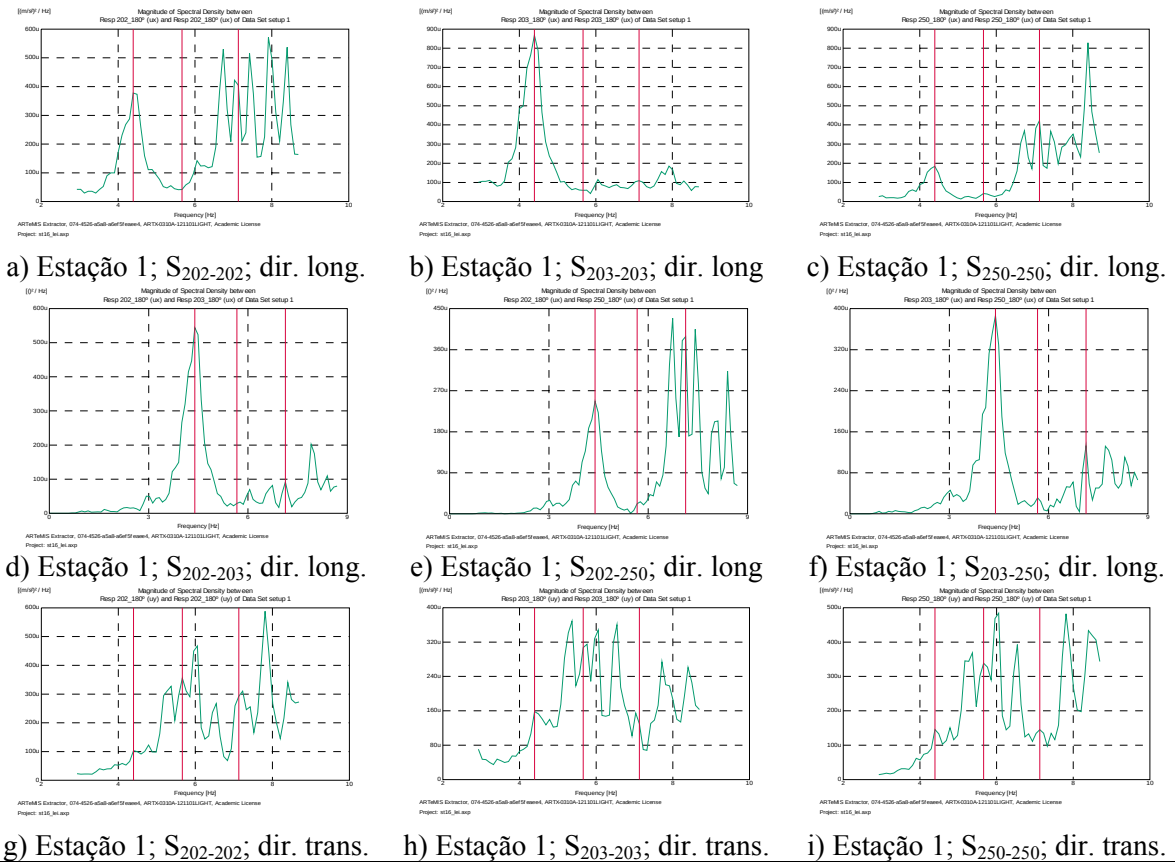


Fig. 4.33 – Casa 16 - Auto espectros e espectros cruzados dos sismógrafos móveis na estação st1

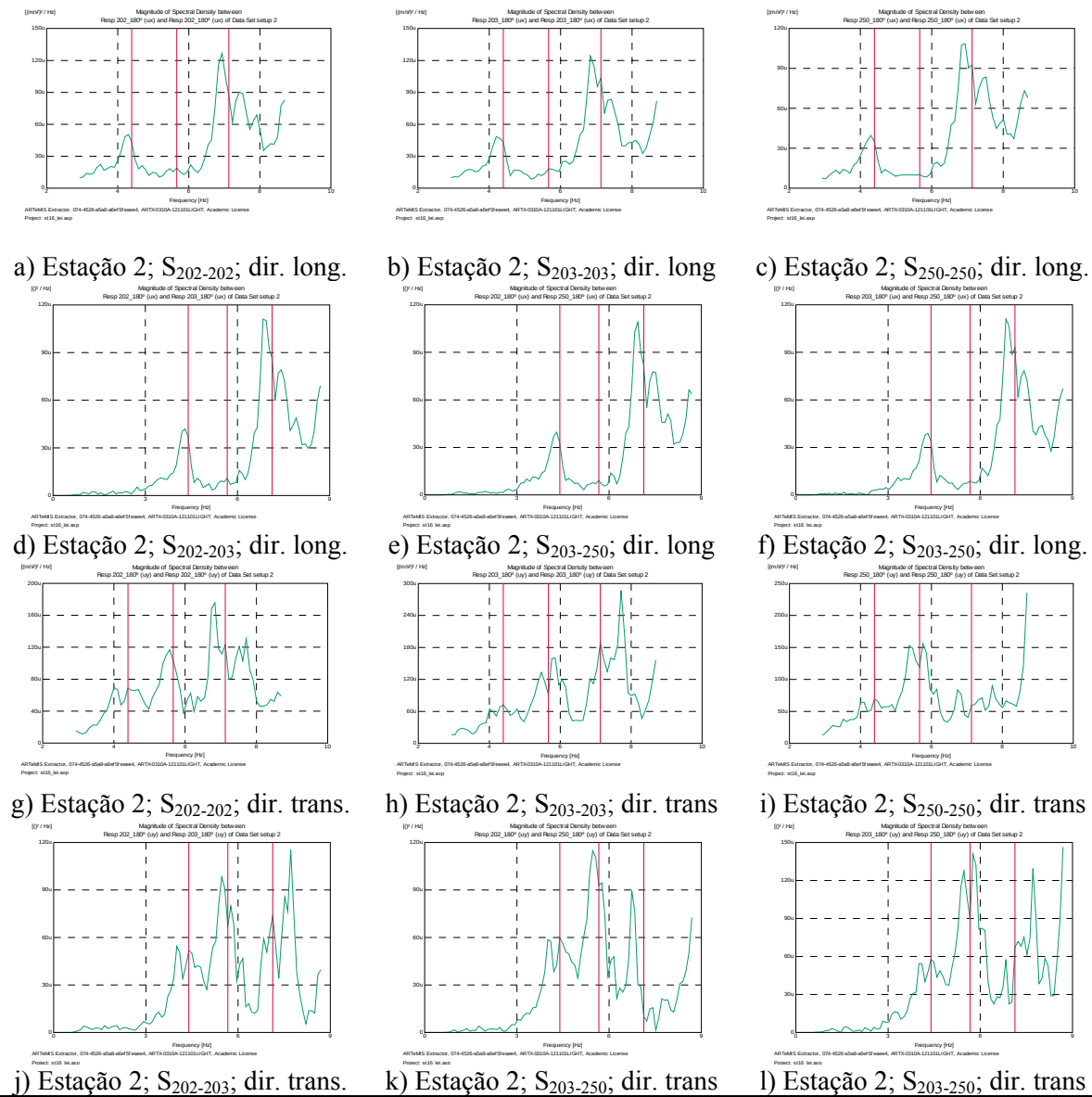


Fig. 4.34 –Casa 16- Auto espectros e espectros cruzados dos sismógrafos móveis na estação st2

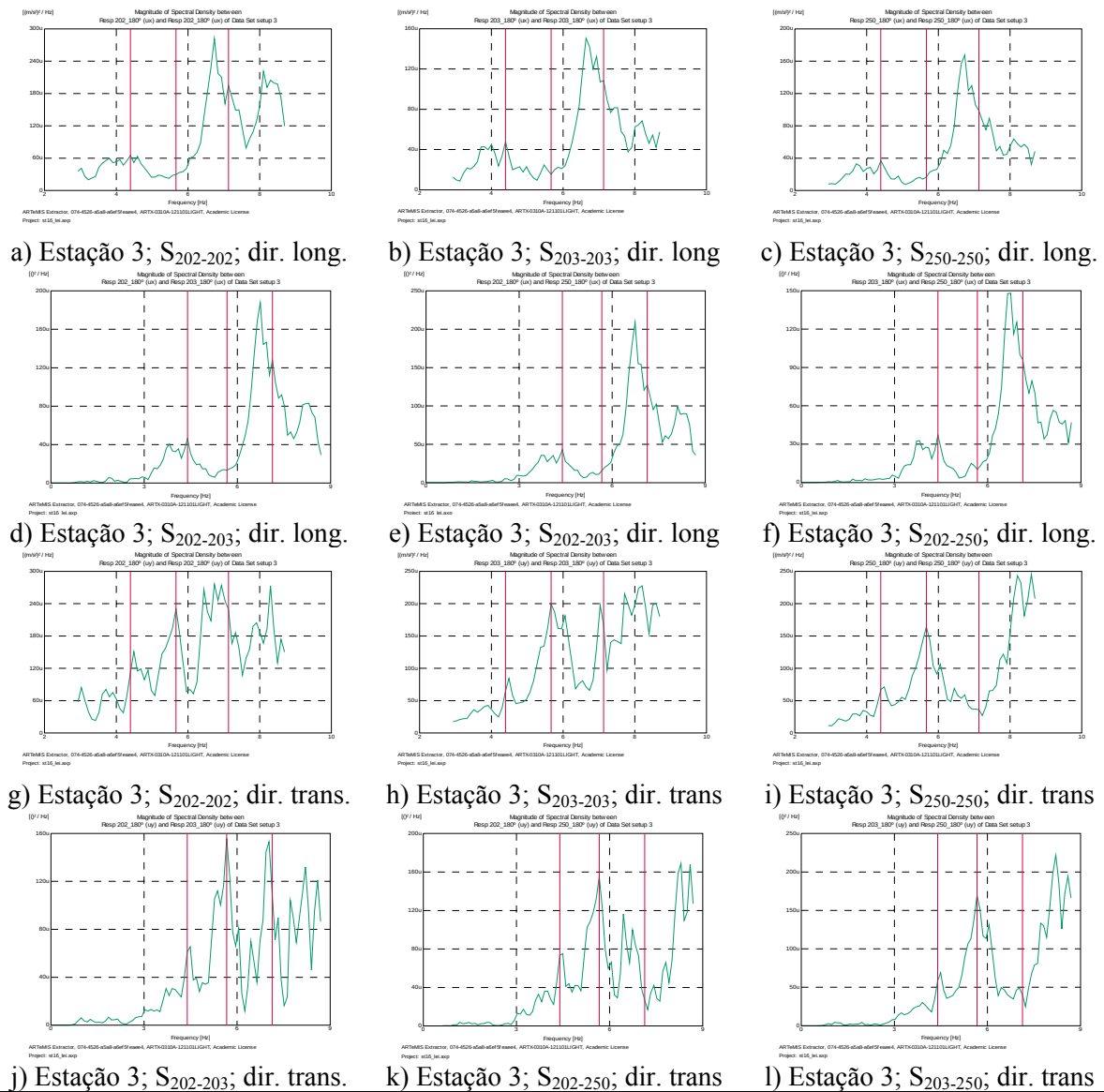


Fig. 4.35 – Casa 16 - Auto espectros e espectros cruzados dos sismógrafos móveis na estação st3

Analisando estes gráficos em conjunto com os quadros das coerências é possível identificar duas frequências de ressonâncias em duas direcções distintas, sendo o 1º modo na direcção longitudinal e o segundo na direcção transversal. A estação 1 apresenta bem definidos os picos correspondentes ao 1º modo, enquanto que no 2º modo existem três picos muito próximos. A estação 2 apresenta igualmente boas ressonâncias no 1º modo e os picos correspondentes ao 2º modo estão melhor definidos. A estação 3 ao contrário da estação 1 apresenta melhores resultados para o 2º modo de vibração. Chama-se a atenção para os valores das coerências na direcção longitudinal ($f=4.395\text{Hz}$) e transversal ($f=5.664\text{Hz}$).

Foi efectuado posteriormente o cálculo (através do programa ARTEMIS) dos valores próprios das matrizes das densidades espectrais de potência da resposta obtidas através dos auto-espectros e

espectros cruzados de cada ensaio. As frequências próprias do sistema foram obtidas através da selecção dos picos dos espectros dos valores próprios (Fig. 4.36).

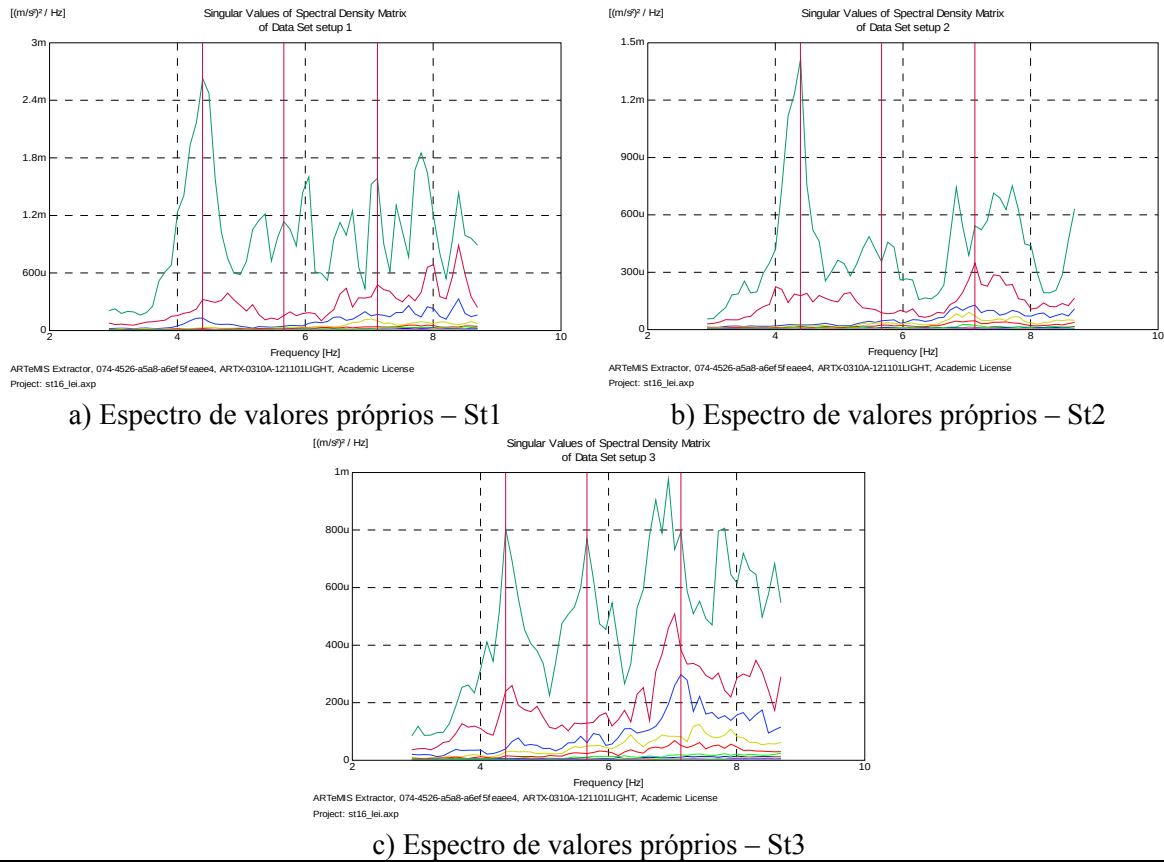


Fig. 4.36 – Casa 16 - Espectros de valores próprios

Face aos resultados observados, ao seu tratamento numérico e interpretação obtiveram-se os dois modos de vibração representados nas Fig. 4.37 e Fig. 4.38

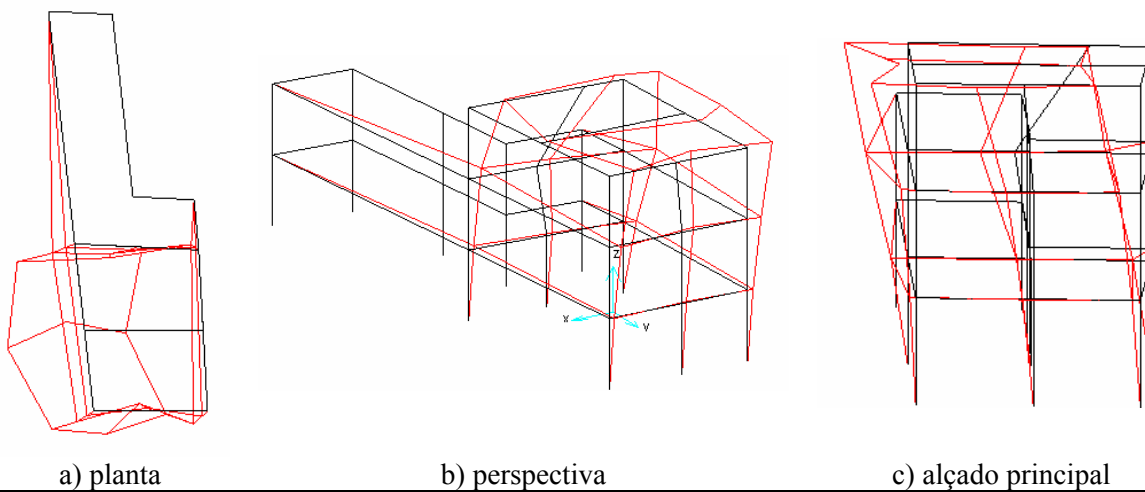


Fig. 4.37 – Casa nº 16 - 1º modo: 4.395 Hz – dir. xx

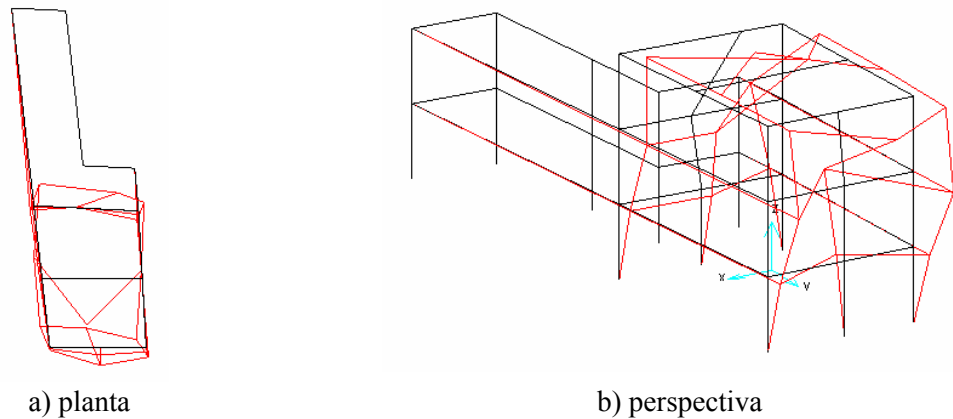


Fig. 4.38 – Casa nº 16 -2º modo: 5.664 Hz – dir. yy

As estações com melhores resultados foram as localizadas nos pisos superiores, tendo melhores valores de correlação e picos dos espectros mais visíveis. Com base na primeira análise das funções densidade espectral de potência admitiram-se dois valores para as frequências próprias da estrutura (4.395Hz e 5.664Hz). Através dos quadros das funções coerência observa-se que a primeira frequência na direcção xx (longitudinal) apresenta bons resultados. Já para a frequência de 5.664Hz depreende-se que é a direcção transversal que está associada à configuração do modo.

4.5.3 Casa 24

A casa nº 24 representa um caso típico que evidencia o problema dos cantos, identificado na análise numérica preliminar do quarteirão. Este facto justificou o seu estudo dinâmico “*in-situ*”. O processo de medição foi análogo ao efectuado na casa 15 tendo-se neste caso considerado oito estações de medição, localizadas de acordo com a Fig. 4.39.

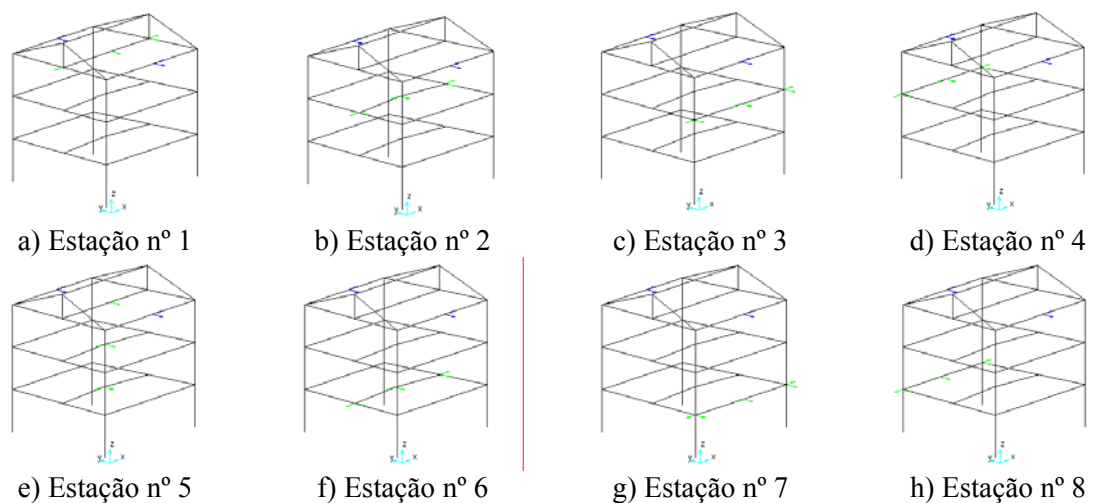


Fig. 4.39 – Estações de medição na casa 24 – Localização dos sismógrafos

Na Fig. 4.40 representa-se o levantamento efectuado numa das estações medidas na casa nº 24, chamando-se mais uma vez particular atenção para as localizações dos sismógrafos, sua orientação, identificação dos sismógrafos de referência e o levantamento fotográfico de todos os sismógrafos.

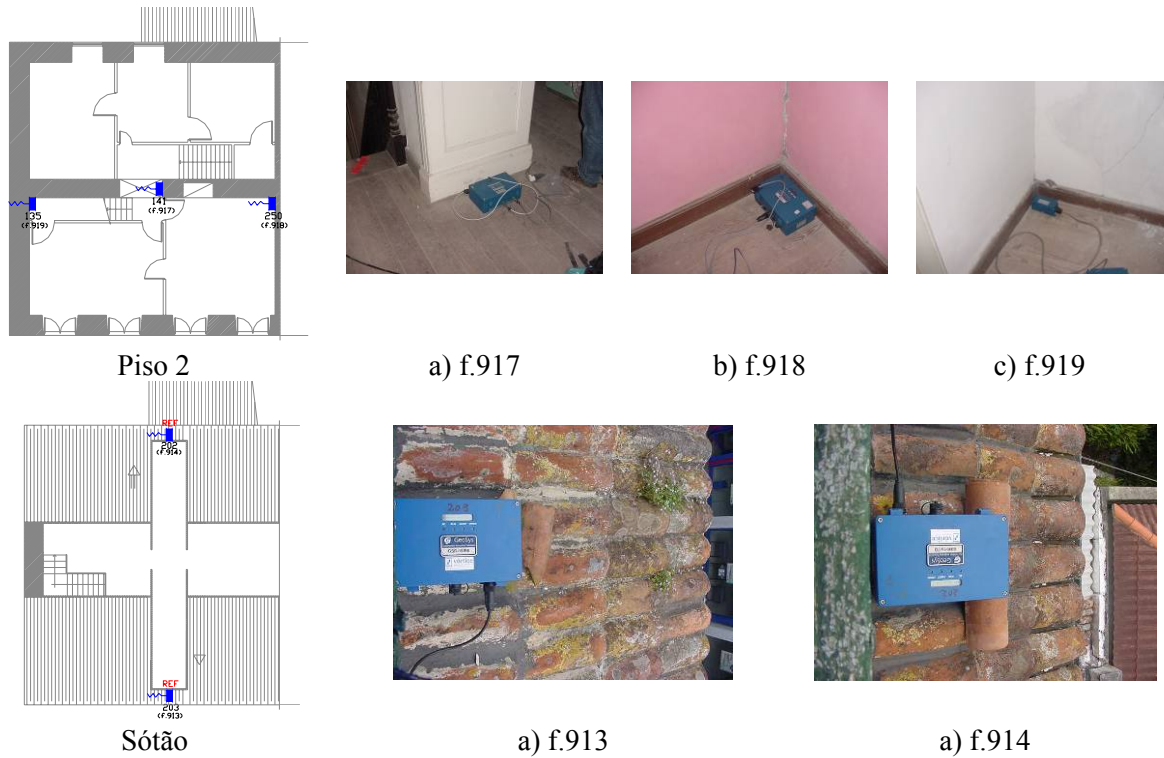


Fig. 4.40 – Casa 24 - Estação nº2

Numa primeira fase analisaram-se os auto-espectros dos sismógrafos de referência (Fig. 4.41).

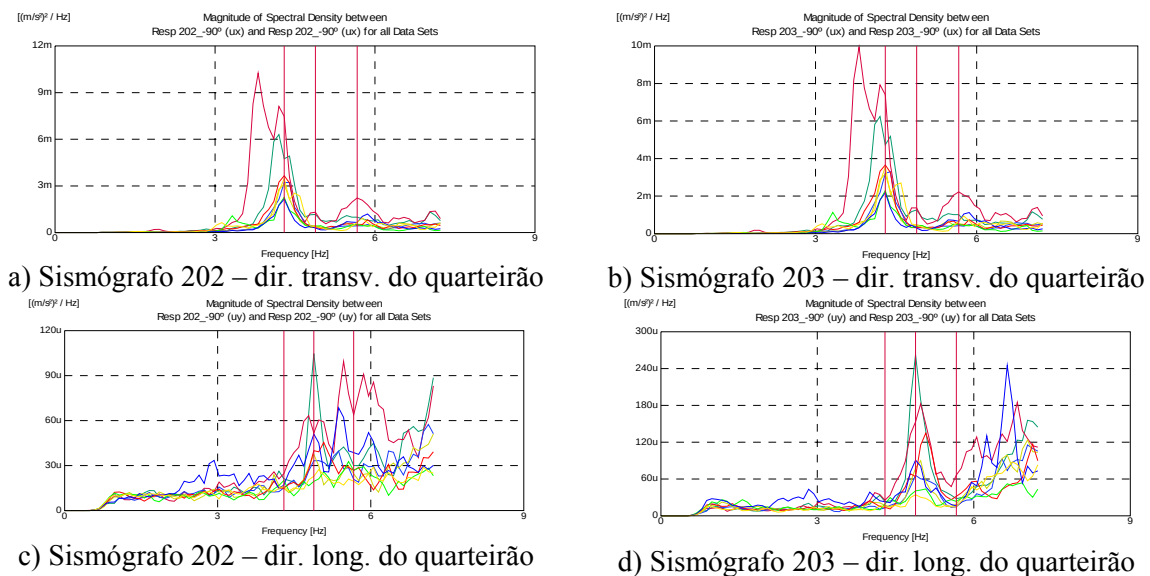


Fig. 4.41 – Casa 24- Auto espectros dos sismógrafos de referência em todas as estações

Os resultados dos auto-espectros indiciam a existência do 1º modo na direcção transversal ao quarteirão com freq.= 4.297Hz e uma segunda frequência com freq.=4.883Hz.

Os resumos das funções coerência entre os sismógrafos para as frequências referidas estão apresentados no Quadro 4.18 a Quadro 4.21.

Quadro 4.18 – Casa nº 24 – Coerência na direcção longitudinal do quarteirão f = 4.297 Hz

estação	Freq. 4.297										Sismógrafos de Referência - 202,203					
	aa-bb => correlação entre os sismógrafos aa e bb															
	135--135	135--141	135--202	135--203	135--250	141--141	141--202	141--203	141--250	202--202	202--203	202--250	203--203	203--250	250--250	
1	1	0.208452016	0.163019	0.427258	0.435989	1	0.113804	0.195841	0.251257	1	0.192243	0.353528	1	0.572052	1	
2	1	0.359331697	0.238488	0.194941	0.401912	1	0.081097	0.242375	0.316519	1	0.321496	0.052163	1	0.224614	1	
3	1	0.012391272	0.036164	0.023152	0.058652	1	0.112263	0.092782	0.232435	1	0.241255	0.283212	1	0.246841	1	
4	1	0.079194292	0.100794	0.251097	0.016868	1	0.043581	0.102047	0.039843	1	0.305721	0.030151	1	0.070403	1	
5	1	0.029320305	0.106623	0.088862	0.015268	1	0.017849	0.202729	0.039237	1	0.027334	0.007646	1	0.028967	1	
6	1	0.104461268	0.026842	0.016946	0.014252	1	0.112235	0.088976	0.101138	1	0.120735	0.019419	1	0.054045	1	
7	1	0.120800331	0.177993	0.156615	0.261368	1	0.076323	0.294496	0.276527	1	0.2641	0.269913	1	0.362299	1	
8	1	0.065433644	0.078337	0.022034	0.043095	1	0.012241	0.028367	0.021899	1	0.097192	0.032087	1	0.025226	1	

Quadro 4.19 – Casa nº 24 – Coerência na direcção longitudinal do quarteirão f = 4.883 Hz

estação	Freq. 4.883										Sismógrafos de Referência - 202,203					
	aa-bb => correlação entre os sismógrafos aa e bb															
	135--135	135--141	135--202	135--203	135--250	141--141	141--202	141--203	141--250	202--202	202--203	202--250	203--203	203--250	250--250	
1	1	0.796377659	0.555039	0.760949	0.845834	1	0.421371	0.637457	0.666466	1	0.668542	0.758723	1	0.925613	1	
2	1	0.862428248	0.444092	0.608465	0.660473	1	0.52442	0.679335	0.733912	1	0.675237	0.736841	1	0.821366	1	
3	1	0.37216264	0.360006	0.619673	0.636661	1	0.240326	0.443219	0.452445	1	0.531425	0.593159	1	0.850781	1	
4	1	0.562981844	0.361991	0.497721	0.134439	1	0.246064	0.363365	0.049953	1	0.551743	0.163161	1	0.200983	1	
5	1	0.299810052	0.167585	0.316669	0.216391	1	0.331483	0.461911	0.432558	1	0.58079	0.488149	1	0.566523	1	
6	1	0.084890299	0.062394	0.016853	0.020274	1	0.006741	0.240049	0.122383	1	0.179822	0.091445	1	0.223583	1	
7	1	0.437593579	0.187934	0.288282	0.254388	1	0.248688	0.440835	0.367859	1	0.515276	0.25529	1	0.602833	1	
8	1	0.008135577	0.032355	0.006004	0.062647	1	0.050509	0.051046	0.091404	1	0.388241	0.172985	1	0.030898	1	

Quadro 4.20 – Casa nº 24 – Coerência na direcção transversal do quarteirão f = 4.297 Hz

Estação	Freq. 4.297										Sismógrafos de Referência - 202,203					
	aa-bb => correlação entre os sismógrafos aa e bb															
	135--135	135--141	135--202	135--203	135--250	141--141	141--202	141--203	141--250	202--202	202--203	202--250	203--203	203--250	250--250	
1	1	0.324897	0.227685	0.24721	0.159957	1	0.749052	0.810841	0.691026	1	0.985517	0.860661	1	0.87301	1	
2	1	0.642693	0.405688	0.465078	0.344192	1	0.743913	0.798592	0.750063	1	0.990573	0.840666	1	0.847215	1	
3	1	0.035237	0.048144	0.046114	0.039004	1	0.663775	0.715324	0.702202	1	0.991232	0.775229	1	0.799201	1	
4	1	0.888438	0.583809	0.659156	0.551495	1	0.605268	0.688333	0.594344	1	0.983924	0.622556	1	0.673915	1	
5	1	0.624818	0.550286	0.58451	0.598156	1	0.734146	0.780518	0.797387	1	0.988044	0.969375	1	0.982496	1	
6	1	0.036617	0.039653	0.046286	0.005225	1	0.588063	0.622555	0.094042	1	0.989939	0.278485	1	0.279802	1	
7	1	0.599834	0.43356	0.484827	0.304173	1	0.494557	0.553747	0.163827	1	0.982518	0.476222	1	0.469708	1	
8	1	0.095798	0.131383	0.141038	0.160829	1	0.382415	0.425372	0.21565	1	0.986583	0.341987	1	0.335797	1	

Quadro 4.21 – Casa nº 24 – Coerência na direcção transversal do quarteirão f = 4.883 Hz

Estação	Freq. 4.883										Sismógrafos de Referência - 202,203					
	aa-bb => correlação entre os sismógrafos aa e bb															
	135--135	135--141	135--202	135--203	135--250	141--141	141--202	141--203	141--250	202--202	202--203	202--250	203--203	203--250	250--250	
1	1	0.07487	0.0806	0.09432	0.248019	1	0.654496	0.715022	0.406605	1	0.972546	0.594598	1	0.612019	1	
2	1	0.021085	0.250487	0.225385	0.313399	1	0.420169	0.491055	0.146784	1	0.968309	0.499979	1	0.511845	1	
3	1	0.037741	0.082319	0.116546	0.069367	1	0.254784	0.269457	0.217705	1	0.922974	0.180023	1	0.226228	1	
4	1	0.141258	0.076926	0.098405	0.128976	1	0.476067	0.5094	0.15041	1	0.956816	0.051521	1	0.072258	1	
5	1	0.015511	0.118921	0.118079	0.123634	1	0.276473	0.230668	0.244731	1	0.927163	0.84843	1	0.829481	1	
6	1	0.013013	0.071334	0.04889	0.016122	1	0.306093	0.311641	0.007119	1	0.93295	0.025023	1	0.007873	1	
7	1	0.182006	0.039823	0.049549	0.095961	1	0.143039	0.180065	0.300104	1	0.942639	0.127405	1	0.17661	1	
8	1	0.016687	0.005038	0.007181	0.021276	1	0.15462	0.116701	0.034372	1	0.918775	0.071293	1	0.06367	1	

Dos resultados das funções coerência pode-se observar bons resultados na direcção transversal para o 1º modo, estando assim de acordo com a análise inicial dos sismógrafos de referência. Neste caso as estações 1 a 5 têm os melhores resultados, excepto o sismógrafo 135 que não apresenta bons resultados, tendo sido retirado da análise. Relativamente à direcção longitudinal observa-se que as duas primeiras estações conduzem a bons resultados para o 2º modo (freq. = 4.883Hz). Face a estes resultados fez-se a análise mais cuidada das cinco primeiras estações sem o sismógrafo nº 135, começando pelos espectros cruzados e auto-espectros dos sismógrafos de referência, conduzindo aos resultados representados na Fig. 4.42.

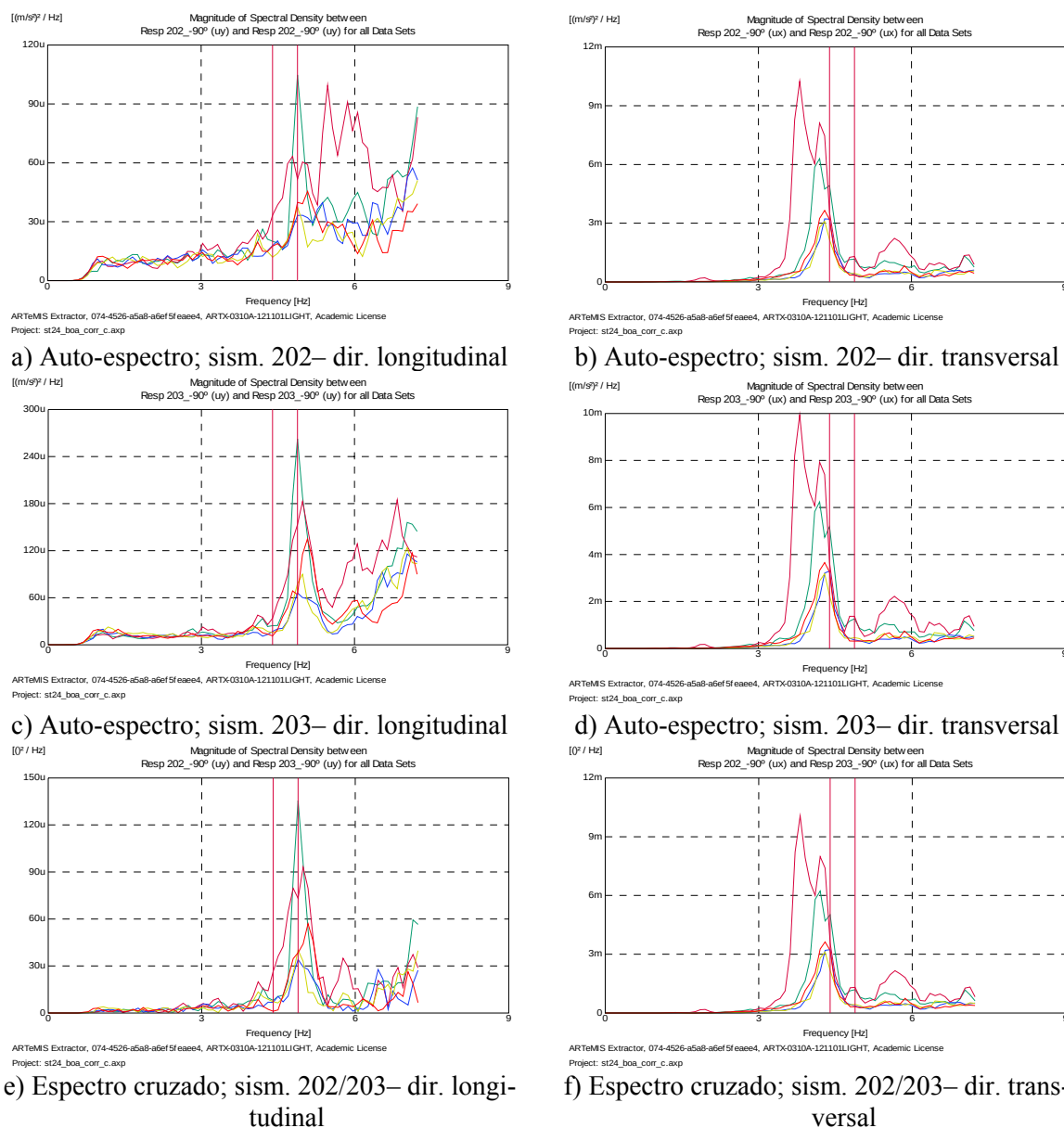
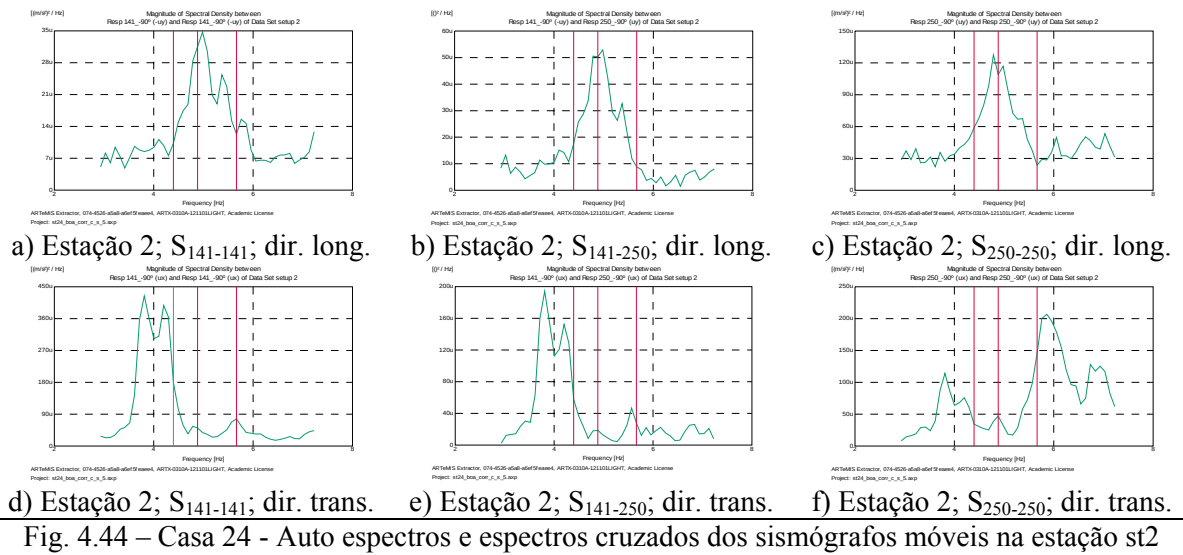
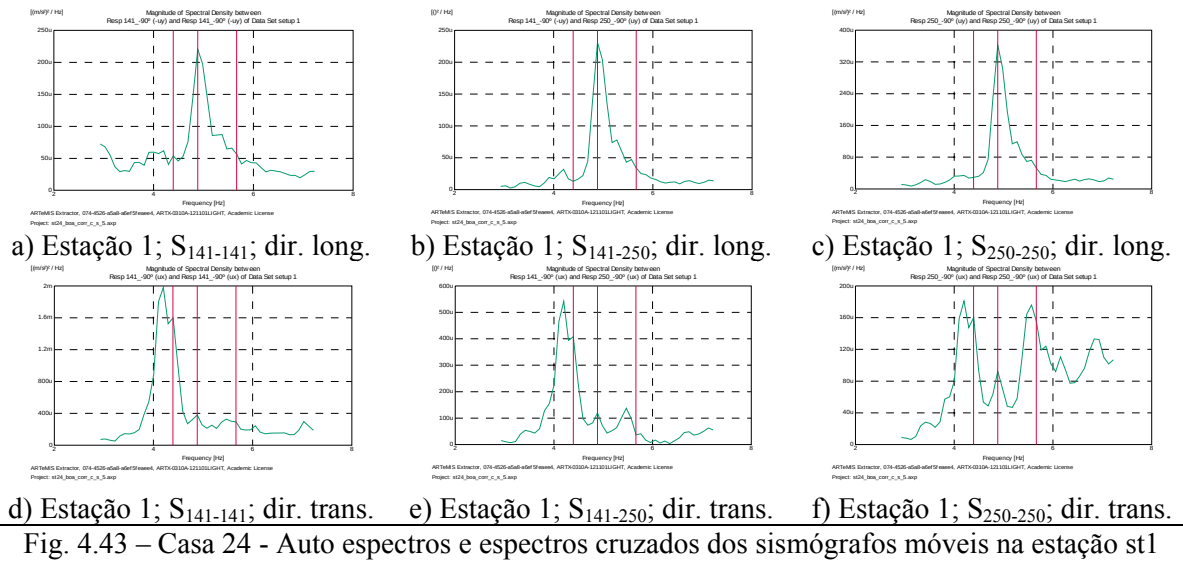


Fig. 4.42 —casa 24- Auto espectros e espectros cruzados dos sismógrafos de referência nas estações st1 , st2 e st3

Os espectros cruzados e os auto-espectros mostram bons resultados, apresentando picos nas zonas das ressonâncias. Os espectros cruzados, pela sua formulação matemática, reduzem a influência de efeitos de ressonância da excitação, validando neste caso os resultados obtidos dos auto-espectros.

De seguida, fez-se a análise espectral dos sismógrafos móveis cujos resultados se representam nas Fig. 4.43 a Fig. 4.45.



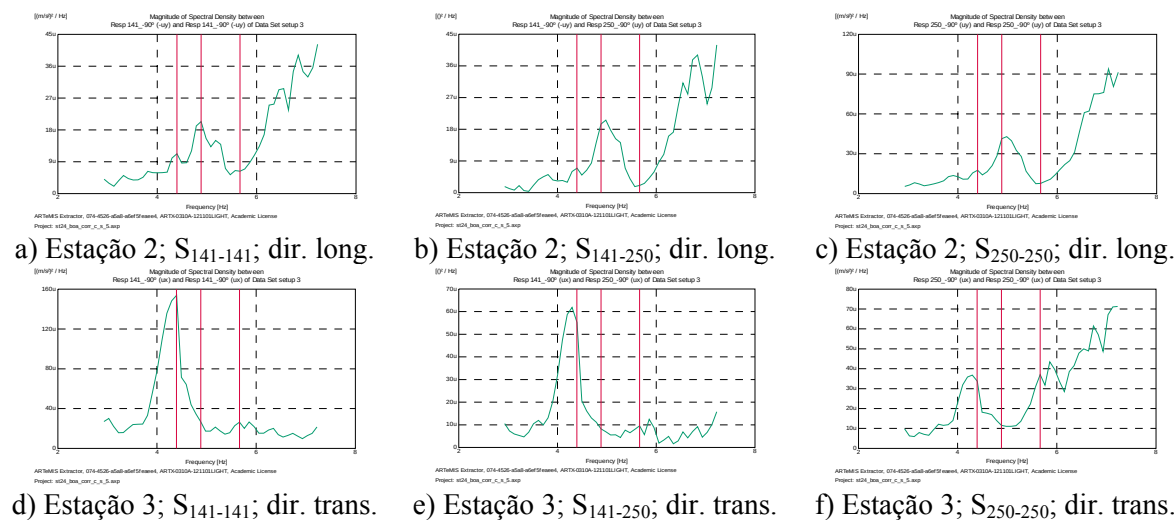


Fig. 4.45 – Casa 24- Auto espectros e espectros cruzados dos sismógrafos móveis na estação st3

Em cada uma das estações verifica-se que os resultados em concordância com os mencionados anteriormente sobre os sismógrafos de referência e as funções de coerência. Assim na direcção longitudinal os espectros e auto-espectros conduzem ao 2º modo de vibração, enquanto que na direcção transversal conduzem ao 1º modo de vibração. Observa-se na Fig. 4.46 a média dos elementos da diagonal da matriz densidade espectral que demonstra a preponderância do 1º modo relativamente ao segundo, tendo-se obtido naquele maiores registos de acelerações.

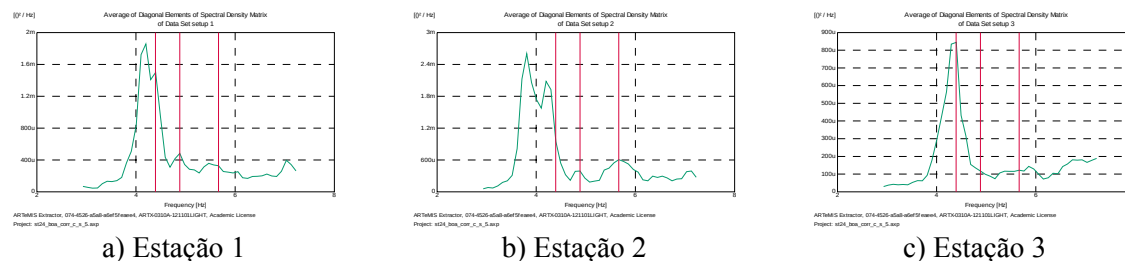
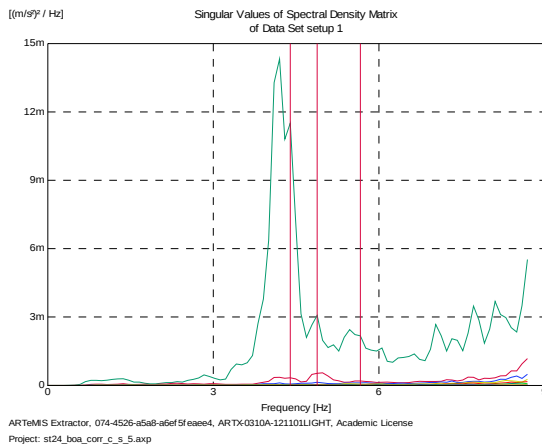
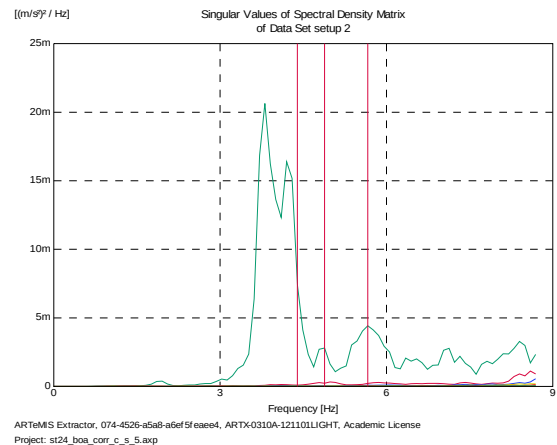


Fig. 4.46 – Casa 24- Média dos elementos da diagonal da matriz densidade espectral

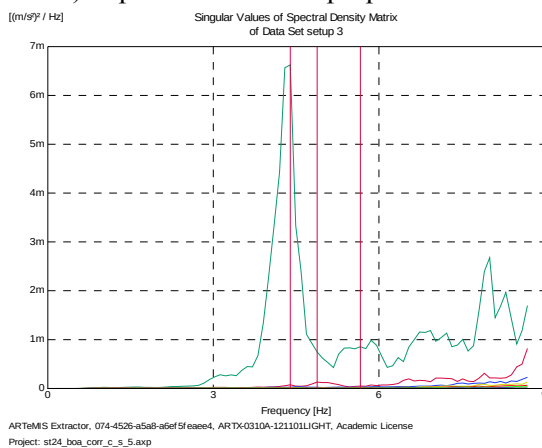
Consequentemente, calcularam-se os espectros dos valores próprios da matriz densidade espectral (Fig. 4.47) a partir dos quais se identificaram as ressonâncias do sistema.



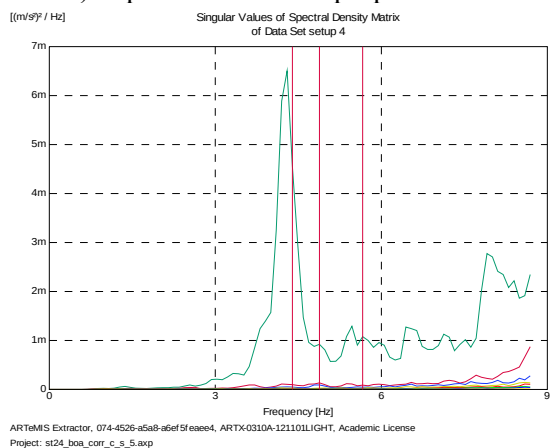
a) Espectro de valores próprios – St1



b) Espectro de valores próprios – St2



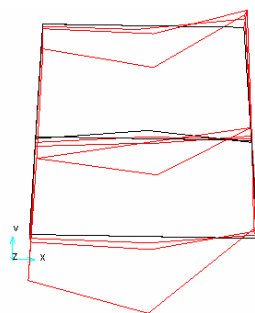
c) Espectro de valores próprios – St3



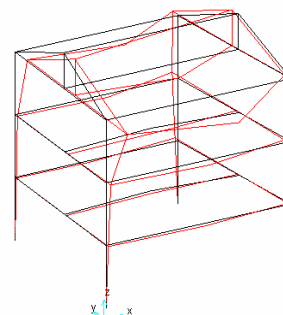
d) Espectro de valores próprios – St4

Fig. 4.47 – Casa 24- Espectros de valores próprios

Da análise dos espectros dos valores próprios apenas é possível identificar um modo, pelo que se conclui que apesar da existência de algumas ressonâncias, estas não caracterizam o 2º modo de vibração, tendo sido apenas possível obter o modo da Fig. 4.48.



a) planta



b) perspectiva

Fig. 4.48 – Casa nº 24 - 1º modo: 4.297 Hz – dir. yy

A Fig. 4.48 mostra tal como previsto o 1º modo na direcção transversal ao quarteirão com uma componente de torção visível principalmente no esquema da perspectiva.

4.5.4 Edifício dos correios

O comportamento do quarteirão sob a acção de um sismo é condicionado pela existência num dos seus topos de um edifício de betão armado. É importante por isso avaliar as suas características mecânicas principalmente a sua rigidez. A análise deste elemento deve ser enquadrada no estudo global do quarteirão e no modo como este o influencia. As análises efectuadas nas restantes casas (casa nº 15, nº 16 e nº 24) tiveram como objectivo avaliar o seu comportamento dinâmico para mais tarde efectuar a calibração de modelos numéricos que permitissem compreender o seu comportamento e eventualmente analisar possíveis soluções de reforço. No caso do edifício dos correios o objectivo não é necessariamente avaliar o seu comportamento sísmico mas sim a sua influência no comportamento das restantes casas. Foram efectuados ensaios dinâmicos divididos em 12 estações de medida representadas na Fig. 4.49.

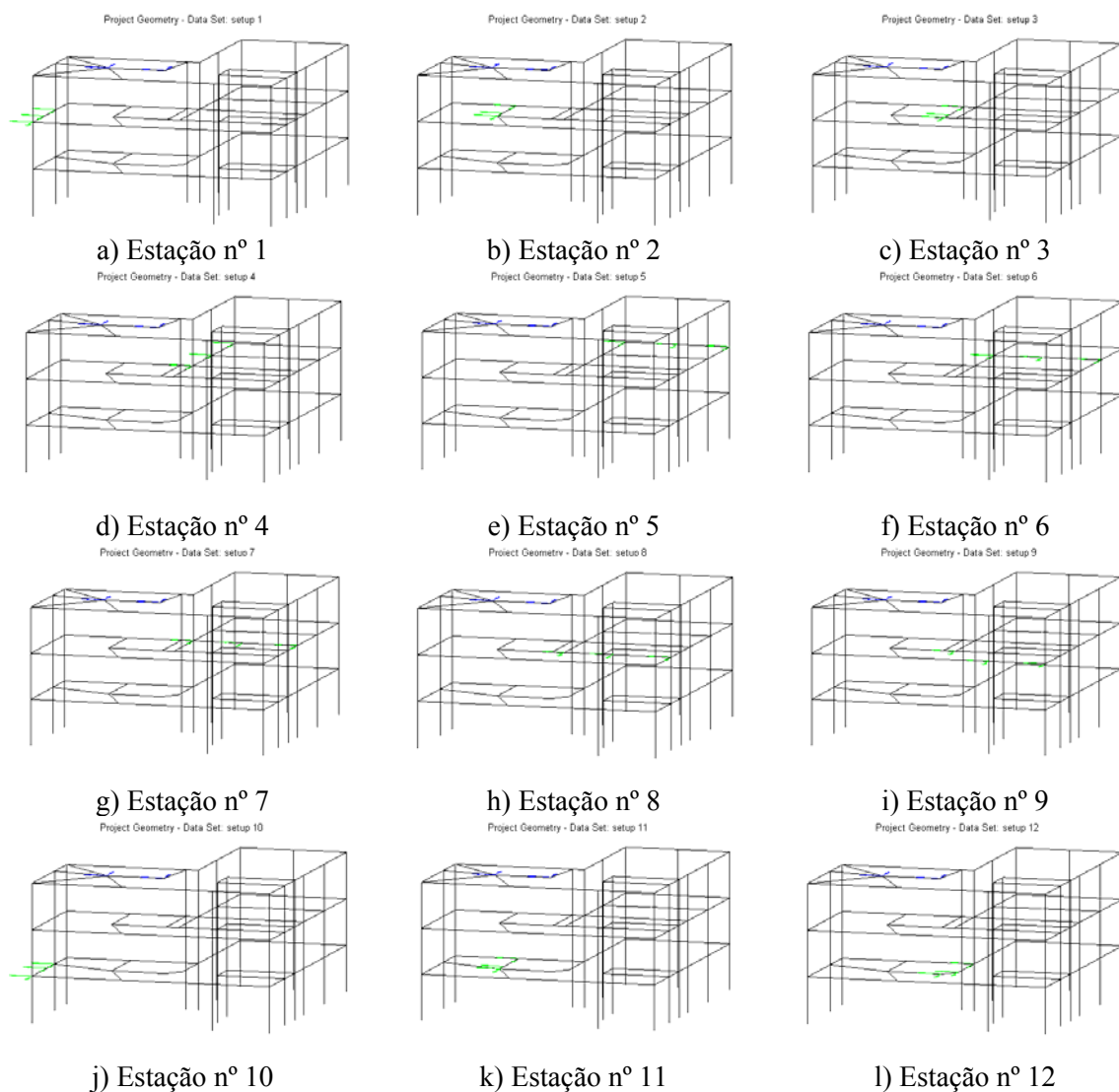


Fig. 4.49 – Edifício dos correios – Estações de medição

Os ensaios realizados no edifício dos correios não foram conclusivos relativamente às configurações modais da estrutura. Embora se apresentem alguns resultados obtidos, nos quais se identificaram algumas ressonâncias, não foi possível avaliar uma configuração modal global do edifício. Este facto deve-se essencialmente à elevada rigidez deste elemento composto por elementos de betão armado com grandes dimensões, nomeadamente ao nível das vigas e de paredes em que apoiam. Pode-se ver na Fig. 4.50 as frequências de ressonância próximas dos 10 HZ, manifestamente superiores às encontradas para as restantes casas, confirmando assim a existência de um elemento “rígido” no topo do quarteirão.

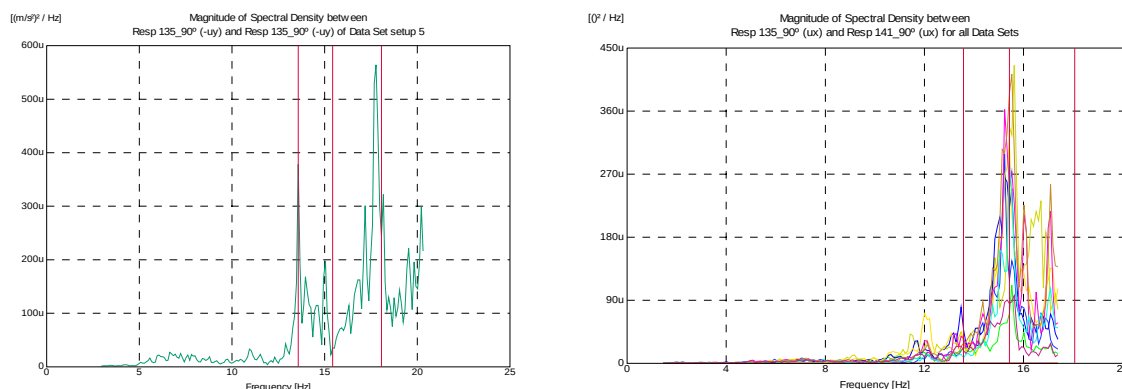


Fig. 4.50 – Casa 24 - Espectros de valores próprios

Neste tipo de estruturas o ensaio realizado através de vibrações ambientais é menos rigoroso uma vez que a solicitação é insuficiente para induzir no edifício acelerações significativas e detetáveis pela sensibilidade dos aparelhos de medida.

4.5.5 Conclusões

Os ensaios experimentais assumem particular importância em análises de estruturas existentes, em que é essencial avaliar as características dos materiais constituintes e o esquema estrutural compatível com as condições da estrutura. No caso em estudo foi possível obter resultados bastante satisfatórios nas casas “tradicionais”, nomeadamente a determinação de um ou dois modos de vibração a partir dos quais se irá proceder ao desenvolvimento e calibração de modelos numéricos capazes de traduzir convenientemente o comportamento estrutural dos edifícios. Nestes casos específicos de estruturas, o comportamento estrutural das paredes em alvenaria de pedra não depende apenas da qualidade do material mas também do modo como esta foi emparelhada e ligada. Chama-se a atenção no entanto para a necessidade de realização de ensaios laboratoriais para aferir as características mecânicas dos materiais constituintes (peso específico, coeficiente de Poisson etc..) para assim balizar algumas características que conduzam a um eficaz processo de calibração.

CAPÍTULO 5

CALIBRAÇÃO E ANÁLISE SÍSMICA DAS CASAS QUE COMPÕEM O QUARTEIRÃO.

5.1 INTRODUÇÃO

Os resultados dinâmicos obtidos dos ensaios descritos no cap. 4 tiveram primordial importância para avaliar as características dinâmicas dos edifícios, ao nível das frequências de vibração e das respectivas configurações modais.

De acordo com as frequências obtidas e, principalmente, com as respectivas configurações modais, foi possível verificar que o soalho apresenta um comportamento de diafragma com uma certa rigidez no seu plano e que restringe a flexão das paredes ao longo de um eixo vertical. Pode-se deste modo verificar que estes edifícios têm um comportamento que se enquadra entre as modelações B e C (abordadas na secção 2.1). O estado de manutenção do soalho, as suas ligações às vigas e às paredes em que apoiam, são factores relevantes e condicionantes para o comportamento dinâmico destes elementos uma vez que podem desempenhar um papel muito importante de travamento das paredes resistentes.

Os ensaios efectuados em laboratório conduziram a alguns resultados úteis, nomeadamente ao nível da resistência à compressão, ao peso volúmico e ao coeficiente de Poisson dos materiais que constituem as paredes. Os resultados obtidos dos ensaios realizados constituíram uma base válida para desenvolver e calibrar modelos numéricos matemáticos, capazes de simular o comportamento real das estruturas, sendo possível analisá-las e melhor compreender a influência dos elementos que as compõem.

Os modelos matemáticos são necessários e desejáveis para:

- Compreender o modo de funcionamento das estruturas sob acções dinâmicas.
- Simular ou prever as respostas a forças exteriores.
- Simular alterações do comportamento devido a alterações mecânicas e físicas das estruturas.

É importante referir que os modelos não representam exactamente a estrutura existente mas sim uma aproximação baseada em alguns pressupostos e apoios localizados. Necessitam muitas vezes (essencialmente na análise de estruturas existentes) de serem complementados e validados por análises experimentais.

Neste capítulo, numa primeira fase descrevem-se os processos de calibração das estruturas analisadas “*in-situ*” e posteriormente são feitas análise sísmicas (com base nos modelos já calibrados) de cada uma das casas.

Depois do tratamento dos resultados dos ensaios dinâmicos “*in-situ*” foi necessário calibrar os modelos numéricos existentes. Na fase preliminar apenas haviam sido feitos modelos da casa 15 e do quarteirão (Modelo Global). Na casa nº15, face às modificações estruturais observadas, era necessário corrigir geometricamente o modelo, adequando-o à estrutura modificada, e calibrar as propriedades dos materiais constituintes. As restantes casas estavam apenas simuladas de uma forma simplista no modelo global do quarteirão, pelo que a sua calibração estava bastante limitada. Assim, optou-se por fazer modelos locais mais refinados e pormenorizados da casa nº 16 e casa nº 24, diminuindo os erros associados à geração das malhas, garantindo uma melhor compreensão dos seus comportamentos.

Relativamente ao edifício dos correios, e face aos resultados dinâmicos “*in-situ*” e à elevada rigidez do mesmo, optou-se por considerar a sua modelação de uma forma mais simplificada, garantindo apenas as altas-frequências próprias de vibração.

5.2 CALIBRAÇÃO DOS MODELOS NUMÉRICOS

5.2.1 Casa 15

No decurso deste estudo a casa nº15 sofreu alguns trabalhos de reabilitação, essencialmente no que diz respeito aos pavimentos. Apesar de manter a estrutura principal (as paredes), o seu comportamento global foi alterado, tendo por isso sido necessário efectuar algumas correcções.

As alterações observadas mais significativas foram:

- Inexistência do 2º piso na zona posterior da casa (Fig. 5.1 a).
- Existência nessa zona de lintéis de betão em cima das janelas (Fig. 5.1 b).

- Existência de um recuado em betão armado (Fig. 5.1 c).



a) Inexistência do 2º piso



b) Lintéis de betão



c) Recuado em betão armado

Fig. 5.1 – Casa nº 15. Alterações efectuadas na casa nº 15

Detectaram-se igualmente algumas heterogeneidades de materiais importantes, nomeadamente nas paredes principais. O modelo numérico final, cuja malha se ilustra na Fig. 4.1, baseou-se na modelação B referida no capítulo 3 e incluiu as alterações referidas.

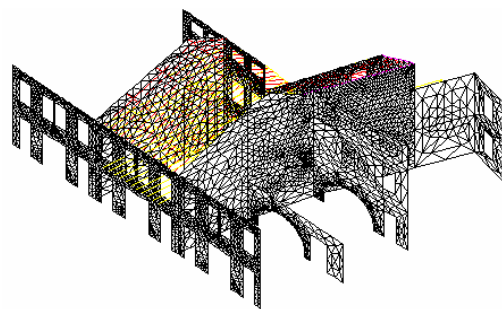
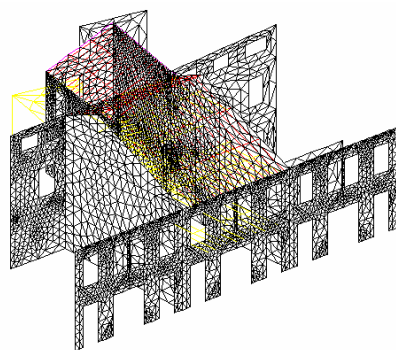


Fig. 5.2 – Casa nº 15. Novo modelo numérico – Laje modelada com elementos de barra

As alterações observadas traduziram-se em algumas diferenças no comportamento estrutural, das quais se destacam os resultados modais apresentados na Fig. 5.3. Nos modos representados observa-se um pequeno aumento das frequências próprias da estrutura relativamente à fase preliminar. Este facto, deve-se por um lado, ao aumento da estrutura nas traseiras com laje de vigotas, e por outro, pela colocação dos lintéis de betão armado nas padieiras das janelas do piso 1 aumentando a rigidez da própria parede. Da análise preliminar surgiram dois problemas fundamentais, nomeadamente, a determinação das características mecânicas das paredes e dos pavimentos, e a sua influência na resposta dos edifícios.

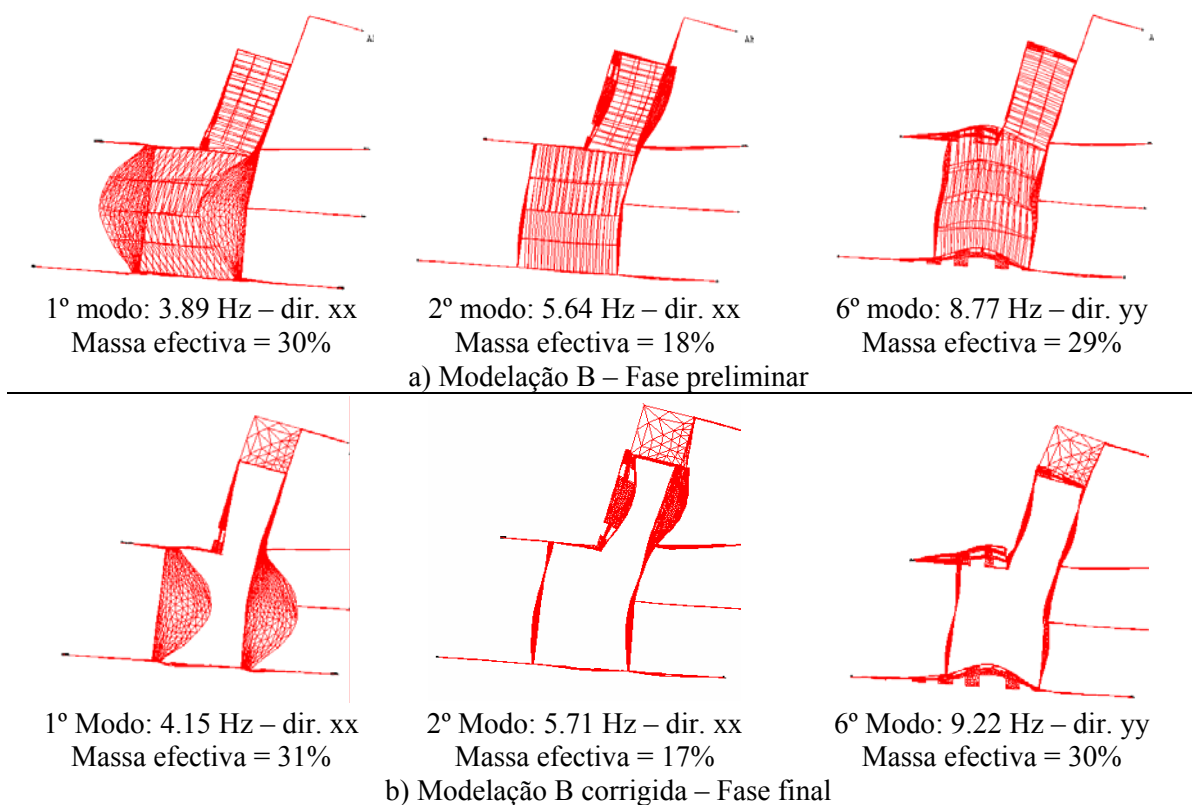


Fig. 5.3 – Casa nº 15. Alterações ao comportamento estrutural

A calibração do modelo numérico (Fig. 5.4) foi feita com base em várias hipóteses para as características mecânicas das paredes e para o tipo de comportamento dos soalhos. Estes últimos foram modelados simplifadamente conforme referido no capítulo 3 com elementos de casca com espessura a variar desde 0.15cm a 2cm (espessura real do soalho). A espessura de 0.15cm simula a inexistência do funcionamento do soalho como diafragma no seu plano garantindo-se apenas o funcionamento conjunto das paredes. Relativamente ao módulo de elasticidade das paredes foram admitidos como hipóteses 250MPa, 400MPa, 650 MPa e 1100MPa (valor considerado na fase preliminar).

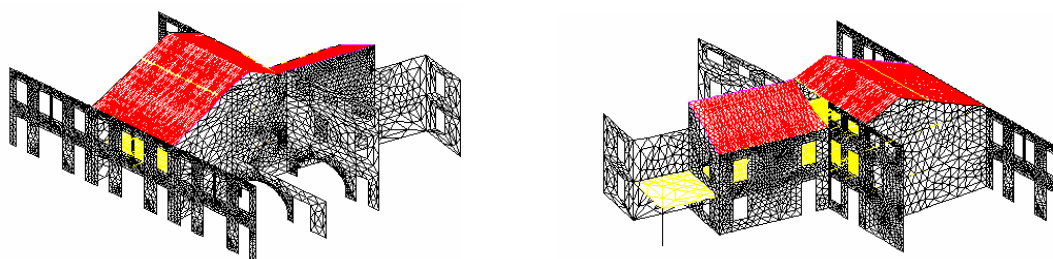


Fig. 5.4 – Casa nº 15. Novo modelo numérico – Laje modelada com elementos de casca

O valor de 1100Mpa demonstrou ser demasiado elevado para o módulo de elasticidade das paredes. Na Fig. 5.5 está representada a comparação dos resultados desta hipótese com os resultantes da análise experimental.

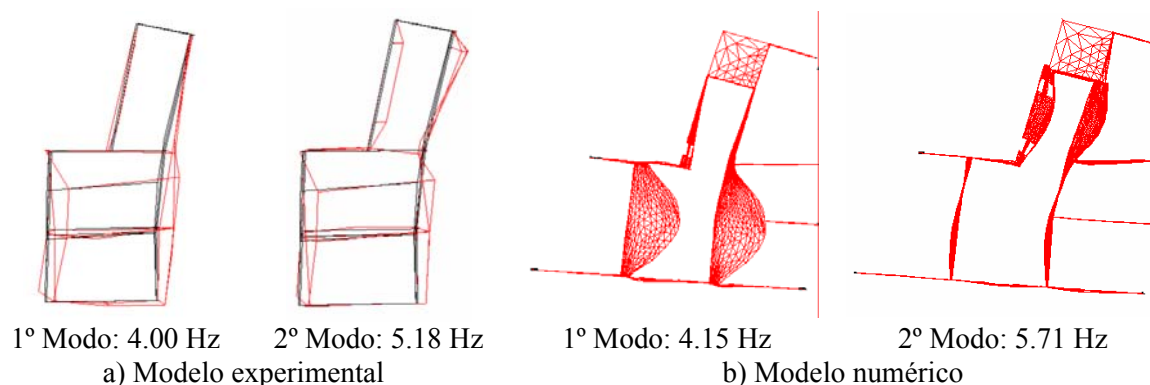


Fig. 5.5 – Casa nº 15. Modelo experimental; Modelo com $E=1100\text{Mpa}$ e soalho só com barrotes

Pode-se observar que as frequências associadas aos primeiros modos das duas análises (experimental e numérico) são semelhantes, embora com valores ligeiramente superiores no modelo numérico. No entanto, ao olharmos atentamente para as configurações modais verificou-se que o modo experimental prevê uma maior rigidez dos soalhos no seu plano do que o considerado neste modelo numérico (só barrotes). Consequentemente tentou-se aumentar a rigidez dos soalhos, diminuindo o valor do módulo de elasticidade das paredes, para assim alterar as configurações modais e não os valores das frequências.

A espessura 0.15cm está associada à inexistência de qualquer funcionamento de diafragma dos pavimentos, tendo sido calibrada com base no modelo da mesma casa mas com os pavimentos modelados apenas com os barrotes primários e secundários. O soalho das casas tem aproximadamente 2cm de espessura pelo que a consideração deste valor para a espessura dos elementos de casca prevê o eventual funcionamento do soalho como uma laje uniforme e contínua no seu plano. Os valores intermédios traduzem uma diminuição da rigidez do soalho associado à sua constituição e à interligação dos elementos (tábuas) que o constituem. Estes valores intermédios são naturalmente artifícios de cálculo mas que permitem avaliar de uma forma qualitativa o grau de eficiência dos elementos que constituem os pavimentos.

Apresentam-se na Fig. 5.6 e Fig. 5.7 alguns dos resultados dinâmicos obtidos para cada uma das hipóteses referidas.

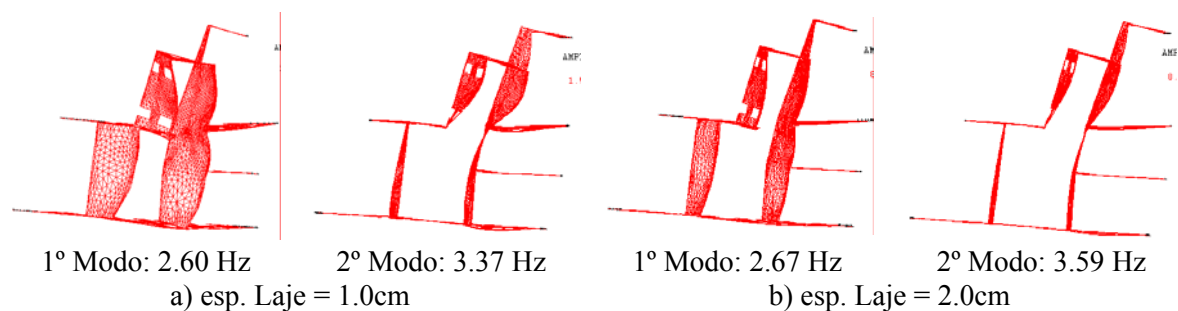


Fig. 5.6 – Casa nº 15. Modelo com $E=250\text{Mpa}$ e soalho com rigidez no seu plano

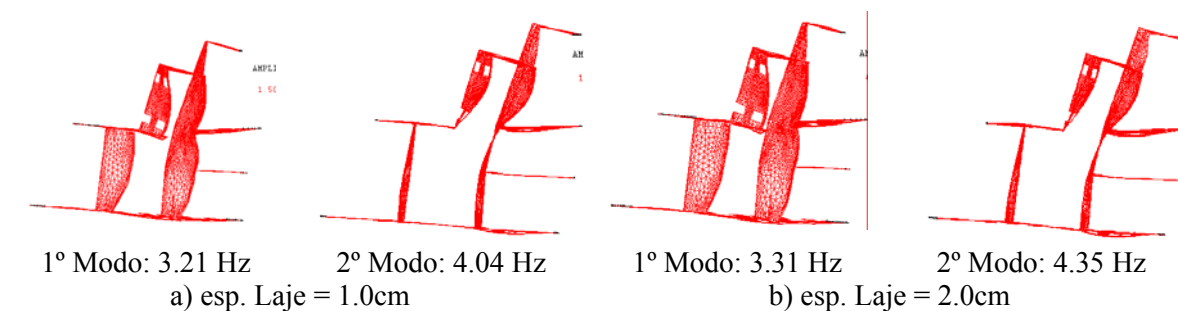


Fig. 5.7 – Casa nº 15. Modelo com $E=400\text{Mpa}$ e soalho com rigidez no seu plano

O valor do módulo de elasticidade das paredes tem uma grande influência no valor das frequências próprias das estruturas e condicionam menos a configuração dos modos. Relativamente ao soalho passa-se o contrário, tendo menor influência nos valores das frequências das estruturas mas condicionando as configurações modais. Da análise da Fig. 5.7 podemos verificar que independentemente da rigidez dos soalhos o valor de 250 e 400 Mpa para o módulo de elasticidade das paredes é demasiadamente baixo uma vez que conduz a frequências próprias da estrutura inferiores às das análises experimentais.

O módulo de elasticidade das paredes resultantes da calibração foi de 650 MPa, tendo-se estudado as duas hipóteses para os pavimentos (1cm e 2cm) (Fig. 5.8).

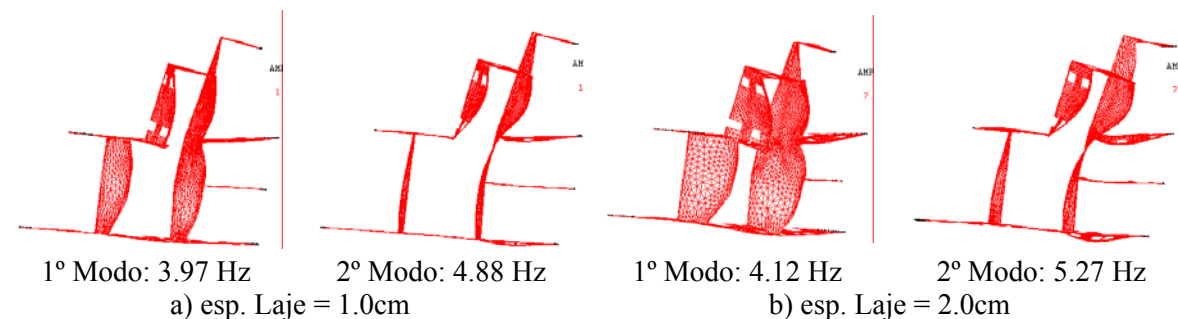


Fig. 5.8 – Casa nº 15. Modelo com $E=650\text{Mpa}$ e soalho com rigidez no seu plano

A hipótese com os pavimentos modelados com espessura de 2cm é a que mais se aproxima dos resultados experimentais. Optou-se no entanto, por considerar o modelo calibrado com os

pavimentos com espessura equivalente a 1,5cm, aproximando ainda mais a frequência associada ao primeiro modo. Apesar de parecer irrelevante devido à baixa percentagem de erro existente, esta aproximação foi considerada uma vez que se prevê que as estruturas sob a acção do sismo possam sofrer danos localizados essencialmente ao nível das ligações soalho-barrotes e soalho-paredes que comprometam a sua eficiência total. O efeito de grupo foi tido em conta nas três casas estudadas, nos modelos numéricos realizados.

A calibração dos modelos numéricos é feita essencialmente com base no 1º modo de vibração, controlando eventuais diferenças no 2º modo (Fig. 5.9).

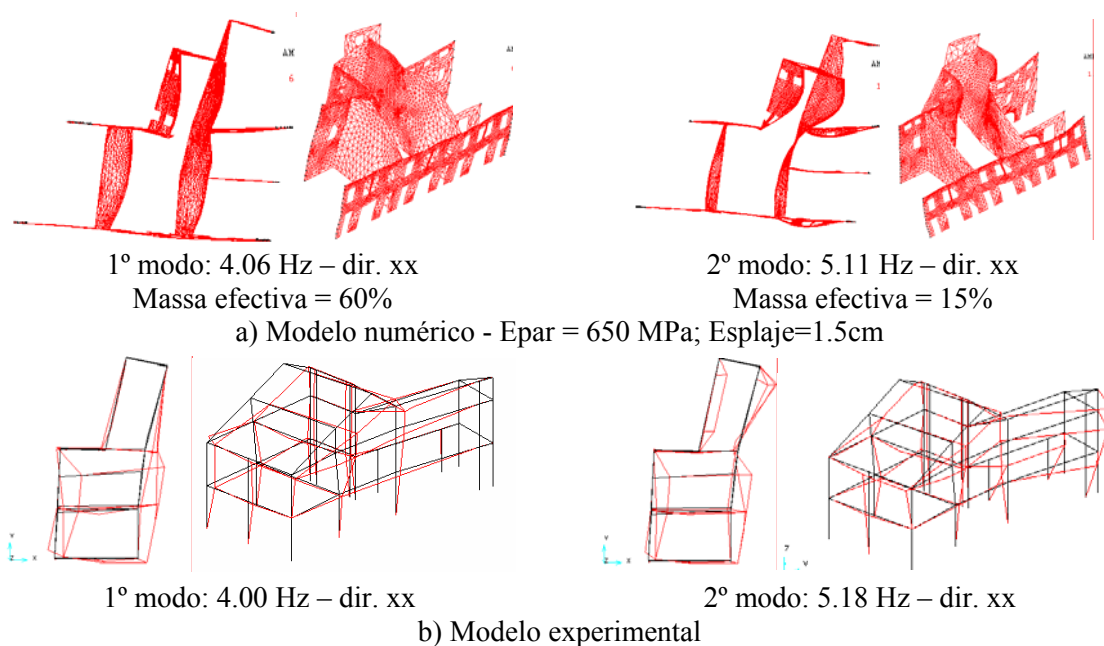


Fig. 5.9 – Casa nº 15. Modelo Numérico final; Modelo experimental

Nos gráficos representados na Fig. 5.10 pode-se observar a evolução das frequências dos dois primeiros modos em função da variação do módulo de elasticidade das paredes e da espessura equivalente dos pavimentos.

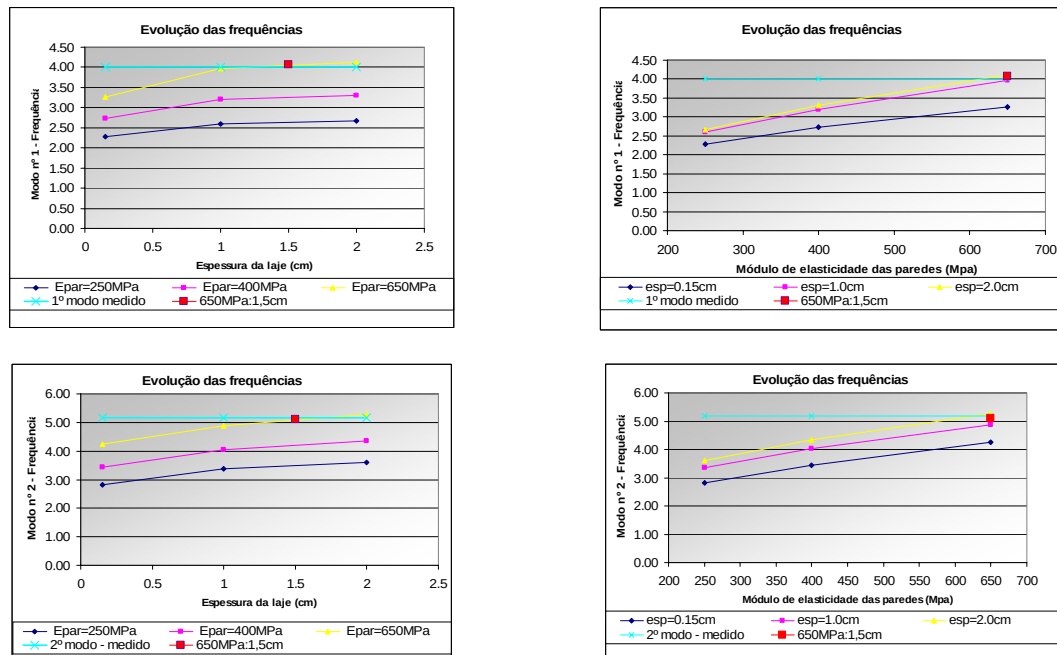


Fig. 5.10 – Casa nº 15. Evolução das frequências

5.2.2 Casa 16

A casa nº16 representa um caso típico do problema das heterogeneidades em altura, tendo sido necessário efectuar também o seu modelo numérico, cuja discretização se apresenta na Fig. 5.11.

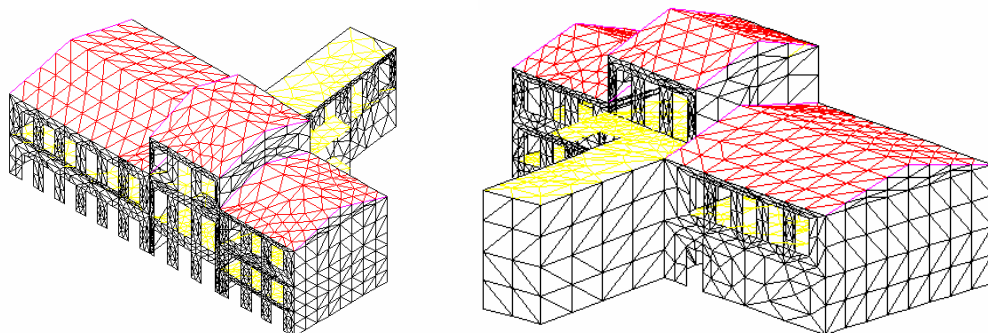


Fig. 5.11 – Casa nº 16. Modelo Numérico

As propriedades mecânicas dos elementos estruturais foram aferidas de acordo com os resultados dos ensaios dinâmicos (Fig. 5.14 e Fig. 5.15).

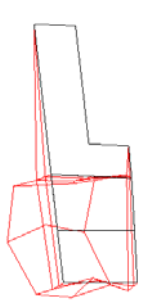


Fig. 5.12-Casa nº16-1º modo: 4.3 Hz -dir. xx

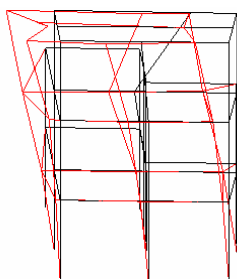
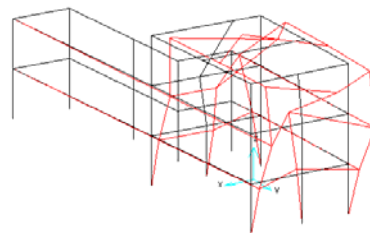
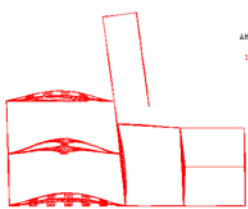


Fig. 5.13-Casa nº 16 -2º modo: 5.6 Hz – dir. yy



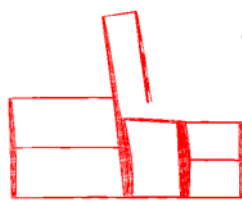
Nesta casa, e ao contrário do que aconteceu na casa nº 15, todos os elementos estruturais foram modelados com elementos de casca incluindo os pavimentos tendo-se considerado as hipóteses representadas nas Fig. 5.14 e Fig. 5.16. A hipótese dos pavimentos sem rigidez no seu plano foi modelada com calibração prévia, com a espessura da casca igual a 0.15cm.



1º Modo: 3.48 Hz - yy



2º Modo: 3.62 Hz - xx



1º Modo: 5.18 Hz- xx



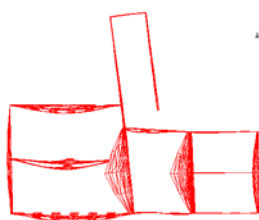
2º Modo: 6.70 Hz - yy

a) Laje sem rigidez no seu plano (esp.= 0.15cm)

b) Laje com rigidez no seu plano (esp.= 2cm)

Fig. 5.14 – Casa nº 16. Modelos Numéricos – Hipóteses de calibração: E = 1100 Mpa

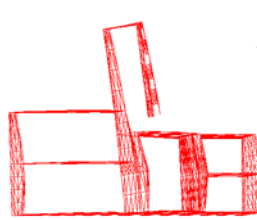
A partir da Fig. 5.14 a) pode-se verificar que os modos não estão em consonância com os ensaios experimentais. Para além dos menores valores das frequências as configurações modais são bastante diferentes, levando a concluir que não é o modelo que caracteriza o comportamento da estrutura. Por outro lado a Fig. 5.14 b) mostra configurações modais parecidas com as experimentais mas com valores de frequências demasiado elevados. Desta forma foi necessário baixar o módulo de elasticidade das paredes para 800MPa (Fig. 5.15 e Fig. 5.16), considerando três hipóteses para os pavimentos (só barrotes, esp.=2cm e esp.=1.5cm).



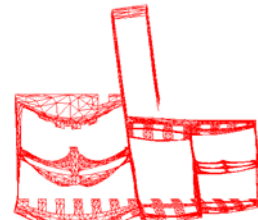
1º Modo: 3.20 Hz - xx



2º Modo: 3.30 Hz - yy



1º Modo: 4.51 Hz- xx



2º Modo: 5.95 Hz - yy

a) Laje sem rigidez no seu plano (esp.= 0.15cm)

b) Laje com esp.= 2cm

Fig. 5.15 – Casa nº 16. Modelos Numéricos – Hipóteses de calibração: E = 800 Mpa

A Fig. 5.15a) mostra dois modos com as direcções coerentes com as observadas experimentalmente. No entanto, as frequências associadas são demasiadamente baixas, e as deformações das paredes meeiras da casa nº 16, mostram uma flexão segundo um eixo vertical que não está de acordo com os resultados experimentais. Este facto está associado à rigidez dos pavimentos. A Fig. 5.15b) caracteriza bem a resposta da estrutura conduzindo a bons resultados. O 1º modo mobiliza a estrutura na direcção longitudinal e o 2º na direcção transversal. Considera-se o modelo com o soa-lho com uma espessura fictícia de 1.5cm (Fig. 5.16), aquele que melhor caracteriza o comporta-mento da estrutura. Nas Fig. 5.16 e Fig. 5.17 confrontam-se os resultados do modelo numérico com os experimentais revelando uma boa concordância.

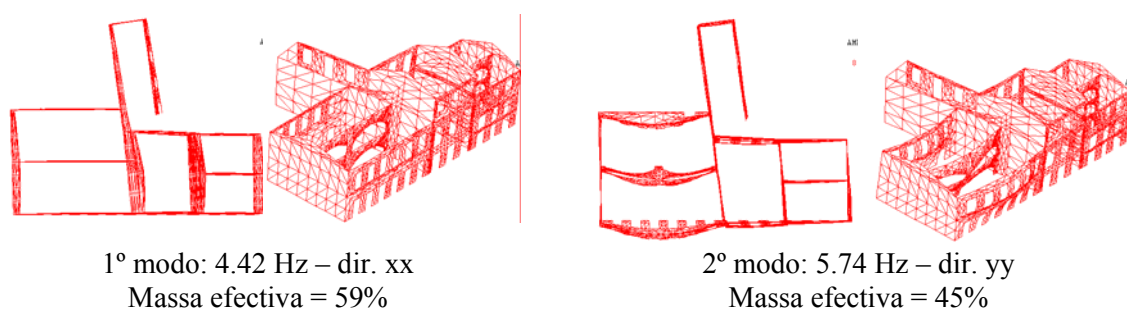


Fig. 5.16 – Casa nº 16. Modelo numérico calibrado- E = 800 Mpa; Pavimentos = 1.5cm

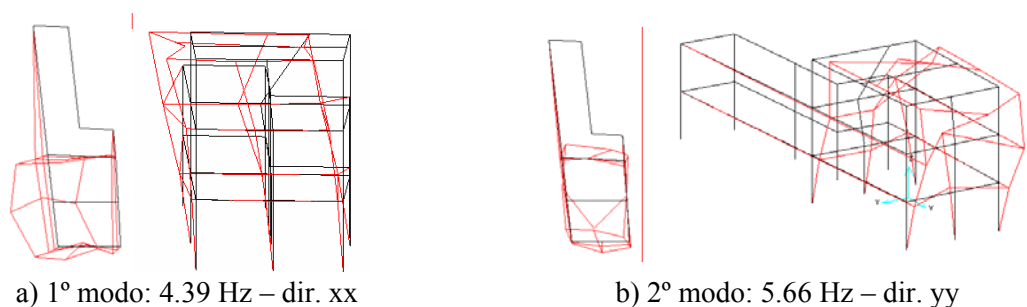


Fig. 5.17 – Casa nº 16. Resultados experimentais

Realce-se que a espessura “calibrada” dos pavimentos das casas nº 15 e nº 16 é a mesma, o que revela alguma homogeneidade deste elemento estrutural.

5.2.3 Casa 24

A casa 24 está situada no canto entre a rua Serpa Pinto e a travessa da Misericórdia e representa o problema dos cantos em blocos. Dada a sua localização, o seu comportamento está bastante associado ao efeito de grupo provocado pelas casas vizinhas, o qual foi incluído no modelo numérico (Fig. 5.18), que, neste caso, contempla o efeito de “banda” e o efeito de “canto”.

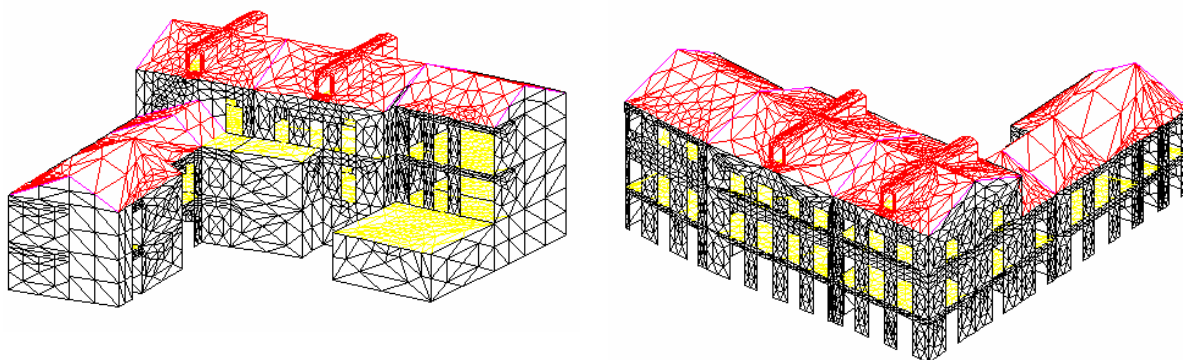
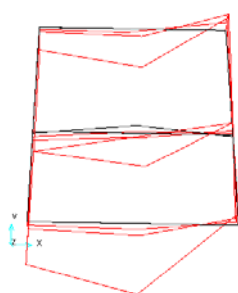


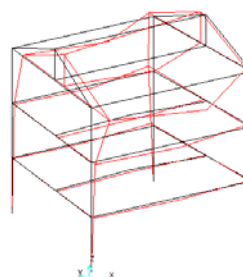
Fig. 5.18 – Casa nº 24. Modelo Numérico

Ao longo dos anos os cantos têm-se mostrado muito vulneráveis à acção dos sismos, pelo que a sua análise e consideração tem primordial importância. Este modelo, apesar de parcial, representa convenientemente a casa nº 24 e as condições associadas à sua localização.

Os ensaios experimentais conduziram aos resultados da Fig. 5.19.



a) Planta



b) Perspectiva

Fig. 5.19 – Casa nº 24. 1º modo – $f=4.297\text{HZ}$

Dos ensaios dinâmicos experimentais efectuados na casa nº 24 da Rua Serpa Pinto apenas foi possível identificar um modo de vibração que servirá de base à calibração do modelo matemático.

Numa primeira fase do processo de calibração considerou-se o módulo de elasticidade da parede igual a 1100MPa e duas hipóteses de rigidez dos pavimentos (sem soalho e com soalho), tendo-se obtido os resultados representados na Fig. 5.20.

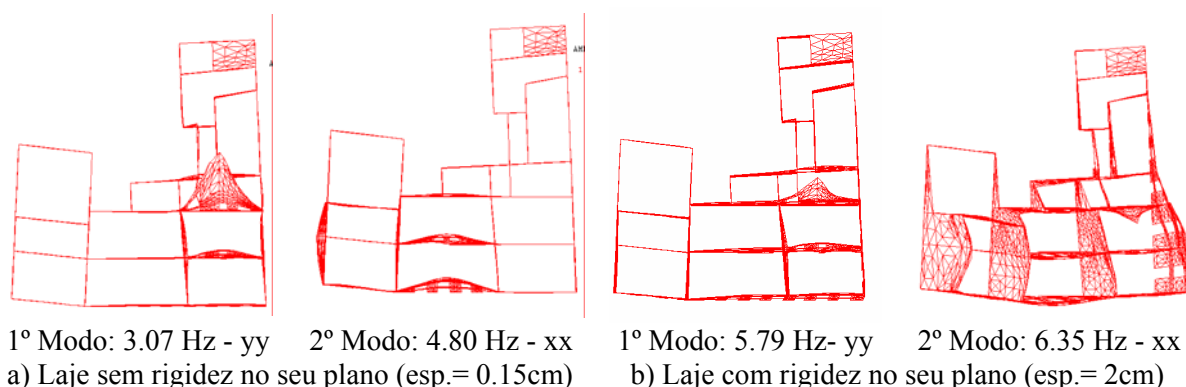


Fig. 5.20 – Casa nº 24. Modelos Numéricos – Hipóteses de calibração: $E = 1100 \text{ Mpa}$

A partir da Fig. 5.20 a) podemos verificar que a configuração modal do 1º modo está de acordo com os resultados experimentais. Relativamente ao valor da frequência este apresenta em qualquer um dos casos valores diferentes dos obtidos experimentalmente. Se por um lado no modelo com laje só com barrotes o valor da frequência é bastante inferior ao obtido experimentalmente, o inverso acontece quando se tem em conta a rigidez do piso no seu plano. Assim, foi necessário baixar o módulo de elasticidade das paredes (Fig. 5.21), considerando duas hipóteses para os pavimentos (só com barrotes e com efeito do soalho – esp.=1.5cm).

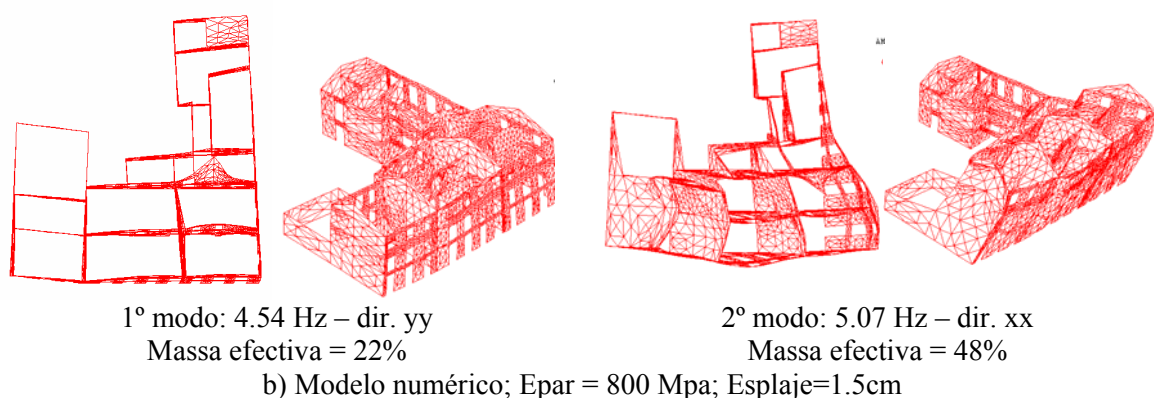


Fig. 5.21 – Casa nº 24. Modelos Numéricos – Hipóteses de calibração: $E = 800 \text{ Mpa}$

A existência de apenas um modo de vibração resultante dos ensaios experimentais limitou um pouco o ajuste das propriedades e dos modelos numéricos.

A localização da casa nº 24 condiciona bastante o seu comportamento produzindo efeitos de torção dificilmente detectáveis nos ensaios realizados e correlacionáveis com resultados numéricos.

A modelação com $E_{par}=800\text{Mpa}$ e o pavimento com uma espessura equivalente de 1.5cm foi tido como o modelo “calibrado”. Apesar de haver uma diferença no valor da frequência de cerca 5% considerou-se uma boa aproximação. É evidente que a solução “calibrada” pode eventualmente ser baseada em paredes com módulo de elasticidade maior e a rigidez dos pisos menor, no entanto,

esta solução pareceu a mais equilibrada, permitindo mesmo garantir a homogeneidade nas características dos pavimentos das casas. Foram igualmente tidas em conta algumas heterogeneidades das paredes que constituem a casa nº 24 e as vizinhas (visíveis durante o decorrer dos ensaios), tendo-se considerado que algumas das paredes inferiores tinham menor qualidade do que as da fachada principal. O valor de 800Mpa para as melhores paredes, nomeadamente nas paredes de fachada, parece ser um pouco baixo atendendo à sua boa aparência. É previsível que na realidade este valor seja um pouco superior e em correspondência os pisos sejam menos eficazes. Tratando-se de uma análise global, na qual necessariamente é importante o comportamento global dos edifícios, e tendo em conta igualmente os resultados das outras casas que conduziram a uma rigidez dos pisos semelhante, optou-se por admitir esta como solução válida a partir da qual se fizeram as análises sísmicas.

Na casa nº 24, como nas casas 16 e 15 os valores das massas efectivas modais (em percentagem da massa total) têm valores altos devido à rigidez no plano dos pavimentos, obrigando ao funcionamento conjunto de um grande número de elementos estruturais.

5.3 ANÁLISE SÍSMICA

Após uma análise cuidada dos resultados dinâmicos obtidos foi possível aferir, para as casas nº 15 e 16, os dois primeiros modos de vibração a partir dos quais foram calibrados os modelos numéricos. Já para a casa 24 apenas foi possível identificar experimentalmente um modo. A partir da calibração efectuada foi possível obter os módulos de elasticidade das paredes de alvenaria de pedra, representados no Quadro 5.1.

Quadro 5.1 – Casas nº 15, 16 e 24. Propriedades da alvenaria de pedra

Paredes	Material	ρ (ton/m ³)	E (GPa)
Casa 15	Alvenaria de pedra	1.8	0.65
Casa 16	Alvenaria de Pedra	1.8	0.8
Casa 24	Alvenaria de Pedra	1.8	0.8

A análise sísmica foi efectuada com base na acção sísmica descrita no capítulo II, uma vez que permite fazer um confronto dos resultados numéricos com os efeitos reais do sismo e, assim, conseguir uma forma adicional de validação das condições adoptadas na modelação. Para além da análise sísmica efectuada para as condições calibradas com base nos resultados dos ensaios “*in-situ*”, fizeram-se alguns estudos comparativos quer de tensões quer de deslocamentos que visam avaliar as alterações do comportamento das estruturas associados ao deficiente comportamento dos soalhos e à eventual inexistência de efeito de grupo.

Neste contexto analisaram-se numericamente as casas em estudo que foram submetidas aos ensaios “*in-situ*”. Procurou-se para cada uma delas avaliar e localizar os pontos mais frágeis onde estão instaladas as maiores tensões assim como avaliar a amplitude de deformações impostas a cada uma das estruturas de forma a quantificar o grau de potenciais danos ocorridos ou que poderão ocorrer no futuro.

5.3.1 Enquadramento regulamentar

No decorrer das análises efectuadas tentou-se analisar alguns dos resultados no âmbito regulamentar, pelo que apresentam-se de seguida algumas imposições regulamentares para este tipo de estruturas.

Uma das quantidades que deve ser analisada neste tipo de estruturas é o “drift” entre pisos, que avalia os deslocamentos relativos induzidos perpendicularmente às paredes. Refira-se a título de exemplo a pré-norma 356/357 (FEMA, 2000), baseada num conjunto de linhas de acção e de análises que divide o dano associado ao “drift” entre pisos em três níveis de utilização dos edifícios.

- 0.1% - Corresponde à ocorrência de fissurações visíveis mas que não compromete a utilização do edifício correspondendo a um estado de ocupação imediata
- 0.6% - Corresponde a um avançado estado de degradação do edifício a partir do qual fica comprometida a segurança dos utilizadores
- 0.8% - Corresponde a um estado de pré-colapso.

Um dos factores essenciais numa análise sísmica é o coeficiente de comportamento que de acordo com o EC8 (CEN, 2003) pode variar segundo o Quadro 5.2. Este valor permite ter em conta o grau de não linearidade da estrutura, uma vez que a análise efectuada foi no domínio elástico.

Quadro 5.2 – Coeficientes de comportamento em estruturas de alvenaria

Tipo de alvenaria	Coeficiente de comportamento
Alvenaria não reforçada	1,5 – 2,5
Alvenaria confinada ou cintada	2,0 - 3,0
Alvenaria reforçada	2,5 – 3,5

Face ao tipo de construção existente no quarteirão, e apesar de se terem observado alvenarias com boas características, o coeficiente de comportamento que deve ser adoptado é de 1,5. Deste modo as tensões obtidas e apresentadas nos capítulos seguintes podem ser minoradas por este valor uma vez que se usou como acção o acelerograma registado aquando a ocorrência do sismo de 1998 mas escalado para os valores regulamentares (capítulo 3).

Ainda segundo o EC8 as paredes de alvenaria devem apresentar algumas características que garantam o seu bom funcionamento, principalmente em zonas sísmicas. De seguida apresentam-se sumariamente alguns desses requisitos assim como a verificação (quando possível) do seu cumprimento para as casas nº 15, 16 e 24.

- Paredes resistentes devem existir em pelo menos duas direcções ortogonais.
Casa nº 15 - OK Casa nº 16 - OK Casa nº 24 - OK
- A razão entre a menor e maior dimensão em planta não deve ser inferior a 0,25 e a geometria deve ser regular.
Casa nº 15 - OK Casa nº 16 - OK Casa nº 24 - OK
- Deve existir no mínimo duas paredes paralelas em cada direcção com o comprimento mínimo igual a 30% da dimensão do edifício na direcção correspondente
Casa nº 15 - OK Casa nº 16 - OK Casa nº 24 - OK
- Pelo menos 75% da carga vertical deve descarregar nas paredes resistentes.
Casa nº 15 - OK Casa nº 16 - OK Casa nº 24 - OK
- Não devem existir diferenças de massas significativas entre dois pisos seguidos, sendo o valor máximo aconselhável de 20%.
Casa nº 15 - OK Casa nº 16 - OK Casa nº 24 - OK
- As paredes resistentes devem ser contínuas até ao topo dos edifícios
Casa nº 15 - OK Casa nº 16 - OK Casa nº 24 - OK
- Os edifícios de alvenaria devem ser compostos por pisos e paredes que devem ser ligados nas duas direcções horizontais e na vertical.
- A ligação entre os pisos e as paredes deve ser feita através de tirantes de aço ou cintas de betão armado que devem ser dispostos no plano dos pavimentos e em cada piso, não podendo o seu espaçamento vertical ser superior a 4,0m. Os elementos de betão uma secção mínima de 200mm².
- Todo o tipo de pisos é viável desde que garantida a adequada continuidade para as paredes e o seu efeito de diafragma.
- Em zonas sísmicas não são apropriados edifícios com alvenaria não reforçada com mais de dois pisos.
- Em edifícios de alvenaria não reforçada as paredes numa direcção devem ligar às paredes perpendiculares com um espaçamento de no máximo 7.0m.

O Quadro 5.3 e Quadro 5.4 representam alguns requisitos mínimos segundo o EC8 para se considerar as paredes como resistentes.

Quadro 5.3 – Requisitos das paredes resistentes de alvenaria

Tipo de Alvenaria	t	h_{ef}/t	l/h
Não reforçada com pedra natural	>350mm	<9	>0,5
Não reforçada com pedra fabricada	>240mm	<12	>0,4
Não reforçada com elementos de pedra fabricados em zonas de baixa sismicidade	>170mm	<15	>0,35
Confinada	>240mm	<15	>0,3
Reforçada	>240mm	<15	Sem restrição
Símbolos usados t – Espessura do elemento h_{ef} - Altura efectiva da parede h – Maior altura das aberturas adjacentes à parede l – Comprimento da parede			

Quadro 5.4 – Número máximo de pisos de uma estrutura tendo em conta o tipo de paredes e a acção sísmica a que estão sujeitos

Aceleração na base		<0,06.g	<0,09.g	<0,12.g	<0,2.g
Tipo de alvenaria	Número de pisos	Mínima soma das áreas de corte das paredes resistentes em cada direcção em percentagem da área total do piso			
Não reforçada com $f_b > 12 \text{ MPa}$ ($f_b > 4 \text{ Mpa}$)	1	2% (2%)	2% (3%)	3,5% (5,5%)	6% (-----)
	2	2% (3%)	2,5% (4,5%)	5% (-----)	-----
	3	3% (4,5%)	5% (-----)	-----	-----
	4	5% (---)	-----	-----	-----
Alvenaria confinada	2	2%	2,5%	3%	3,5%
	3	2%	3%	4%	-----
	4	4%	5%	-----	-----
	5	6%	-----	-----	-----
Alvenaria Reforçada	2	2%	2%	2%	3,5%
	3	2%	2%	3%	5%
	4	3%	4%	5%	-----
	5	4%	5%	-----	-----

O Quadro 5.4 mostra que as paredes de alvenaria não confinadas ou não reforçadas não são adequadas em zonas sísmicas se apoiarem estruturas com maior altura. A colocação de um reforço pode viabilizar a estrutura, permitindo alturas maiores.

As casas estudadas cumprem grande parte dos requisitos do Quadro 5.3 e Quadro 5.4. O problema essencial é a qualidade das paredes existentes e consequentemente as suas resistências mecânicas que devem ser avaliadas através de ensaios laboratoriais ou “*in-situ*”, não devendo a sua resistência ser inferior aos valores indicados no Quadro 5.5.

Quadro 5.5 – Resistência à compressão

Tipo de solicitação	Resistência mínima (MPa)
Paredes solicitadas no seu plano	2,0
Paredes solicitadas perpendicularmente ao seu plano	4,0

5.3.2 Análise Sísmica das casas com base nos modelos calibrados

5.3.2.1 Casa 15

Numa primeira análise calcularam-se as tensões resultantes das acções estáticas verticais (cargas permanentes + sobrecargas). Estes valores são importantes para comparar com os resultantes dos efeitos da acção do sismo acima referida, permitindo avaliar um factor de amplificação. Os valores das tensões representados referem-se a três das paredes da casa 15, nomeadamente a parede frontal, a parede meeira direita e a parede de trás esquerda (Fig. 5.22). Com estes três elementos procurou-se identificar os pontos mais nefastos e frágeis da estrutura, abrangendo alguns dos problemas aí existentes.

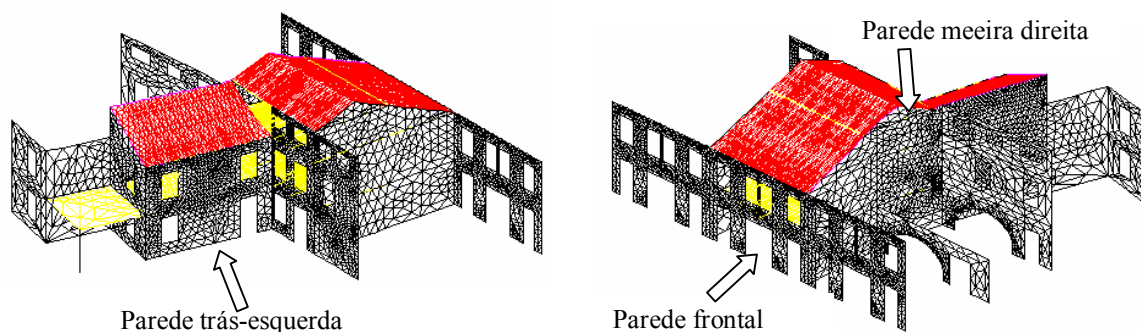
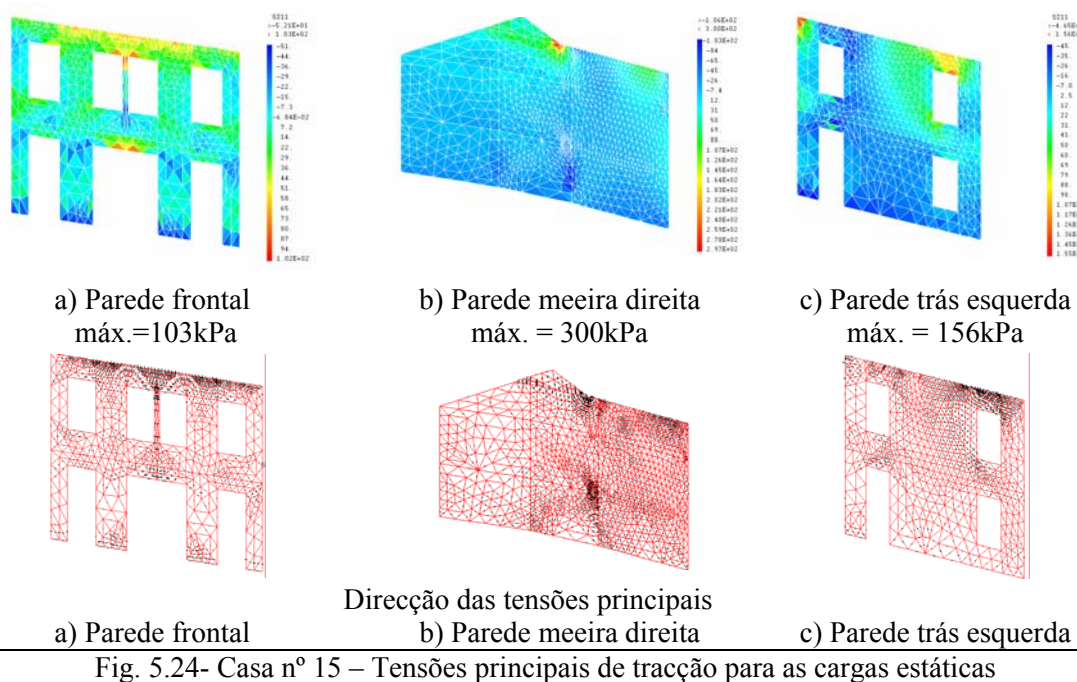
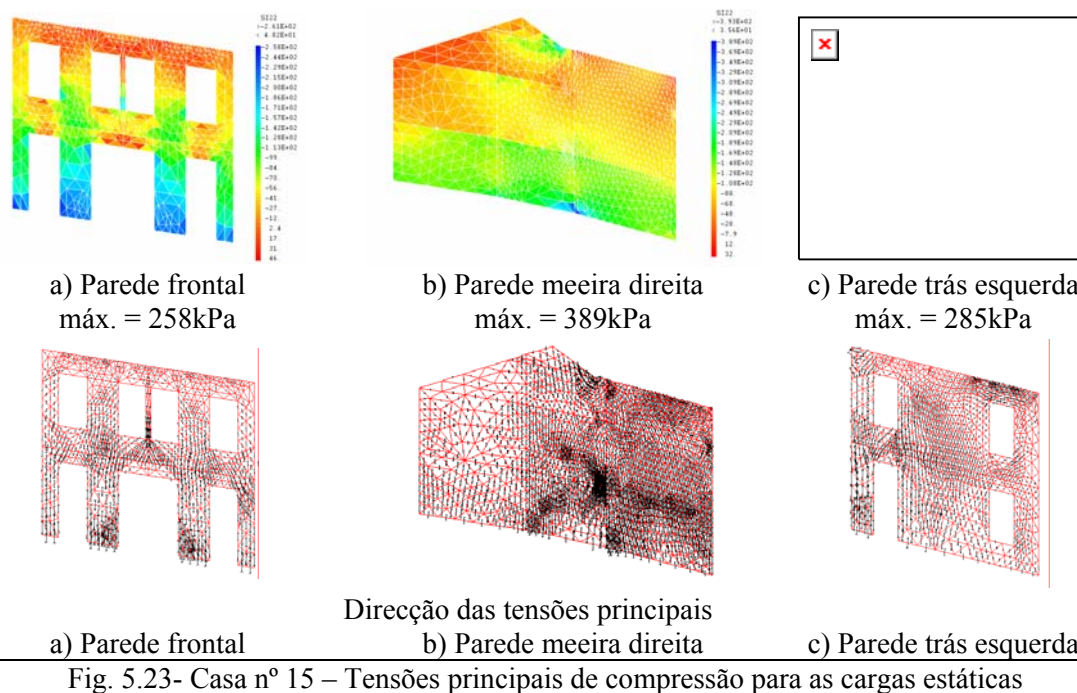


Fig. 5.22- Casa nº 15 – Paredes analisadas

Os resultados das acções estáticas verticais (Fig. 5.23 e Fig. 5.24) mostram valores das tensões principais instaladas nas três paredes e respectivas direcções.

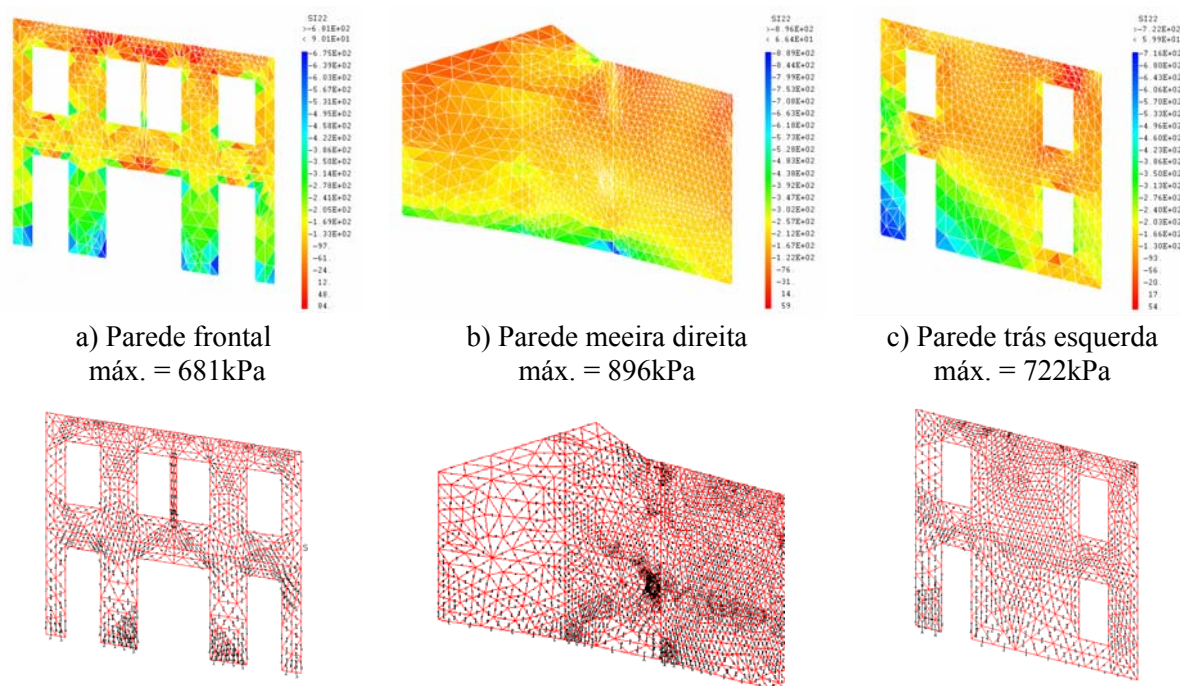
A avaliação das tensões principais e a sua direcção têm primordial importância uma vez que permite por um lado avaliar as tensões máximas instaladas e por outro compreender o “caminho das forças” sendo possível avaliar a direcção das fendas em cada local.



As cargas estáticas induzem na estrutura tensões compatíveis com a resistência dos materiais. As compressões têm valores da ordem de 300kPa e estão localizados na base das paredes, resultantes essencialmente do peso destas uma vez que os pavimentos têm pouca densidade. Os esforços de tracção estão localizados no topo das paredes onde a carga vertical descendente é menor e nos vãos das aberturas, essencialmente na direcção horizontal devido à migração dos esforços para os pai-

néis laterais das aberturas. Podem ocorrer fenómenos de levantamento dos pavimentos devido à acção vertical do sismo que geram tracções nos topos das paredes com direcção vertical.

Os resultados da acção sísmica estão representados nas Fig. 5.25 e Fig. 5.27 e correspondem à envolvente de tensões para todos os pontos e não a um nível de tensões correspondentes a um determinado instante.



Direcção das tensões principais

Fig. 5.25- Casa nº 15 – Tensões principais de compressão para as cargas sísmicas

Os resultados mostram um aumento significativo do valor das compressões, com um factor de amplificação de cerca de 2,50. Relembre-se que os valores das tensões sísmicas podem ser reduzidos para ter em conta o comportamento não linear das estruturas, passando o factor de amplificação para a ordem de 1.70.

Ao analisar as tensões de compressão, pode-se observar que se concentram na base e junto às aberturas que são pontos frágeis da estrutura. A parede de trás esquerda tem as tensões de compressão localizadas em uma das ombreiras de uma das aberturas, que está ligada a uma outra parede perpendicular. Assim, para além de existir um constrangimento no percurso das tensões existe igualmente uma maior rigidez junto à parede perpendicular (Fig. 5.26) que contribui para uma concentração de tensões.

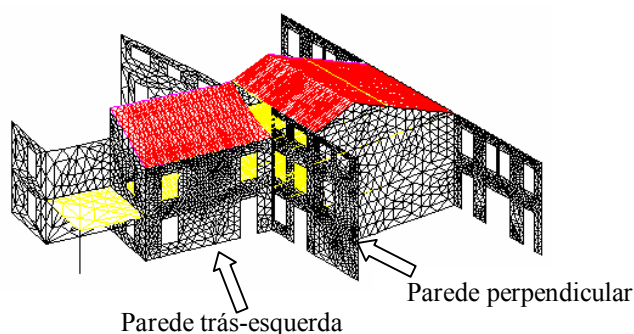


Fig. 5.26- Casa nº 15 – Parede trás esquerda/Parede perpendicular

Apesar do aumento sofrido, os valores das compressões não comprometem a segurança da estrutura, permanecendo abaixo da resistência estimada das paredes.

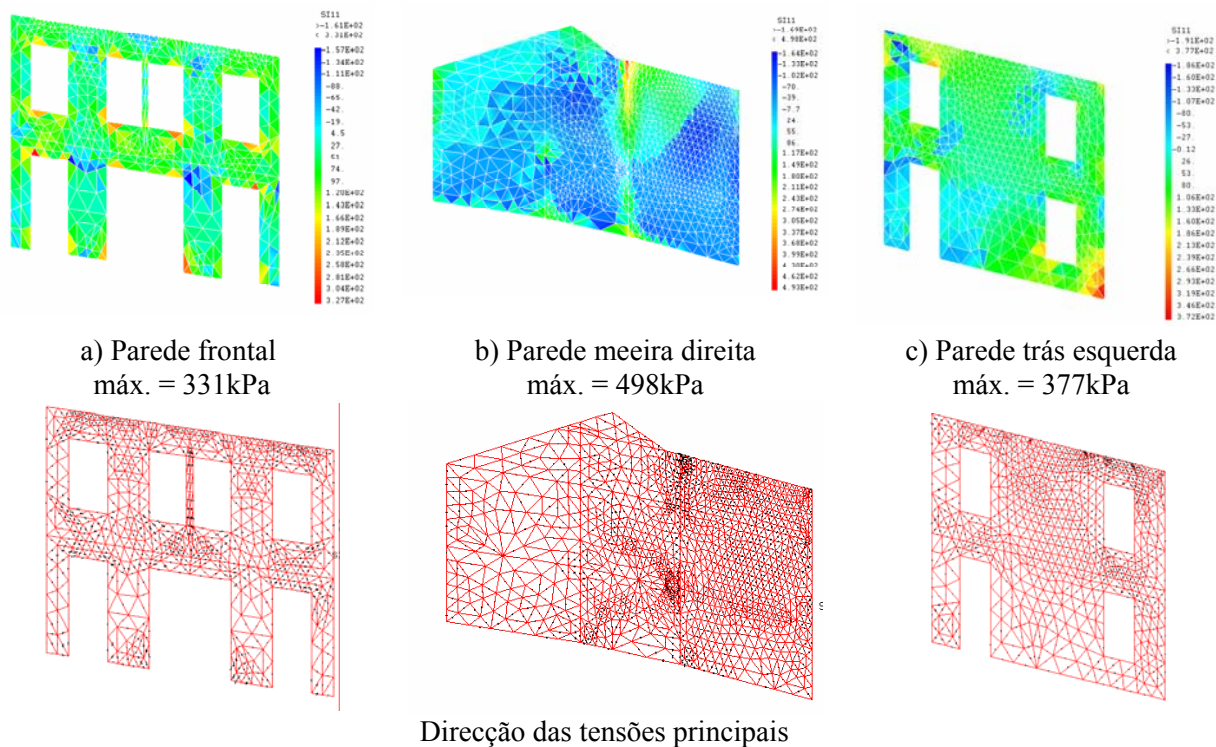


Fig. 5.27- Casa nº 15 – Tensões principais de tracção para as cargas sísmicas

A acção sísmica induz um aumento significativo nas tracções, principalmente na parede frontal com um factor de amplificação de cerca de $2 \left(\frac{3}{\eta} \right)$. Estes esforços localizam-se essencialmente junto às aberturas das janelas ou portas, e junto às intercepções com outros elementos em zonas de descontinuidade estrutural. Na parede meeira direita, em particular, pode-se verificar a concentração de tensões de tracção nas zonas de intercepção com as paredes da habitação vizinhas que sendo muito rígidas no seu plano originam uma concentração de esforços. A parede assinalada na Fig. 5.28 funciona como apoio à parede meeira ao longo da sua altura obrigando aquela a flectir em tor-

no de um eixo vertical desenvolvendo-se tracções horizontais significativas. Recorde-se que quando solicitadas por acções horizontais, estas paredes estão apoiadas nas paredes perpendiculares, na base e ao nível dos pisos, dependendo este último da sua rigidez no plano.

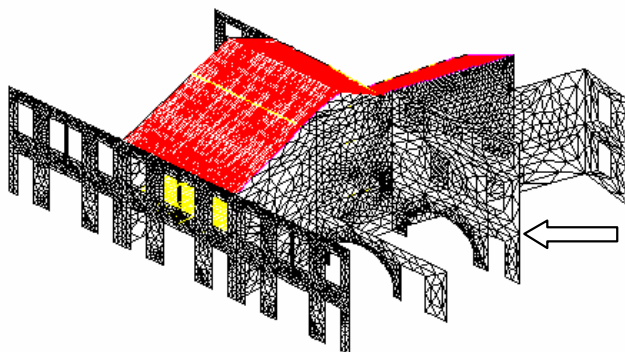
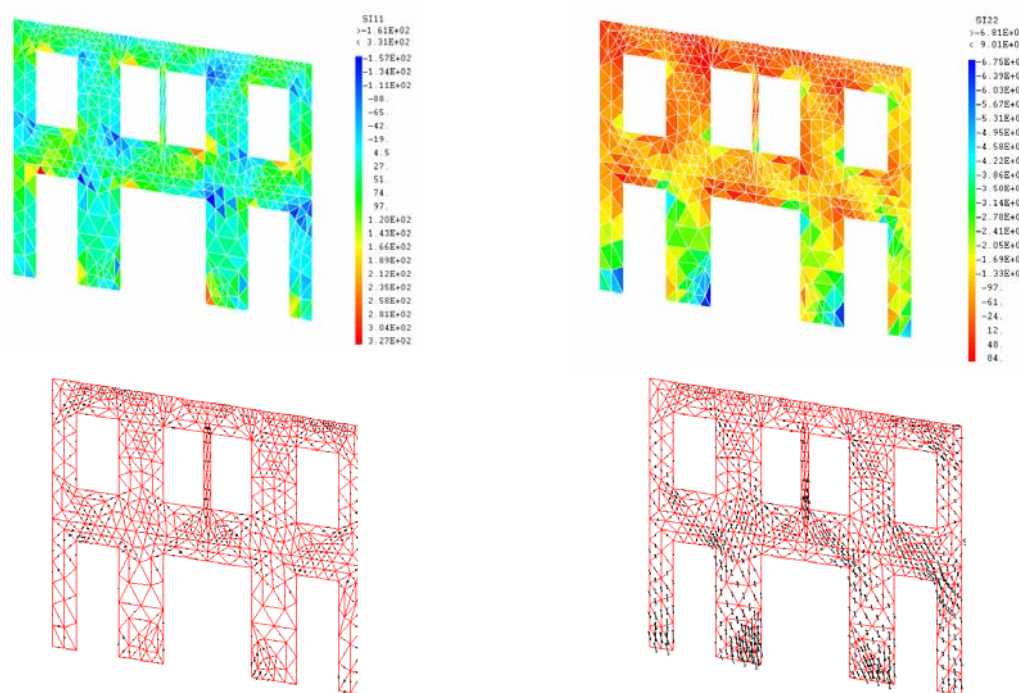


Fig. 5.28- Casa nº 15 – Parede meeira direita/Parede da habitação vizinha

Este tipo de estruturas quando sujeitas à acção do sismo tendem a funcionar como “caixas” em que cada parede é travada por uma perpendicular. Este “funcionamento” traduz-se no aparecimento de forças de tracção nas ligações entre paredes (zonas dos cunhais) principalmente nos pisos superiores, onde as forças de inércia são maiores, conduzindo muitas vezes a tensões superiores à baixa resistência da própria parede. Uma das patologias muitas vezes observada é o destacamento de cantos de casas e fissuração nas zonas dos cunhais.

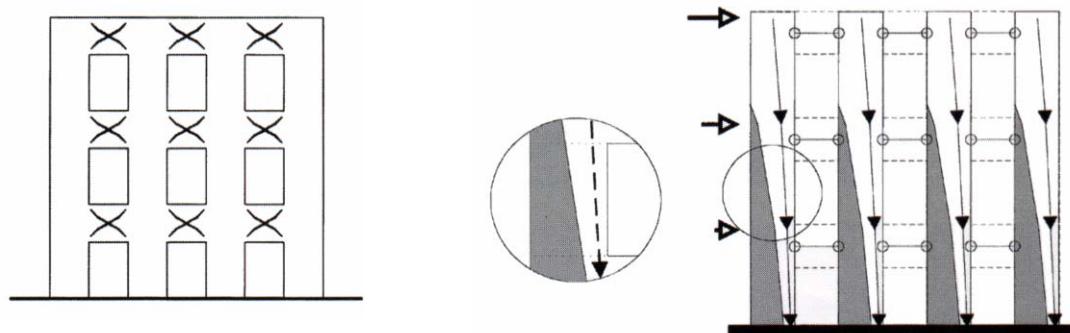
A análise dos valores máximos das tensões em todos os pontos têm muita importância uma vez que permite localizar os pontos mais solicitados e eventualmente com maior necessidade de reforço. No entanto, é igualmente importante avaliar as tensões da estrutura num determinado instante para assim se compreender o seu comportamento. Assim na Fig. 5.29 representam-se as tensões na parede frontal, para os instantes em que foram atingidos os valores máximos de tracção e compressão na parede.



a) Tensão de tracção – máx. = 330.68 KPa a) Tensão de compressão – máx. = 681.45 KPa

Fig. 5.29- Casa nº 15 – Parede frontal - Tensões para o mesmo instante (compressão e tracção)

São visíveis os caminhos das tensões de compressão e tracção nos painéis horizontais entre aberturas, caracterizando um funcionamento tipo flexão representado na Fig. 5.30 (Crocì, G., 1998), no qual se desenvolvem as fissurações representadas. Repare-se ainda na distribuição de tensões na base das paredes, característica do fenómeno de flexão.



a) Padrão do tipo de Fendilhação

b) Comportamento estrutural

Fig. 5.30- Casa nº 15 – comportamento tipo flexão – Parede frontal

Para paredes de alvenaria de pedra de razoável qualidade o aumento de tensões de compressão associado ao sismo, permanece compatível com as características resistentes da casa. No entanto ao analisarmos as tensões de tracção podem-se observar factores de amplificação, que conduzem a tensões superiores à baixa resistência à tracção deste tipo de paredes, conduzindo a fendilhações ao

longo das mesmas, observadas após a ocorrência de sismos. Realce-se por exemplo a parede meeira do lado direito que na zona de grandes tracções aparenta baixa resistência e maus materiais (Fig. 5.31).



Fig. 5.31- Casa nº 15 – Parede meeira direita – zona superior

Outro factor importante a ser analisado é o deslocamento perpendicular às paredes ao longo da sua altura. Em particular, a quantificação do valor do “drift” entre pisos tem especial importância uma vez que este está fortemente relacionado com potenciais patologias que podem ocorrer nas estruturas. Este tipo de estruturas de alvenaria de pedra tem limitadas capacidades de deformação (relativa). Ao contrário do que acontece em estruturas metálicas e mesmo de betão armado onde existem valores de ductilidade mais elevados, este tipo de estruturas pela sua constituição e processo construtivo não é capaz de absorver grandes deformações podendo mesmo, se não controladas, conduzir ao colapso. Deste modo e para as paredes referidas na análise de tensões fez-se uma análise de deslocamentos que conduziram aos seguintes resultados:

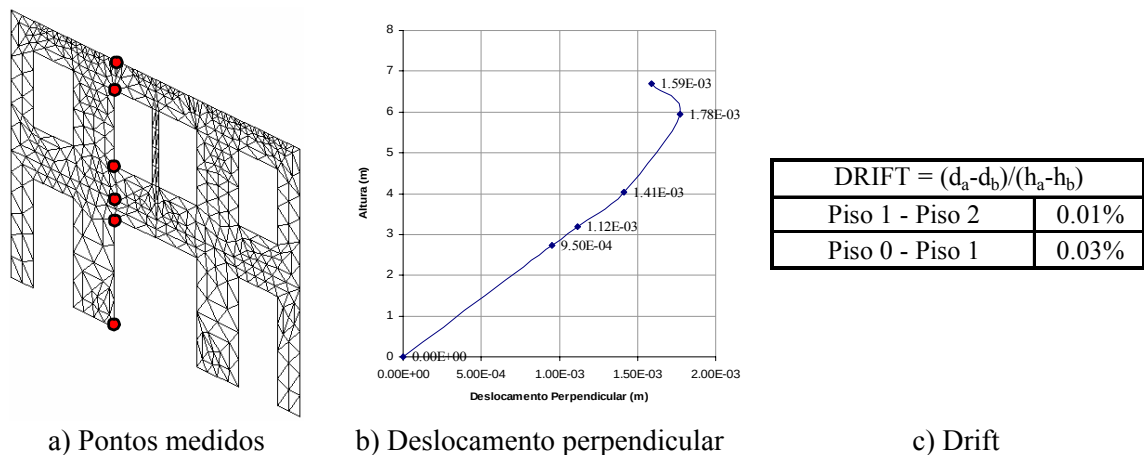


Fig. 5.32 – Casa nº 15 – Parede Frontal – Deslocamentos e “drift”

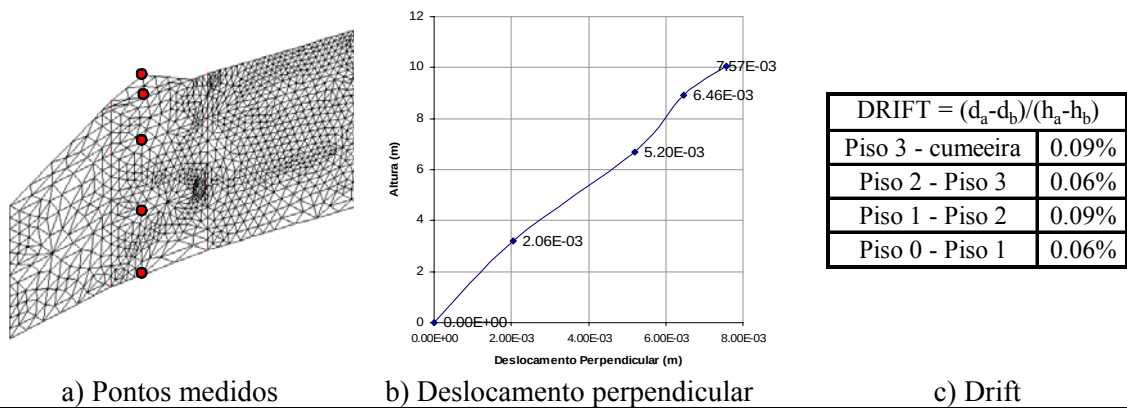


Fig. 5.33 – Casa nº 15 – Parede meeira direita – Deslocamentos e “drift”

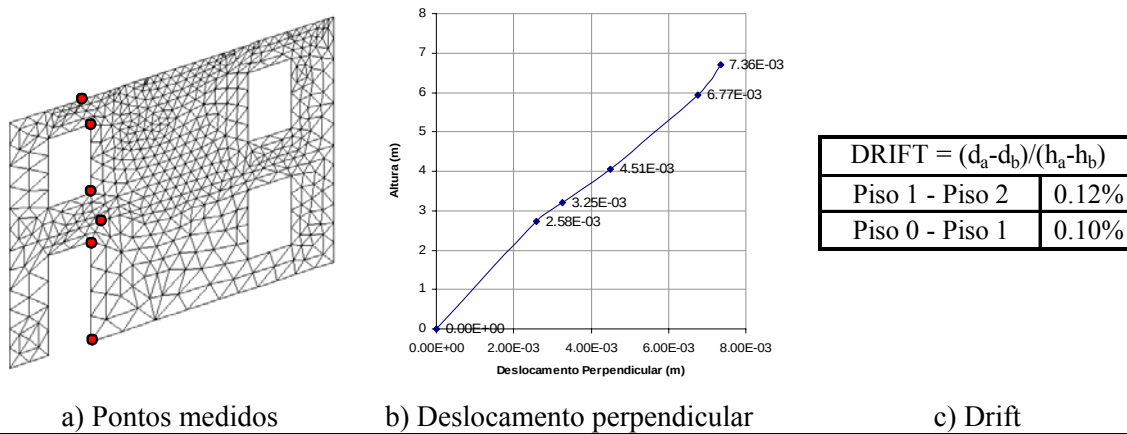


Fig. 5.34 – Casa nº 15 – Parede trás direita – Deslocamentos e “drift”

Os resultados mostram que os valores do “drift” são maiores nas paredes laterais do que nas paredes frontais. De facto, os resultados dinâmicos desta casa (modelo calibrado) mostram os modos de vibração fundamentais na direcção longitudinal do quarteirão, sendo por isso a direcção mais “flexível”. Deve ser realçado que para as paredes laterais os valores do “drift” obtidos estão próximos (ultrapassando em alguns casos) do valor de 0.1% tido como limite na FEMA 356/357 (FEMA, 2000) para a ocorrência de fissurações nos elementos estruturais sem comprometer a sua segurança global.

As deformações apresentadas são resultado da aplicação na estrutura dos acelerómetros registados. Enquanto que nas tensões é admissível ter em conta com os efeitos não lineares do comportamento da estrutura através do coeficiente de comportamento, os valores dos deslocamentos não devem ser minorados, sendo mesmo expectável neste caso que possam ser superiores aos obtidos na análise numérica, principalmente nos casos das alvenarias não reforçadas.

5.3.2.2 Casa 16

De acordo com os valores calibrados das características mecânicas das paredes, e confirmando o observado “*in-situ*”, a casa nº 16 da rua Serpa Pinto, apresenta melhores materiais e denota uma maior “robustez” das suas paredes. Tal como havia sido feito para a casa 15 apresentar-se-ão alguns resultados em três das paredes da casa (Fig. 5.35) e assim serão analisados os seus resultados.

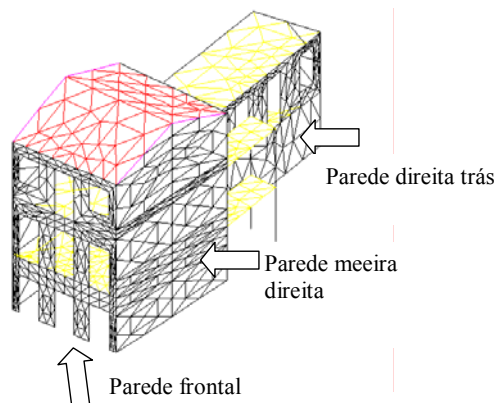


Fig. 5.35- Casa nº 16 – Paredes analisadas

A primeira análise efectuada foi das tensões resultantes das acções estáticas representadas na Fig. 5.36 e Fig. 5.37.

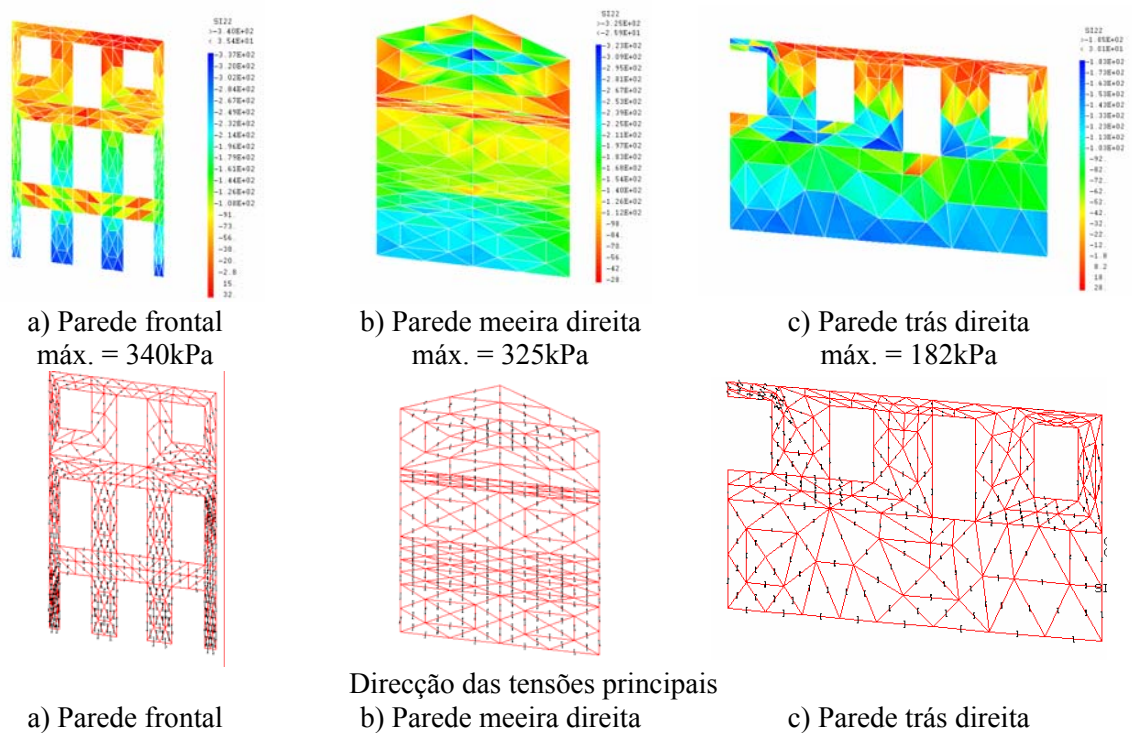


Fig. 5.36- Casa nº 16 – Tensões principais de compressão para as cargas estáticas

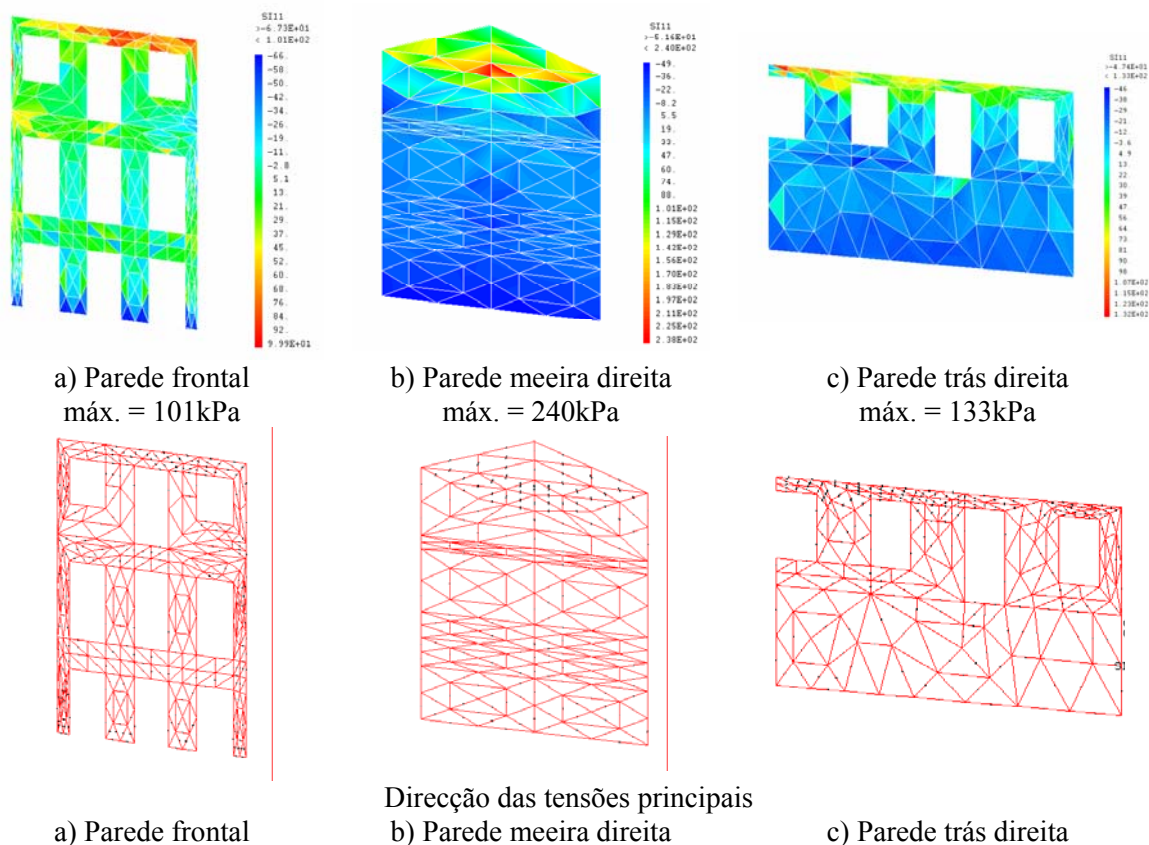


Fig. 5.37- Casa nº 16 – Tensões principais de tracção para as cargas estáticas

Sendo uma casa com três pisos, as tensões de compressão são superiores às observadas na casa nº 15, concentrando-se essencialmente na base das paredes e nas ombreiras das janelas. Já as tensões de tracção localizam-se essencialmente nos vãos das janelas e das portas. Na parede meeira é visível uma concentração de tensões na parte superior que corresponde à influência da cumeeira da habitação vizinha localizada a esse nível.

Os resultados da acção sísmica estão representados nas Fig. 5.38 e Fig. 5.39.

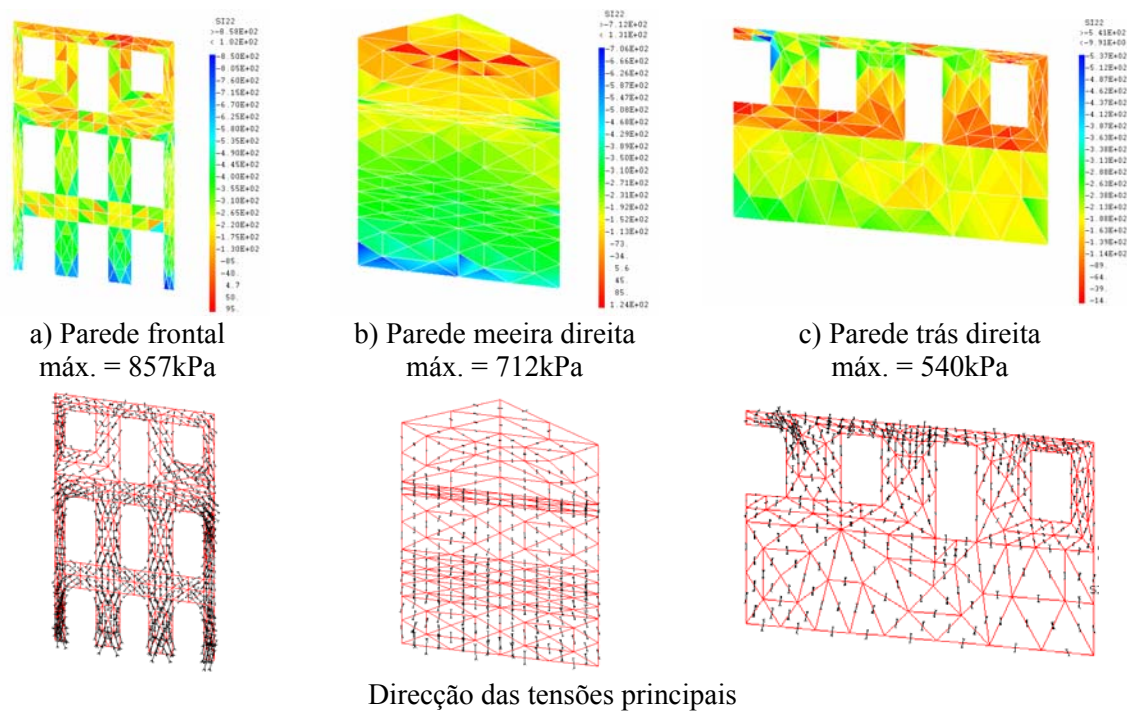


Fig. 5.38- Casa nº 16 – Tensões principais de compressão para as cargas sísmicas

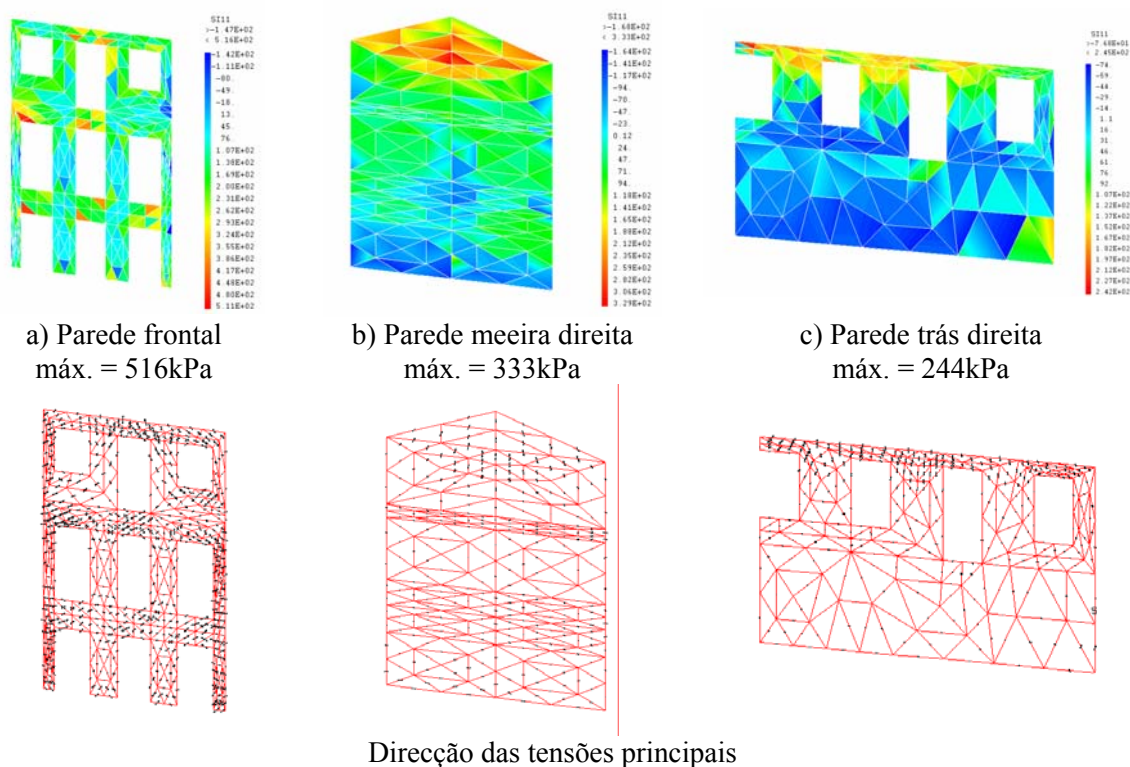
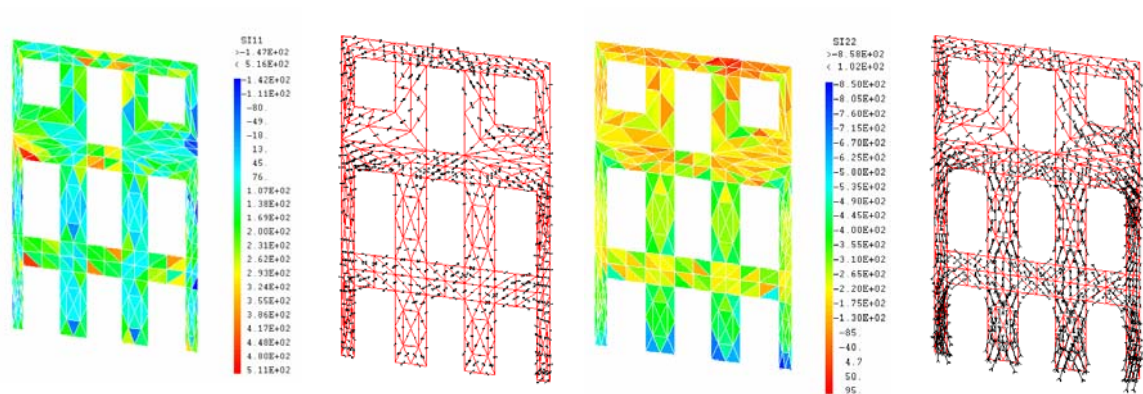


Fig. 5.39- Casa nº 16 – Tensões principais de tracção para as cargas sísmicas

A acção do sismo traduz-se numa amplificação das tensões de compressão de um factor de cerca de $1.66 \left(\frac{2.5}{\eta} \right)$. Os pontos mais esforçados permanecem a base das paredes e as zonas dos vãos. As tensões de compressão observadas não comprometem a segurança estrutural. Relativamente às tensões de tracção (Fig. 5.39) verifica-se um aumento relativamente às tensões estáticas, predominantemente na parede frontal. Recorde-se que o modo fundamental desta casa é mobilizado na direcção longitudinal do quarteirão, mobilizando assim a rigidez da parede frontal no seu plano. Nesta parede, as tensões concentram-se na base e junto às aberturas que constituem pontos frágeis da estrutura. Enquanto que as tensões na base da parede têm a direcção vertical, as tracções existentes nos vãos das janelas e nos cantos têm predominantemente a direcção horizontal ou diagonal, originando as fissurações nos painéis horizontais entre janelas. Na Fig. 5.40 estão representados os esforços sísmicos para um instante de tempo (tracção máxima e compressão máxima). Aqui podem-se localizar as maiores tensões de tracção nos pisos superiores, em correspondência com maiores acelerações sísmicas, e a formação de diagonais de tracção nos painéis horizontais entre aberturas que provocam fissurações nestes elementos. As compressões são maiores nos pisos inferiores com grandes concentrações nos cantos das janelas e portas. O maior valor da tensão de compressão localiza-se na parte direita da fachada, podendo estar associada a um movimento sísmico da esquerda para a direita.



a) Tensão de tracção – máx. = 515.78 KPa

a) Tensão de compressão – máx. = 857.8 KPa

Fig. 5.40- Casa nº 16 – Parede frontal - Tensões para o mesmo step (compressão e tracção)

A análise dos deslocamentos perpendiculares às fachadas conduziu aos valores representados nas Fig. 5.41 a Fig. 5.44.

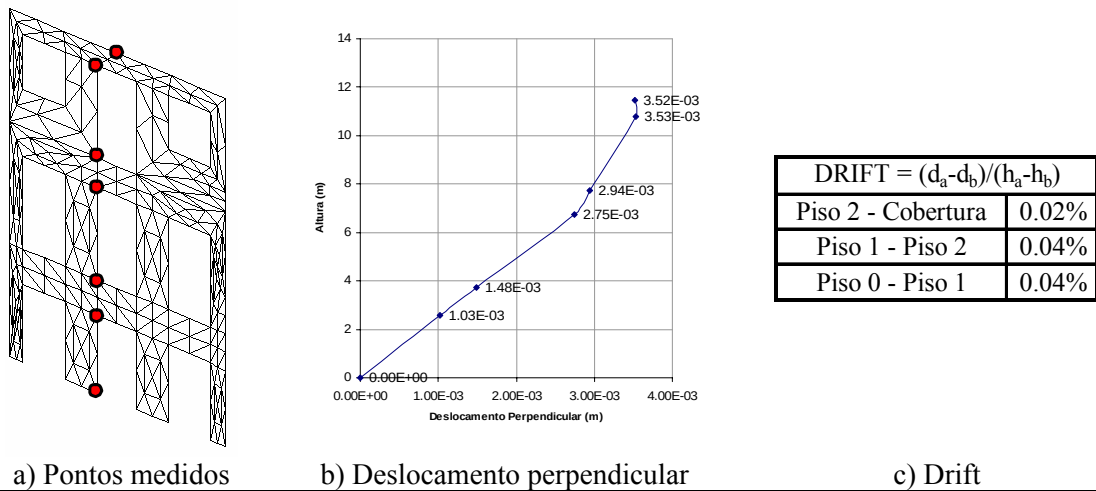


Fig. 5.41 – Casa nº 16 – Parede frontal – Deslocamentos e “drift”

A fachada principal, sendo essencialmente mobilizada na direcção de maior rigidez não apresenta deslocamentos preocupantes estando abaixo dos limites regulamentares. É um elemento que deve ser analisado e reforçado essencialmente devido ao elevado valor das tensões de tracção.

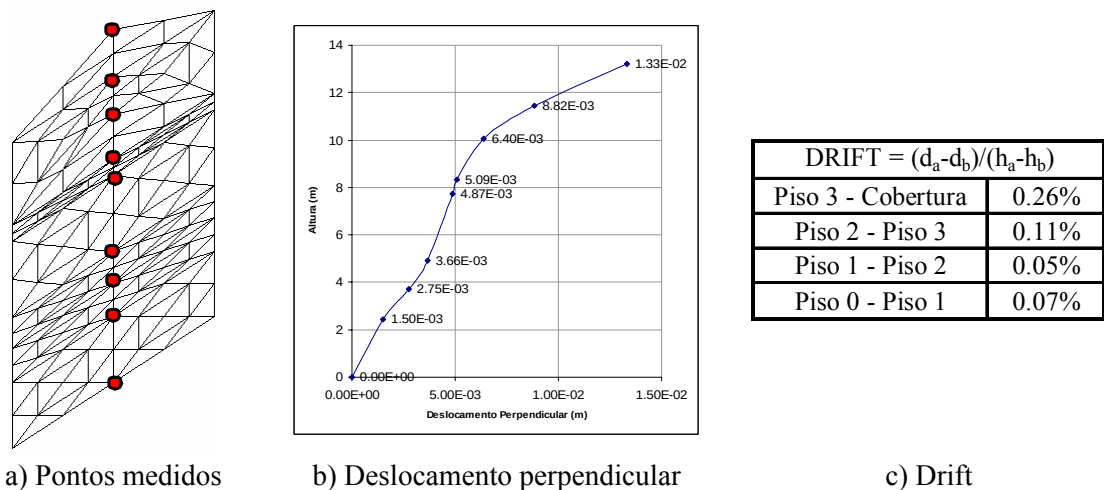


Fig. 5.42 – Casa nº 16 – Parede meeira direita – Deslocamentos e “drift”

A parede meeira apresenta deslocamentos máximos de 1.2cm com um valor do “drift” de 0.26%. São valores bastante altos que devem ser tidos em conta em possíveis obras de reforço. Nos pisos inferiores, o comportamento da parede é razoável, com os valores associados à deformação abaixo dos limites preconizados no capítulo 5.3.1. Nos pisos superiores, pelo contrário, nomeadamente acima da laje de esteira, os deslocamentos são bastante grandes. O aumento da acção do sismo nos pisos superiores pode contribuir para este facto mas não é suficiente para explicar este fenómeno. Apesar das acelerações serem maiores nos níveis superiores, a massa da cobertura é menor do que nos restantes pisos, podendo até contribuir para uma pequena diminuição da acção. O factor que explica esta variação de rigidez da parede é a descontinuidade existente relativamente

às paredes vizinhas (Fig. 5.43), uma vez que a casa nº 16 tem mais um piso. A partir da cota da laje referida existe uma quebra de rigidez da estrutura global na direcção longitudinal do quarteirão, que se reflecte na deformação do elemento. Para além da deformação é um local onde existem maiores concentrações de tensões.

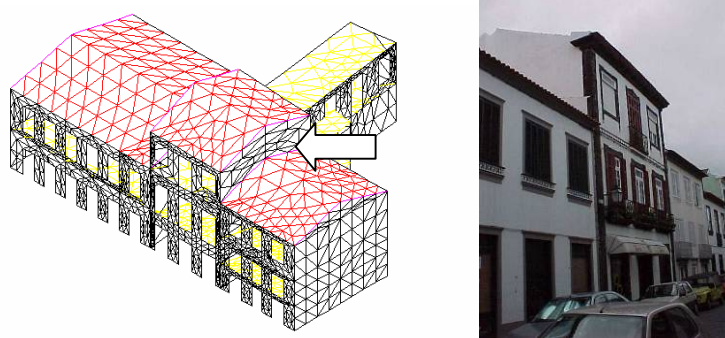


Fig. 5.43 – Casa nº 16 – Descontinuidade na estrutura

Esta zona da casa nº 16 deve ser reforçada na zona de transição através de elementos de betão armado ou metálicos com capacidade de absorver as tensões ali geradas. Por outro lado, o pano de parede acima do telhado da habitação vizinha deve ser reforçado por forma a aumentar a sua rigidez e permitir absorver as deformações. Assume particular importância, nestes casos, a ligação dos pavimentos às paredes, principalmente as coberturas, pois a sua eficácia e rigidez melhora o comportamento global. Os resultados apresentados baseiam-se no modelo calibrado com os pisos rígidos no seu plano. Assim, a resolução do problema de excessivas deformações deve passar pelo reforço da parte da parede aí localizada, dotando-a de resistência e capacidade para absorver as deformações. Este reforço pode passar por injeções na parede, diminuindo os vazios, e reforçando as ligações dos elementos que a compõem. É igualmente importante focar a importância da inspecção e eventual reforço dos pavimentos, com vista a que estes mantenham as suas propriedades durante a acção sísmica. Neste caso, a intervenção poderá passar pelo reforço das ligações entre os elementos (vigas, barrotes, soalho) com possível reforço com outro elemento (microbetão) junto das paredes e reforçar a ligação entre os pavimentos e a estrutura das mesmas.

Relativamente à parede de trás não apresenta valores de deformação significativos (Fig. 5.44).

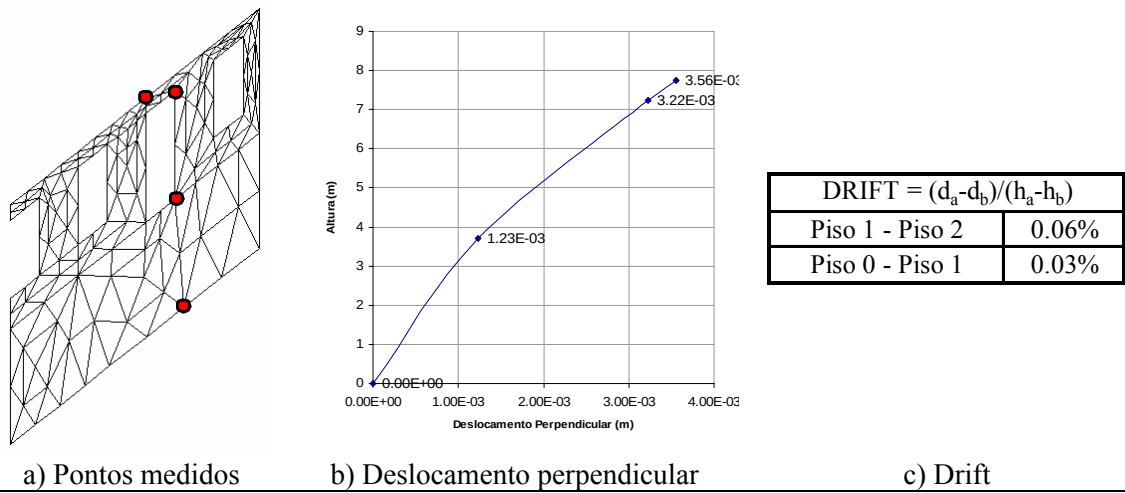


Fig. 5.44 – Casa nº 16 – Parede trás direita – Deslocamentos e “drift”

5.3.2.3 Casa 24

Na casa nº 24 analisaram-se as tensões e deslocamentos na parede frontal, na parede de trás e na parede meeira direita.

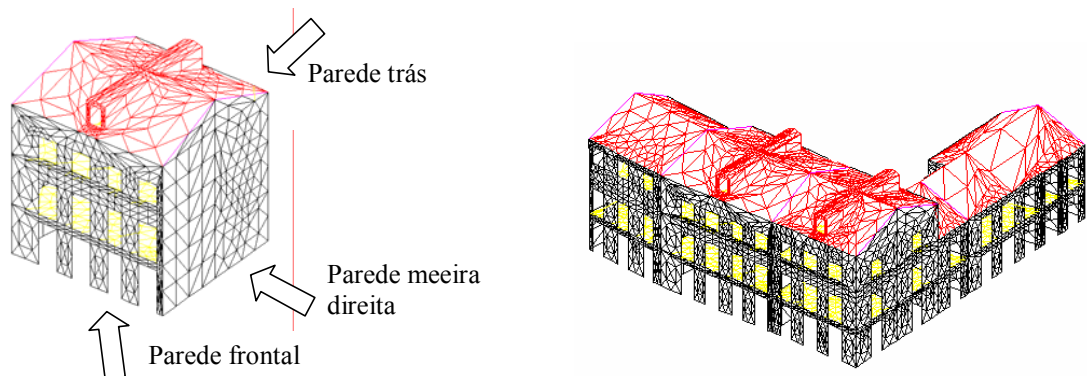


Fig. 5.45- Casa nº 24 – Modelo numérico

As tensões resultantes das acções estáticas resultantes das cargas permanentes e das sobrecargas estão representadas na Fig. 5.46 e Fig. 5.47.

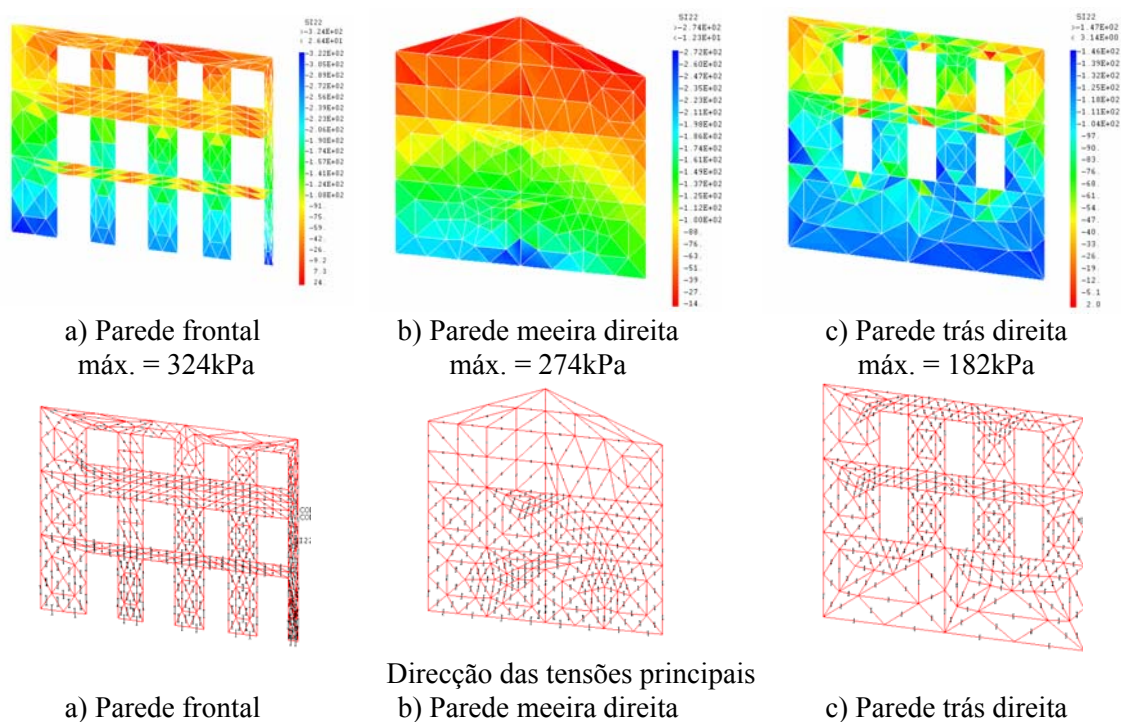


Fig. 5.46- Casa nº 24 – Tensões principais de compressão para as cargas estáticas

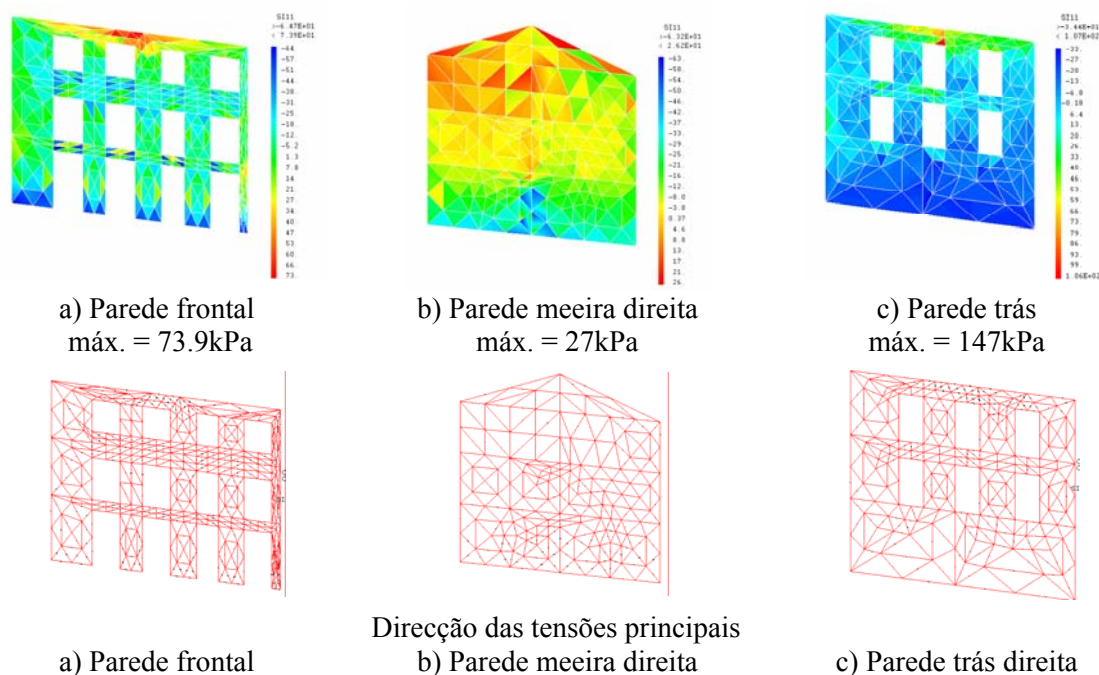


Fig. 5.47- Casa nº 24 – Tensões principais de tracção para as cargas estáticas

As tensões estáticas de tracção e compressão apresentam valores moderados, adequados à resistência dos elementos.

Os resultados da acção sísmica estão representados nas Fig. 5.48 e Fig. 5.49.

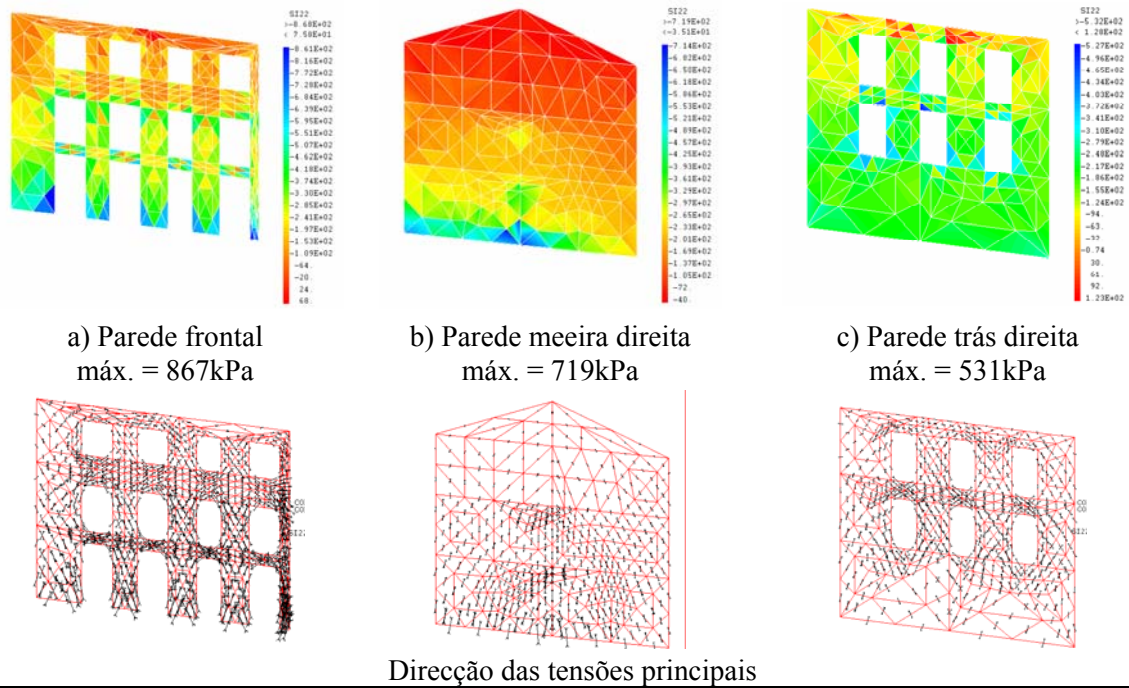


Fig. 5.48- Casa nº 24 – Tensões principais de compressão para as cargas sísmicas

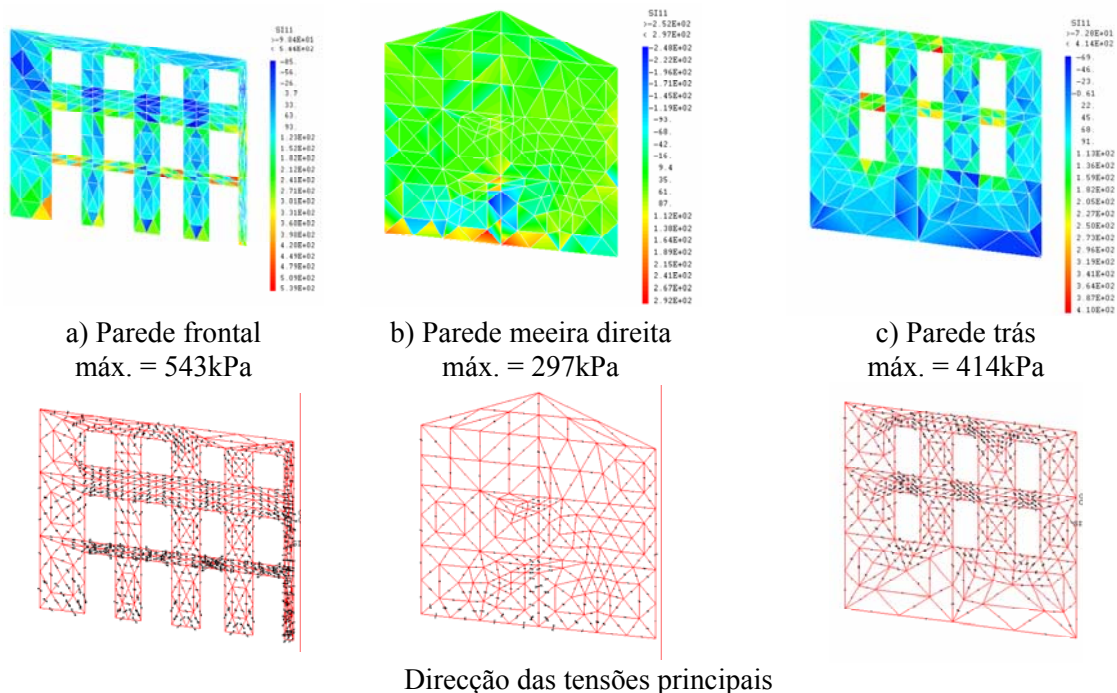
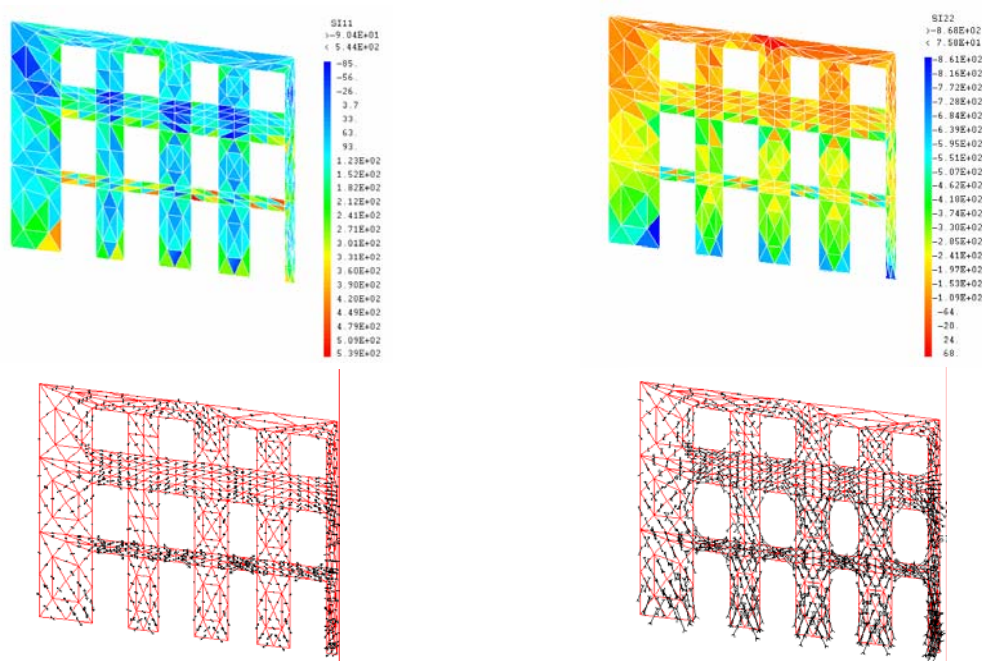


Fig. 5.49- Casa nº 24 – Tensões principais de tracção para as cargas sísmicas

A acção sísmica provoca um aumento nas tensões de compressão de um factor aproximadamente igual a $1.7 \left(\frac{2.5}{\eta} \right)$. Os pontos mais esforçados são equivalentes aos descritos já nas casas anteriores, salientando-se os esforços a meio da parede meeira devido à existência de paredes inte-

riores perpendiculares que contribuem para o aumento local das tensões. Na Fig. 5.50 representam-se as tensões para os instantes de compressão e tracção máxima..

Das tensões existentes na parede frontal, destacam-se os elevados valores das tracções nos painéis horizontais entre as aberturas e na concentração de compressões nas paredes ao nível inferior. A concentração de tensões de tracção entre as aberturas do piso 0 e do piso1, em painéis de parede com pequena altura, devido à existência de varandas no primeiro piso, pode provocar fendi-lhações visíveis que degradem a resistência do elemento. Assim devem ser locais de análise mais cuidada, nomeadamente ao nível das suas características mecânicas, verificando-se se são compati-veis com os esforços que poderão receber.

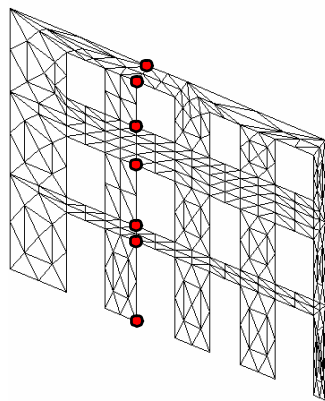


a) Tensão de tracção – máx. = 543 KPa

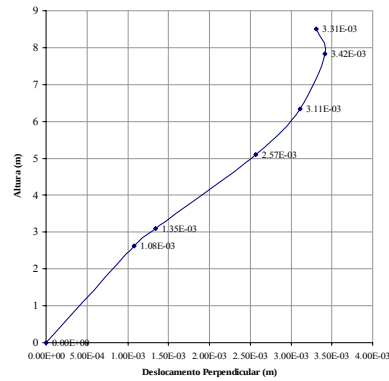
a) Tensão de compressão – máx. = 867 KPa

Fig. 5.50- Casa nº 24 – Parede frontal - Tensões para o mesmo instante (compressão e tracção)

De seguida na Fig. 5.51 a Fig. 5.53 apresentam-se os resultados das deformações perpendicu-lares às paredes, complementando os resultados das tensões observados.



a) Pontos medidos



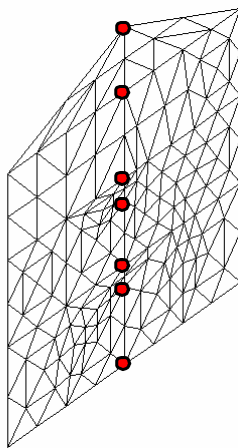
b) Deslocamento perpendicular

$$\text{DRIFT} = (d_a - d_b) / (h_a - h_b)$$

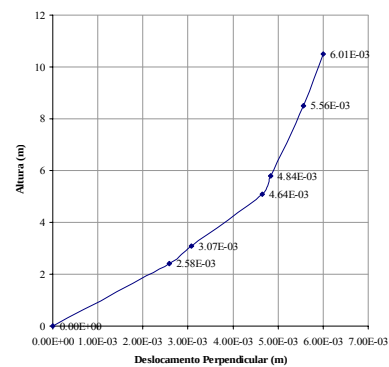
Piso 2 - Piso 3	0.01%
Piso 1 - Piso 2	0.05%
Piso 0 - Piso 1	0.04%

c) Drift

Fig. 5.51 – Casa nº 24 – Parede frontal – Deslocamentos e “drift”



a) Pontos medidos



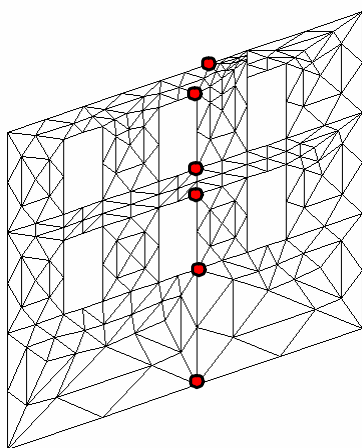
b) Deslocamento perpendicular

$$\text{DRIFT} = (d_a - d_b) / (h_a - h_b)$$

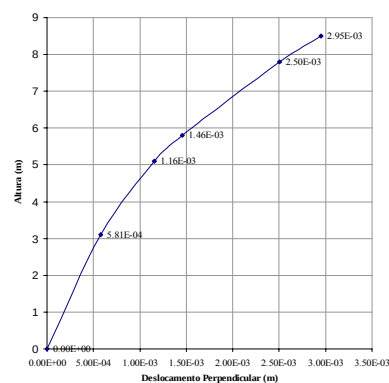
Piso 2 - cumeeira	0.02%
Piso 2 - Piso 3	0.03%
Piso 1 - Piso 2	0.07%
Piso 0 - Piso 1	0.10%

c) Drift

Fig. 5.52 – Casa nº 24 – Parede meeira direita – Deslocamentos e “drift”



a) Pontos medidos



b) Deslocamento perpendicular

$$\text{DRIFT} = (d_a - d_b) / (h_a - h_b)$$

Piso 2 - Piso 3	0.06%
Piso 1 - Piso 2	0.03%
Piso 0 - Piso 1	0.02%

c) Drift

Fig. 5.53 – Casa nº 24 – Parede trás direita – Deslocamentos e “drift”

Os valores dos deslocamentos são relativamente baixos, não se identificando em qualquer das paredes valores que possam comprometer a estabilidade estrutural. Salienta-se o valor do “drift” de

0.1% na parede lateral no 1º piso. Esta parede apresenta uma deformada com maior inclinação nos pisos inferiores do que nos superiores, em desacordo com a variação da carga sísmica ao longo da altura do edifício. Este facto pode estar associado a uma descontinuidade de rigidez global da estrutura, particularmente à baixa rigidez da viga da parede frontal mencionada acima.

5.3.2.4 Análise sísmica dos pavimentos calibrados

O estudo do comportamento sísmico das casas nº 15, 16 e 24 incluíram a análise dos esforços gerados nos pavimentos. Neste sub-capítulo apenas estão mencionados os valores dos esforços de membrana nas lajes, provocados pela interacção destes elementos com as paredes. Estes esforços podem servir de base para o dimensionamento de reforços dos elementos que constituem os pavimentos e as suas ligações aos elementos em que apoiam.

O Quadro 5.6 mostra as tensões que são geradas nas lajes dos pisos com alguma rigidez no seu plano conforme resultado da calibração. Podemos verificar que as forças nas lajes têm os maiores valores nos pisos superiores, onde a acção sísmica é maior, e junto dos apoios.

Quadro 5.6 – Esforços nas lajes associados à acção sísmica

Estrutura	Esforços máximos de membrana (kN)			
	Direcção longitudinal do quartoirã		Direcção transversal do quartoirã	
	Tracções	Compressões	Tracções	Compressões
Casa nº 15	25 kN/m	30 kN/m	47 kN/m	50 kN/m
Casa nº 16	23 kN/m	22 kN/m	11 kN/m	13 kN/m
Casa nº 24	30 kN/m	28 kN/m	15 kN/m	14 kN/m

Na Fig. 5.54 a Fig. 5.57 podem-se observar a distribuição dos esforços de membrana nas lajes da casa nº 16 e nº 24 da rua Serpa Pinto. Estes valores, apesar de não serem muito altos para lajes correntes onde são controladas as ligações e a constituição dos elementos, podem provocar danos significativos nas zonas de ligação às paredes, podendo mesmo originar deslocamentos relativos entre os dois elementos, nos casos de existência de tracções. É por isso importante avaliar esquemas de melhoramento e reforço que permitam de uma forma eficaz assegurar a transmissão destes esforços. É evidente que a este valor está associado o comportamento dos pavimentos e a sua rigidez no seu plano.

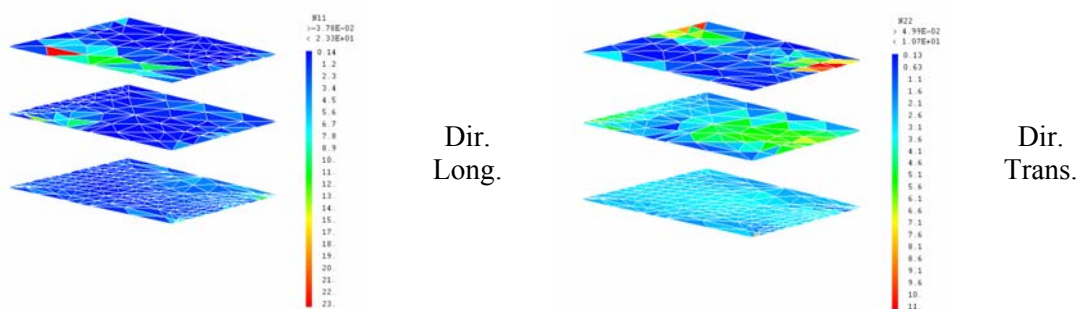


Fig. 5.54 - Casa nº 16 – Esforços axiais máximos de tracção nas lajes – Cargas sísmicas (kN)

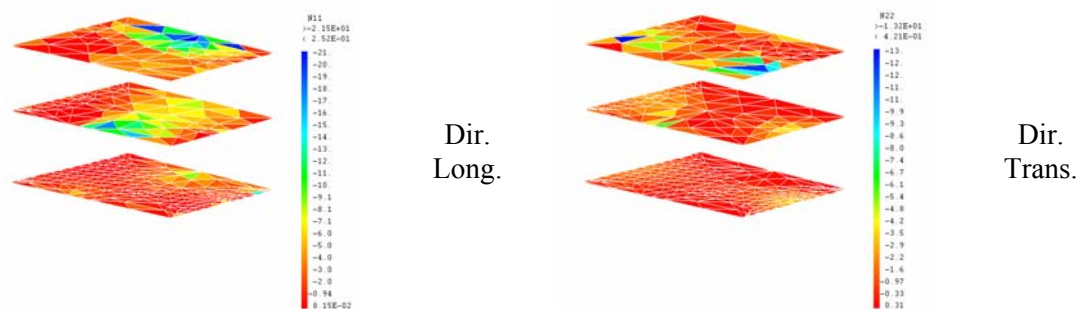


Fig. 5.55 - Casa nº 16 – Esforços axiais máximos de compressão nas lajes – Cargas sísmicas (kN)

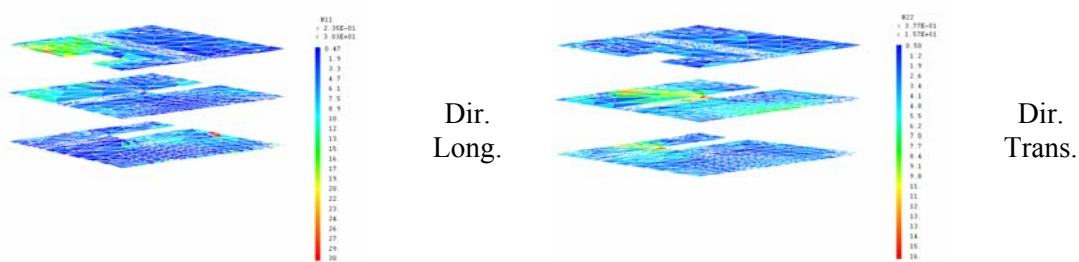


Fig. 5.56 - Casa nº 24 – Esforços axiais máximos de tracção nas lajes – Cargas sísmicas (kN)

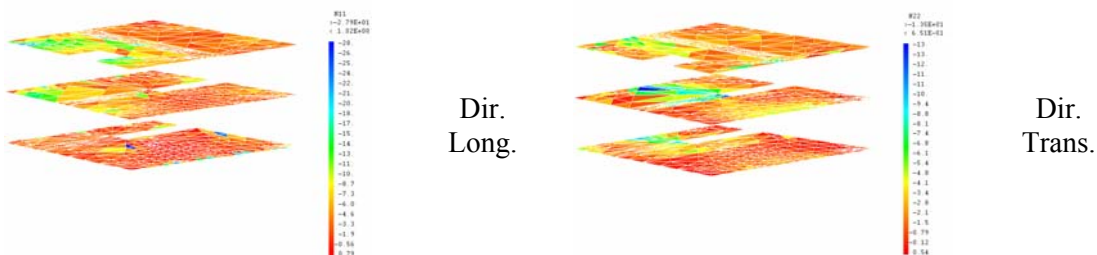


Fig. 5.57 - Casa nº 24 – Esforços axiais máximos de compressão nas lajes – Cargas sísmicas (kN)

Em cada situação deve-se avaliar o estado dos soalhos e dos barrote, caracterizá-los, reforçá-los se necessário e assim poder basear o estudo das ligações com base em modelos numéricos que traduzam a realidade do elemento estrutural.

5.3.3 Análise da influência das características dos pavimentos no comportamento das casas.

5.3.3.1 Geral

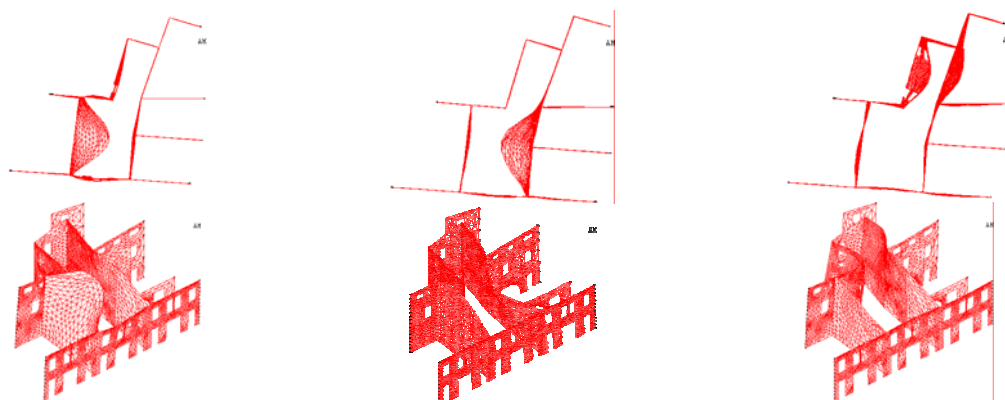
Os pavimentos são elementos essenciais para o bom comportamento das estruturas que compõem o quarteirão. A partir dos ensaios dinâmicos realizados, e consequente calibração dos modelos numéricos, foi possível estimar o comportamento dos pavimentos com rigidez no seu plano, simulado por uma espessura de 1.5cm. Este valor é suficiente para conferir às paredes um apoio ao nível dos pisos, com comportamento de diafragma e rigidez no seu plano, conforme resultados dinâmicos das casas. No entanto, convém lembrar que os resultados experimentais foram baseados em ensaios em vibração livre com baixos valores de deslocamentos. Na realidade os deslocamentos num caso de sismo podem ser manifestamente superiores aos medidos, sendo relevante o comportamento não linear essencialmente ao nível eficácia da ligação entre elementos. Deste modo, é importante analisar o comportamento das estruturas tendo em conta pavimentos de menor qualidade com menor eficácia. Grande parte das casas deste quarteirão não sofreu até à data qualquer obra de melhoramento ou reforço global, não existindo reforços na constituição dos pavimentos, e na sua ligação às paredes. É previsível por isso que estes tenham uma menor rigidez no seu plano podendo em casos limites (mais improváveis devido à continuidade dos edifícios) não conferir qualquer travamento. Uma análise não linear das ligações dos pavimentos, apesar de útil, não caracterizaria todos os casos existentes mesmo em cada habitação. Assim, para além da modelação calibrada com o modelo experimental, consideraram-se as seguintes hipóteses com base no comportamento linear elástico:

- Paredes calibradas com pavimentos sem funcionamento como diafragma – Esta modelação pretende traduzir eventuais fragilidades na ligação das tábuas do soalho que não comportem grandes solicitações como os sismos.
- Paredes calibradas sem pavimentos e sem carga aplicada. Uma das causas principais do colapso deste tipo de estruturas está associada à ligação dos pavimentos às paredes que quando é insuficiente, provoca o colapso numa primeira fase das lajes (deformações grandes das paredes retiram o apoio das lajes), ficando as paredes sem apoio ao longo da sua altura.

Para cada uma das hipóteses referidas e para cada uma das casas fizeram-se análises dinâmicas e sísmicas a partir das quais foi possível caracterizar a influência dos pavimentos no comportamento das estruturas.

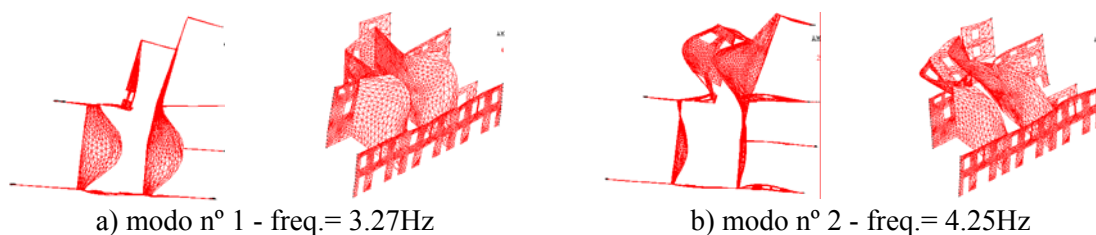
5.3.3.2 Casa 15

Numa primeira fase foram estudados os comportamentos dinâmicos com base nas diferentes hipóteses de funcionamento dos pavimentos conforme Fig. 5.58, Fig. 5.59 e Fig. 5.60.



a) modo nº 1 - freq.= 2.84Hz b) modo nº 2 - freq.= 3.19Hz c) modo nº 3 - freq.= 4.30Hz

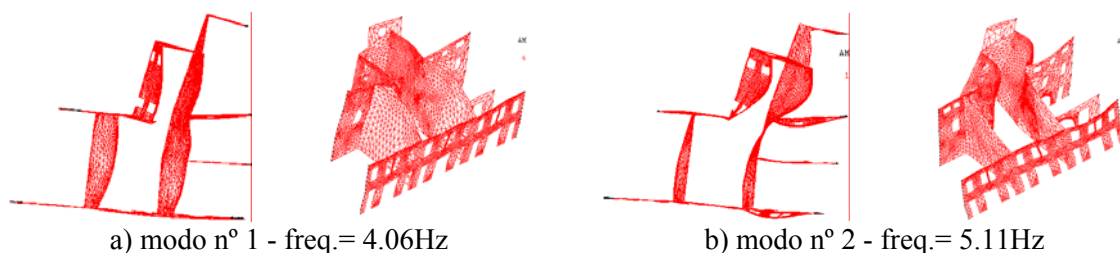
Fig. 5.58 - Casa nº 15 – Resultados modais – Modelo sem pavimentos.



a) modo nº 1 - freq.= 3.27Hz

b) modo nº 2 - freq.= 4.25Hz

Fig. 5.59 - Casa nº 15 – Resultados modais – Modelo com pavimentos sem rigidez no seu plano.



a) modo nº 1 - freq.= 4.06Hz

b) modo nº 2 - freq.= 5.11Hz

Fig. 5.60 - Casa nº 15 – Resultados modais – Modelo com pavimentos com rigidez no seu plano.

É visível o aumento da rigidez da casa nº 15, traduzido nos valores das frequências, com o aumento da rigidez dos pavimentos. Ao observar as configurações modais, pode-se verificar que as paredes deixam de ter o seu comportamento tão dependente do afastamento entre nêmbos perpendiculares. A existência de um elemento rígido ao nível dos pavimentos, que transmite as cargas para as paredes perpendiculares, constitui um apoio horizontal contínuo e diminui a flexão horizontal das paredes. Relembre-se que este tipo de flexão é responsável pelo aparecimento de grandes tensões indesejáveis nas zonas dos cunhais, que obrigam ao reforço destes elementos. Relativamente à hipótese sem pavimentos observa-se o comportamento individual das paredes que mesmo sem

as cargas dos pavimentos, com menor massa, apresentam frequências mais baixas e consequentemente aumentos de deformações associados.

Apresentam-se Fig. 5.61 e Fig. 5.62 os resultados da análise sísmica da casa 15 com os pavimentos apenas modelados com as vigas principais e secundárias não conferindo ao piso um funcionamento de diafragma mas garantindo a ligação entre paredes opostas.

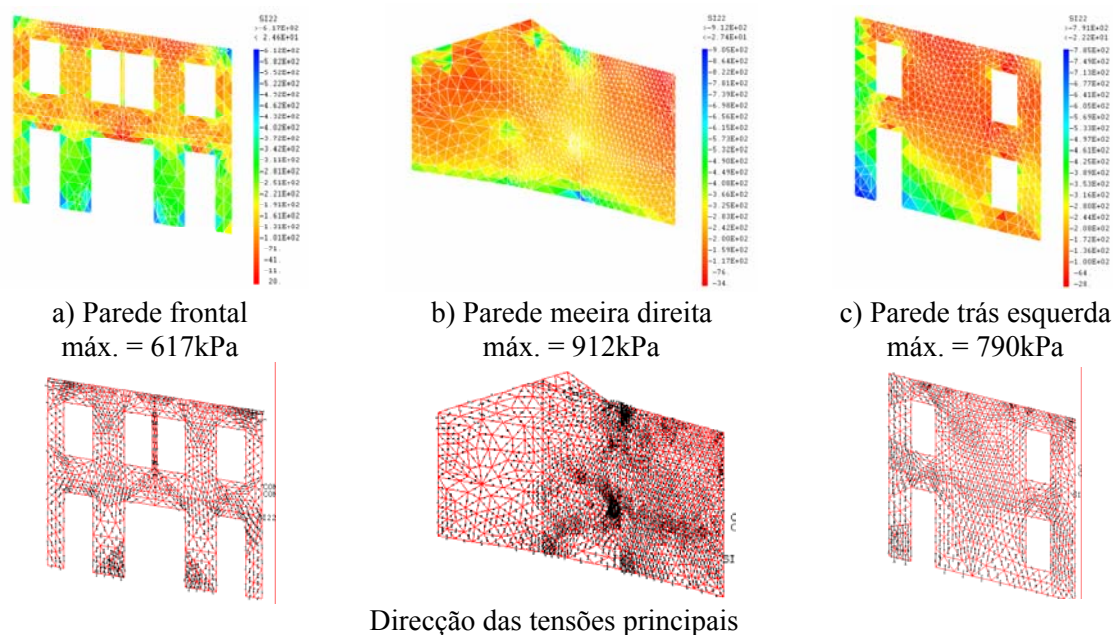


Fig. 5.61 - Casa nº 15-Modelo com pavimentos só com barrotes. Tensões principais de compressão.

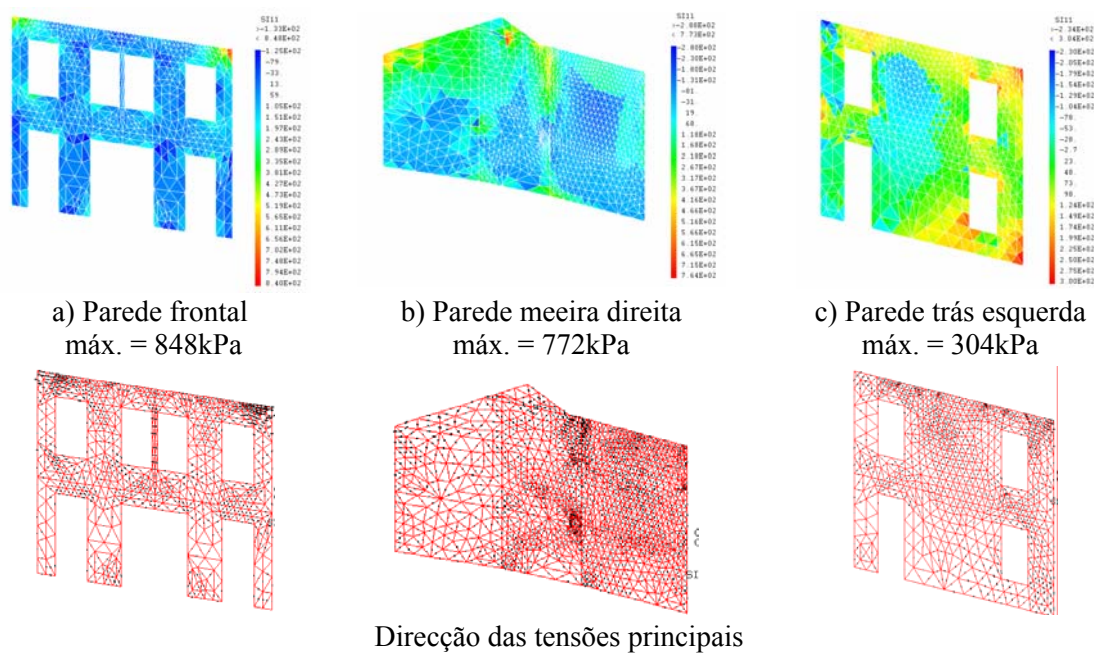
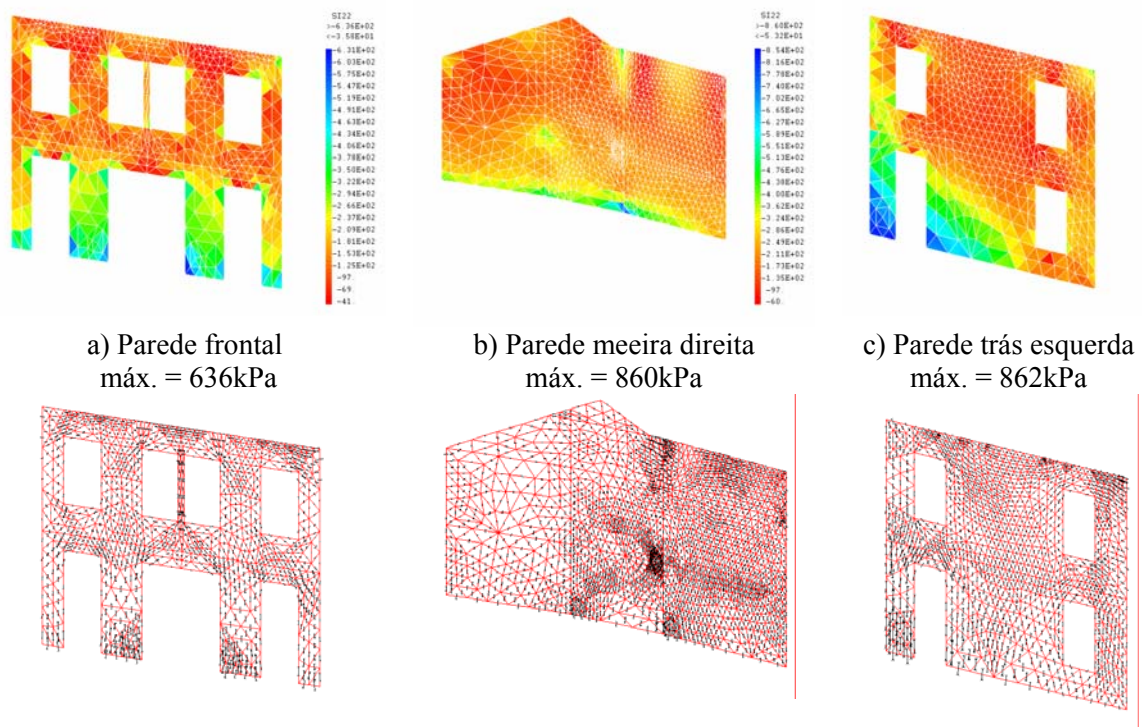


Fig. 5.62 - Casa nº 15-Modelo com pavimentos só com barrotes. Tensões principais de tracção

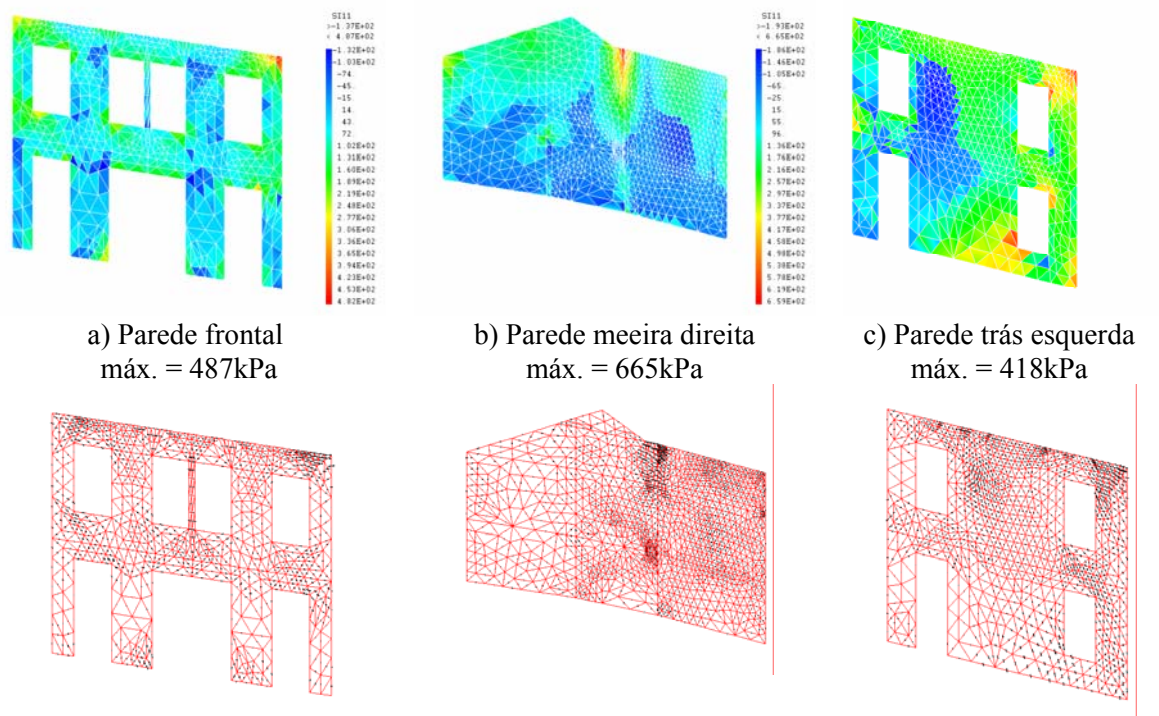
Para além das evidentes comparações associadas ao valor das tensões em cada parede, que irão ser focadas mais à frente, é importante salientar a localização dos pontos mais esforçados e a sua correspondência com a hipótese do pavimento mais rígido. Assim verifica-se que a flexibilização dos pavimentos provoca o aumento das tensões horizontais nas zonas dos cunhais das paredes, principalmente nos pisos superiores. Tendo o piso menor rigidez, as paredes tendem a apoiar-se nas perpendiculares tendo funcionado tipo caixa oca e originando grandes tracções nestes locais. Os pontos de descontinuidade vêm igualmente os seus esforços agravados.

A outra hipótese considerada foi a inexistência de qualquer piso a travar as paredes em toda a sua altura, podendo ocorrer em paredes locais, principalmente em paredes de topo que não apoiam os pavimentos. Nestes casos, a parede não tem qualquer travamento apoiando-se apenas nas paredes perpendiculares através das pedras dos cunhais. Podem ocorrer eventualmente casos de grandes deformações das paredes que provoquem a sua separação dos pavimentos fragilizando as suas capacidades resistentes. Após o sismo de 1998, foi visível em algumas casas rurais o colapso de pavimentos devido às grandes deformações impostas pelo sismo e pela ineficaz ligação existente. Apresentam-se na Fig. 5.63 e Fig. 5.64 as tensões associadas à inexistência de pisos.



Direcção das tensões principais

Fig. 5.63 - Casa nº 15 – Modelo sem pavimentos. Tensões principais de compressão



Direcção das tensões principais

Fig. 5.64 - Casa nº 15 – Modelo sem pavimentos. Tensões principais de tracção

São visíveis as concentrações de tracções junto aos cunhais principalmente junto à cobertura. Na parede meeira direita são igualmente visíveis maiores tracções devido à existência de uma parede interior na casa vizinha, que tendo um comportamento rígido no seu plano, provoca momentos na direcção horizontal e consequentemente tracções e compressões em cada face daquele elemento.

Na Fig. 5.65 vê-se a influência das características dos pavimentos nos valores das tensões máximas das paredes sob a acção dos sismos.

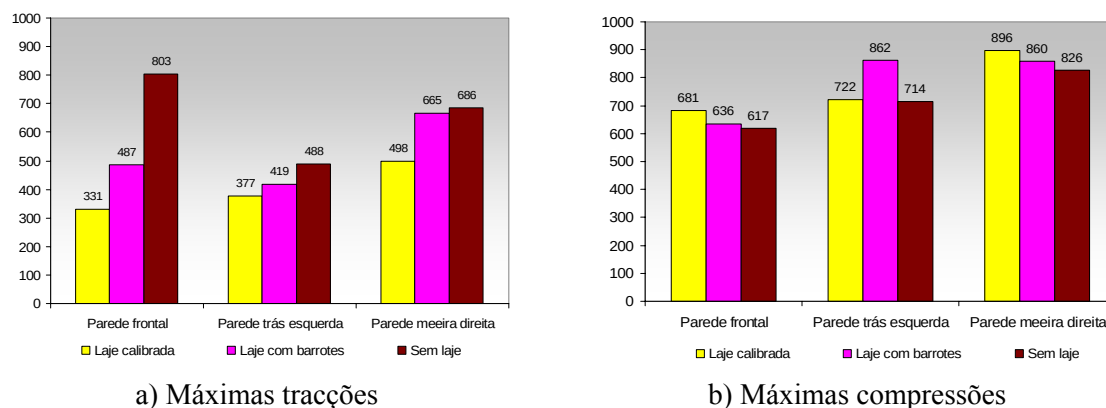


Fig. 5.65 - Casa nº 15 – Comparação de tensões

O valor das compressões máximas é praticamente estável, uma vez que resulta essencialmente do peso dos elementos estruturais. As tracções, por seu lado, sofrem fortes variações com o tipo de

funcionamento dos pavimentos. A estrutura com os pavimentos mais rígidos (modelo calibrado) tem as paredes com menores tracções. Estas aumentam os seus valores se considerarmos os pisos com baixa rigidez no seu plano ou até mesmo sem os pavimentos. A variação mais acentuada ocorre na parede frontal. Desta forma, é possível concluir que a rigidez dos pavimentos é muito importante para limitar e equilibrar a distribuição dos esforços por todos os elementos, garantindo assim um melhor comportamento global.

Para além das comparações das tensões foram analisadas as variações das deformações induzidas às paredes, com base nos resultados representados na Fig. 5.66 a Fig. 5.68.

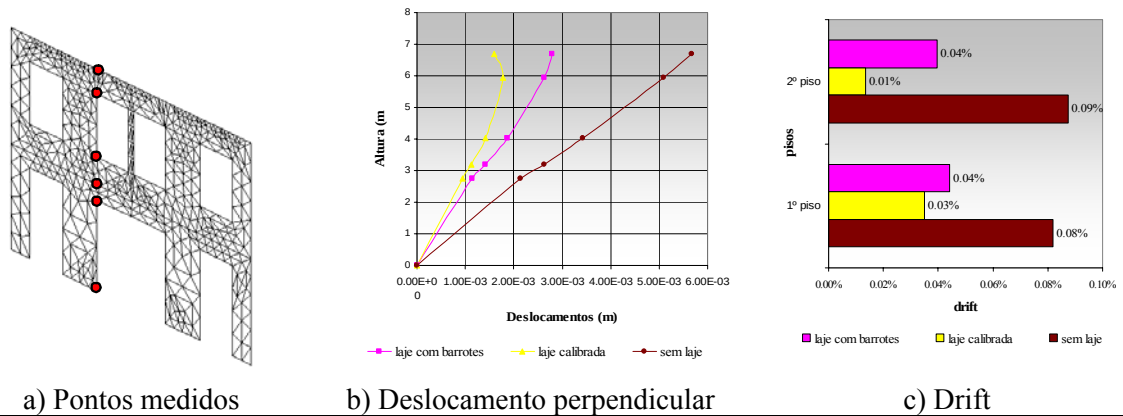


Fig. 5.66 – Casa nº 15 – Parede frontal – Deslocamentos e “drift”

Os resultados da parede frontal demonstram deslocamentos globais e relativos entre pisos pouco elevados com valores máximos de 6mm e 0.09%. Apesar dos valores observados estarem de acordo com as resistências e propriedades mecânicas dos elementos estruturais, é importante comentar as variações dos valores dos deslocamentos associados aos diferentes comportamentos dos pavimentos. Assim, observa-se por exemplo que os deslocamentos máximos da solução sem pavimentos são maiores do que o dobro considerando os pavimentos com rigidez.

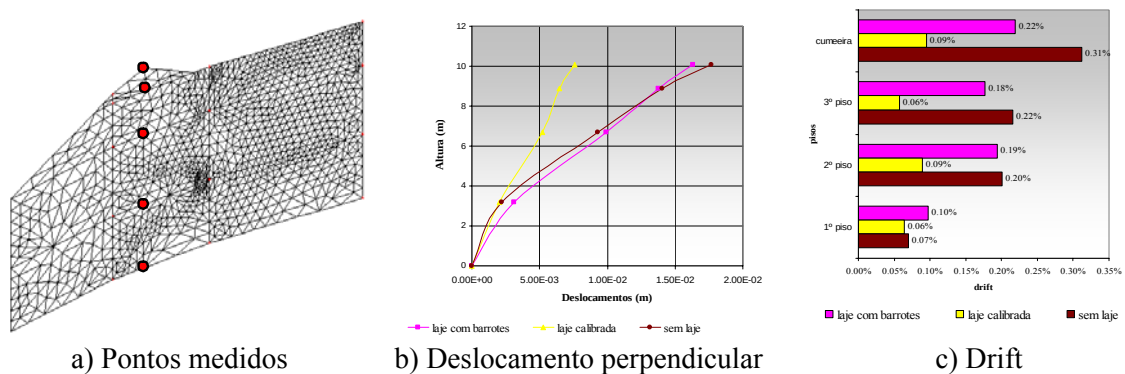


Fig. 5.67 – Casa nº 15 – Parede meeira direita – Deslocamentos e “drift”

Na parede meeira direita é visível a importância da rigidez dos pisos. No modelo com rigidez nas lajes atingem-se deslocamentos máximos de cerca de 8mm, enquanto que no caso dos pisos sem rigidez ou mesmo sem pisos este valor pode atingir quase 2cm. O deslocamento relativo entre pisos é da mesma forma muito inferior com a laje calibrada atingindo um máximo de 0.1% (valor máximo regulamentar para não existirem patologias nas paredes. Pelo contrário o valor do drift nas restantes hipóteses localizam-se perto do valor de 0.3%. Importa salientar que o valor do deslocamento relativo entre pisos é crescente em altura, acompanhando os valores das forças de inércia associados ao sismo. A proximidade dos valores dos deslocamentos nas hipóteses “só com barrotes” e “sem laje” é causada pela combinação da diminuição da rigidez e diminuição da massa nos pisos que neste caso não implica grandes alterações nos valores observados.

Relativamente à parede lateral direita (Fig. 5.68) podemos observar que os resultados estão de acordo com o esperado, existindo uma flexibilização crescente do modelo “calibrado” até ao modelo “sem laje”, traduzindo-se em crescentes deslocamentos.

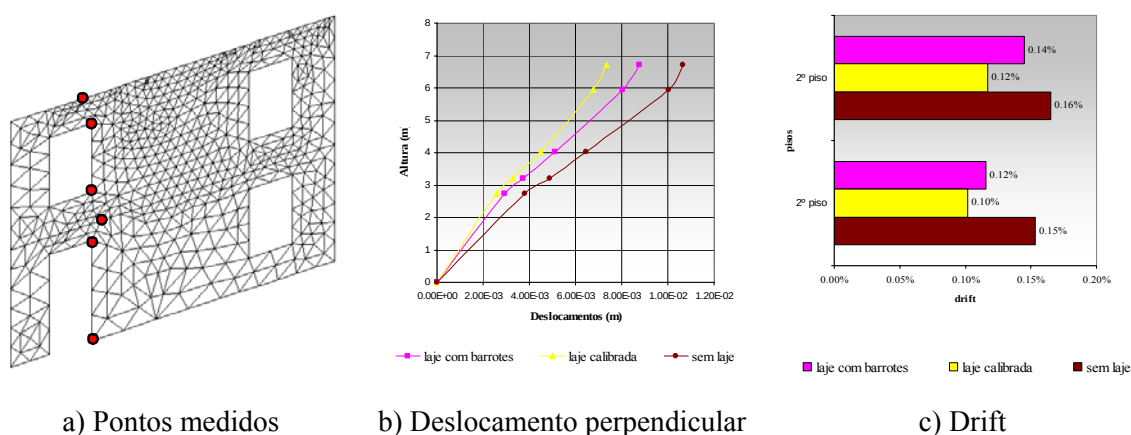


Fig. 5.68 – Casa nº 15 – Parede trás direita – Deslocamentos e “drift”

Os valores não apresentam contudo variações significativas (ou menos significativas do que os casos anteriores) devido à proximidade dos pontos de medição a uma parede perpendicular (parede traseira do edifício). Esta proximidade diminui consideravelmente a influência da rigidez dos pavimentos.

Interessa no entanto salientar que são atingidos deslocamentos relativos com o valor mínimo de 0.10%. Esta parede pode ser incluída nas zonas com heterogeneidades em planta, sendo por isso potencialmente susceptível de sofrer graves patologias sob a acção de sismos.

Sumariamente a análise de deslocamentos e do “drift” (deslocamento relativo entre pisos) mostra as diferenças associadas às características dos pavimentos, reforçando as análises de tensões efectuadas. Nas três paredes verificam-se maiores deslocamentos na hipótese sem pavimentos e menores na hipótese com pavimentos rígidos no seu plano. Os valores mais preocupantes ocorrem

na parede meeira direita, na qual se os pisos não foram rígidos poderão ocorrer deformações que podem atingir 2cm, reflectindo-se num deslocamento relativo entre pisos de 0.31%. Com base em valores da FEMA (5.3.1) o drift da 0.31% aproxima-se de valores que caracterizam elevados estados de degradação dos elementos, bem acima do limite a partir do qual aparecem as primeiras fissurações.

De seguida apresentam-se as mesmas análises para as casas nº 16 e nº 24 da rua Serpa Pinto, assinalando-se os pontos mais relevantes.

5.3.3.3 Casa 16

Na Fig. 5.69 a Fig. 5.71 apresentam-se os resultados dinâmicos da casa nº 16 para os três tipos de funcionamento dos pavimentos.

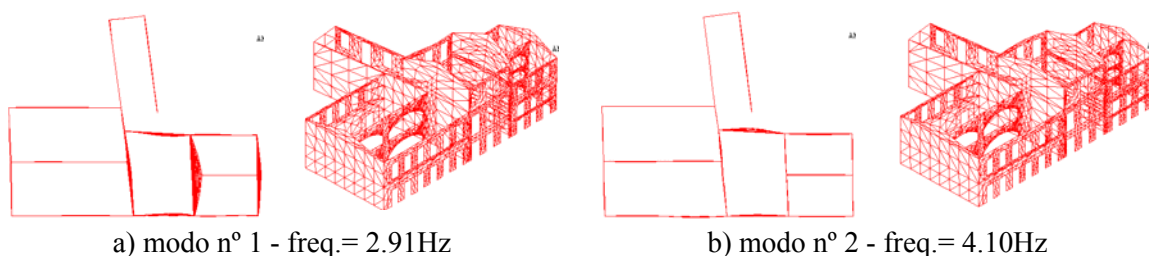


Fig. 5.69 - Casa nº 16 – Resultados modais – Modelo sem pavimentos.

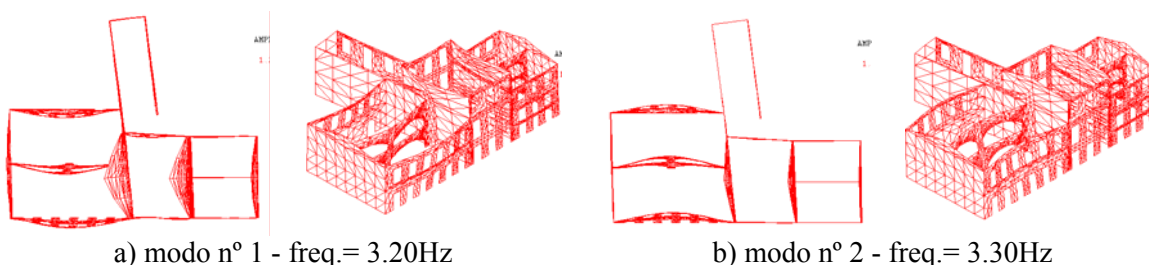


Fig. 5.70 - Casa nº 16 – Resultados modais – Modelo com pavimentos sem rigidez no seu plano.

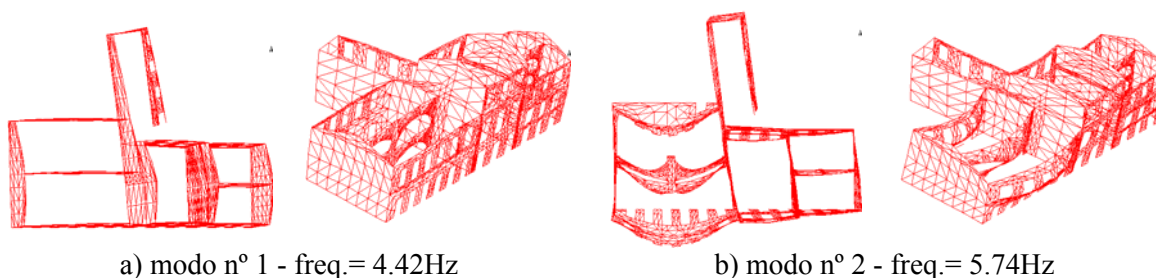


Fig. 5.71 - Casa nº 16 – Resultados modais – Modelo com pavimentos com rigidez no seu plano.

Tal como se tinha verificado na casa nº 15 a maior rigidez dos pavimentos resulta no aumento das frequências da estrutura e na alteração das configurações modais associadas. Apresentam-se na

Fig. 5.72 a Fig. 5.75 os resultados da análise sísmica da casa 16 com as duas hipóteses de comportamento dos pavimentos:

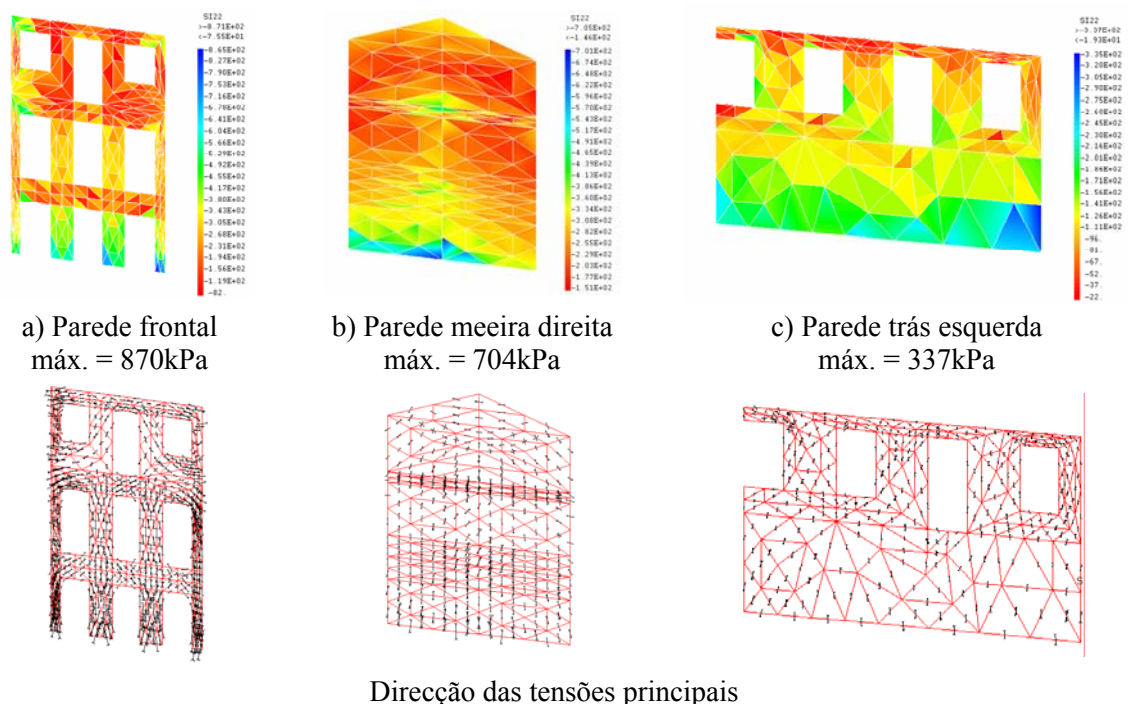


Fig. 5.72 - Casa nº 16 –Modelo com pavimentos só com barrotes. Tensões principais de compressão

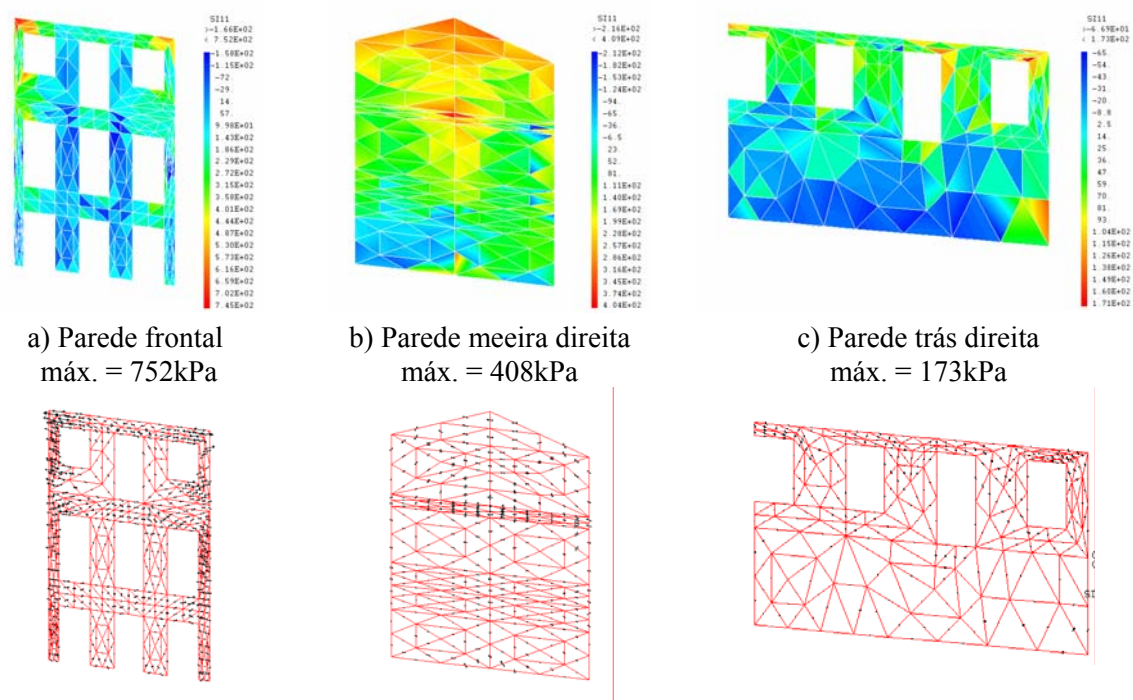


Fig. 5.73 - Casa nº 16 – Modelo com pavimentos só com barrotes. Tensões principais de tracção.

As tensões nas paredes, no caso de inexistência de rigidez ao nível dos pisos, concentram-se na base das paredes (compressão), nas zonas dos cunhais (tracção e compressão) e junto às aberturas.

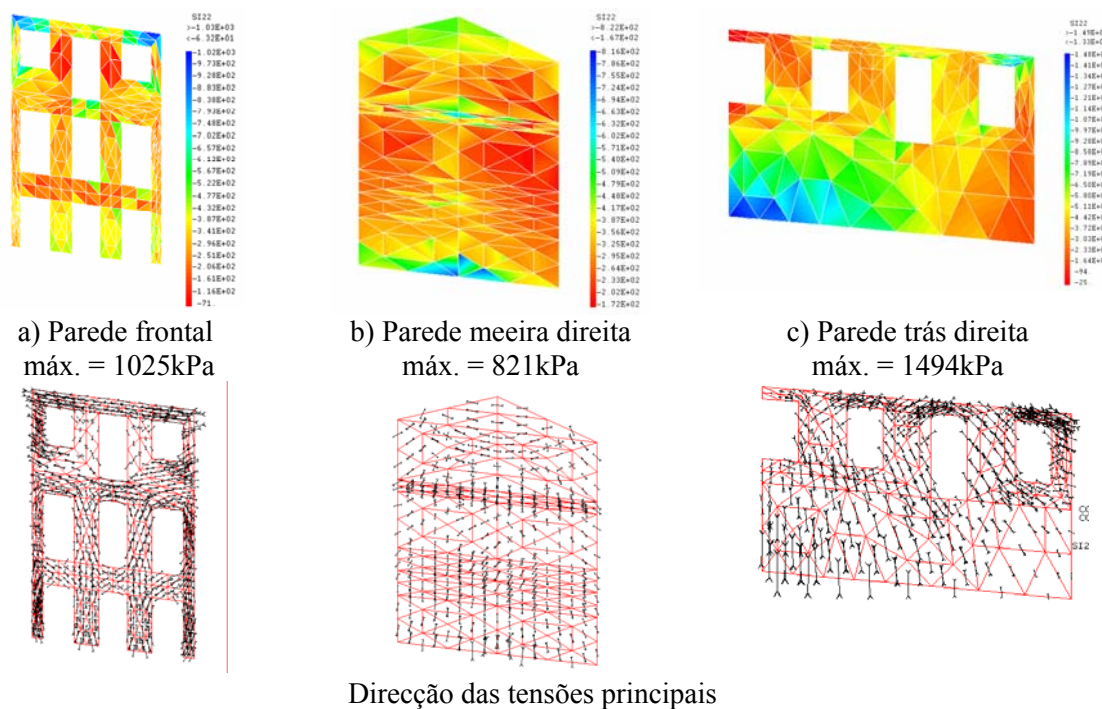


Fig. 5.74 - Casa nº 16 – Modelo sem pavimentos. Tensões principais de compressão

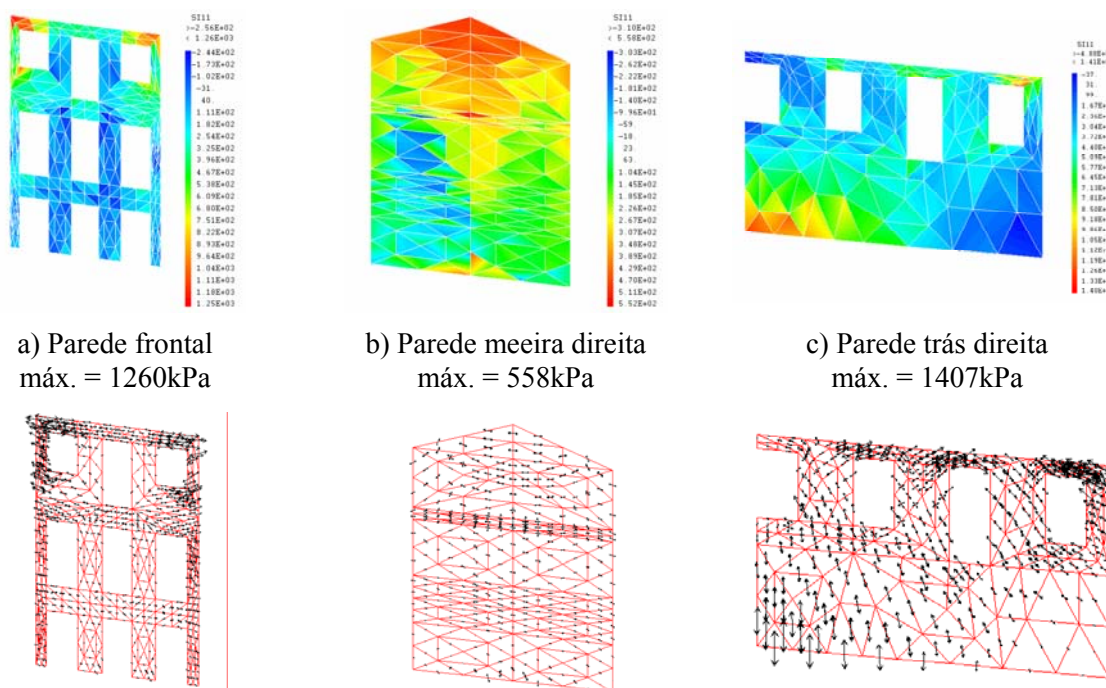


Fig. 5.75 - Casa nº 16 – Modelo sem pavimentos. Tensões principais de tracção

Ao observar as tensões nas paredes no modelo sem laje, verifica-se que as concentrações de tensões dos cunhais agravam-se aumentando também o seu valor. Na Fig. 5.76 pode-se ver a comparação das tensões com as três hipóteses de funcionamento dos pavimentos.

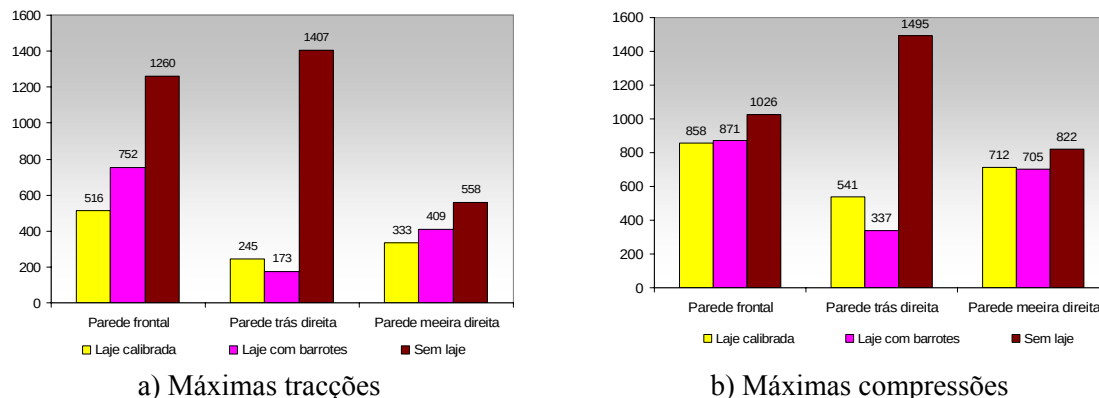


Fig. 5.76 - Casa nº 16 – Comparação de tensões

Os resultados da parede frontal e da parede meeira direita, reflectem o agravamento das tensões de tracção das paredes com a diminuição da rigidez dos apoios. Na parede frontal é visível o aumento destas tensões nas zonas dos cunhais ao nível superior. Já na parede meeira, as tensões são máximas ao nível superior próximo da cumeeira e têm a direcção horizontal o que traduz a flexão da parede na direcção horizontal com apoios na parede frontal e traseira. Esta flexão explica igualmente a existência de compressões na mesma zona, agora na face comprimida. A diminuição destas tensões nos pisos inferiores é explicável pela diminuição das forças sísmicas e pela existência de uma parede interior mestra na casa vizinha que diminui o vão horizontal daquela parede. As compressões na parede frontal e meeira direita são praticamente constantes (já verificado na casa nº 15), uma vez que correspondem a tensões verticais na base podendo variar apenas devido ao grau de encastramento das paredes na base, que neste caso é pouco significativo. A parede de trás direita apresenta grandes variações de tensões quer ao nível das compressões quer ao nível das tracções. Esta diferença é significativa apenas na hipótese de inexistência de pavimentos para travamento das paredes. Se for analisada a parede de trás pode-se verificar que está localizada atrás do corpo principal da casa, integrando um elemento de descontinuidade em planta do quarteirão (Fig. 5.77).

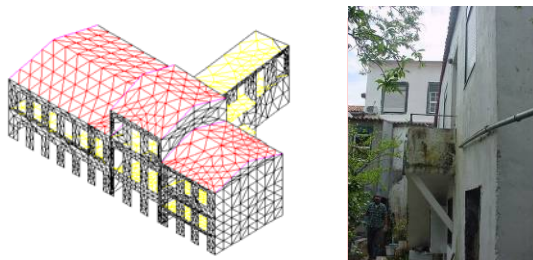
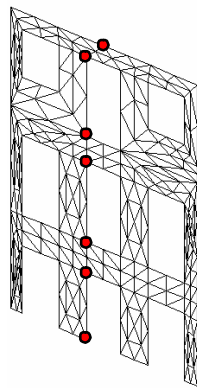
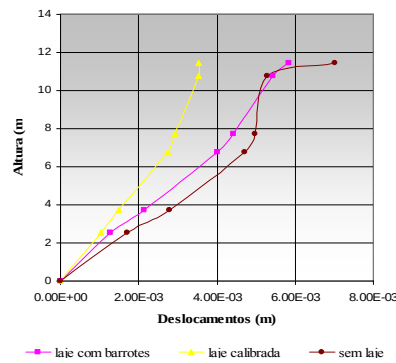


Fig. 5.77- Casa nº 16 – Parede de trás.

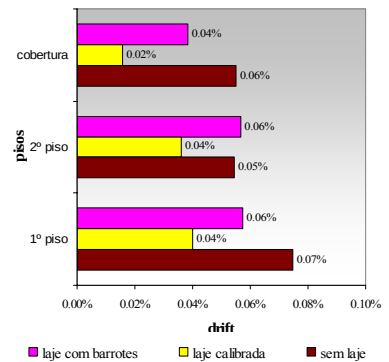
Estes elementos são muito vulneráveis à acção dos sismos uma vez que quando solicitados e se não forem travados nos pisos, tendem a apoiar-se nos elementos rígidos a eles ligados (paredes principais do edifício). Neste caso particular as tensões concentram-se precisamente junto ao corpo principal (Fig. 5.74e Fig. 5.75), sendo de tracção e compressão com valores idênticos. A pequena largura do corpo das traseiras, aliado à inexistência de travamentos das paredes na sua altura provoca o efeito de encastramento desse corpo nos pontos de ligação ao corpo central, aumentando aí significativamente os esforços. A elevada rigidez dessa zona absorve os esforços horizontais do sismo em forma de momento, que se traduz em elevados valores de tracção e compressão. Esta zona é por isso muito vulnerável, podendo ocorrer a separação dos corpos e a deterioração das paredes. De seguida apresentam-se os resultados das deformações nas três paredes estudadas (Fig. 5.78).



a) Pontos medidos



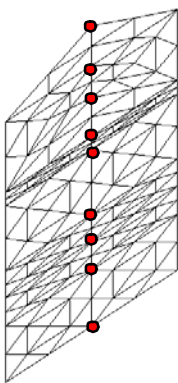
b) Deslocamento perpendicular



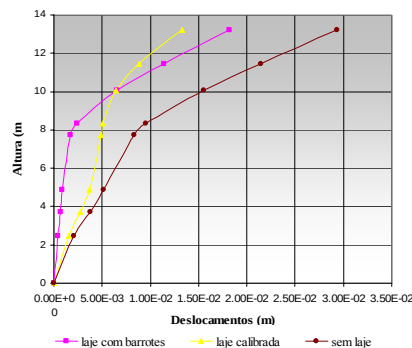
c) Drift

Fig. 5.78 – Casa nº 16 – Parede Frontal – Deslocamentos e “drift”

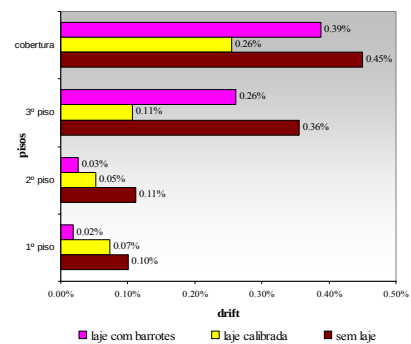
Na parede frontal são mobilizados baixos deslocamentos com os maiores valores no caso de inexistência de pavimentos. Mesmo nesse caso o valor máximo de deslocamento é de 7mm a que corresponde um deslocamento máximo entre pisos de 0.07%.



a) Pontos medidos



b) Deslocamento perpendicular



c) Drift

Fig. 5.79 – Casa nº 16 – Parede meeira direita – Deslocamentos e “drift”

Na parede meeira direita podem ocorrer valores elevados de deslocamentos, que no ponto mais alto atinge valores entre 1.2 e 2.8cm. A estes valores correspondem deslocamentos relativos entre 0.26 e 0.45% respectivamente. Mesmo o valor mais baixo, pode ser considerado elevado para uma parede de alvenaria não reforçada, pelo que é importante o seu reforço, dotando-a de maior capacidade de deformação. Em correspondência com as configurações modais a deformada com pavimentos rígidos é a mais suave embora tenha maiores deslocamentos nos pisos inferiores do que na hipótese sem rigidez. A inexistência de rigidez dos pavimentos reforça a influência da parede mestra interior da casa vizinha. Esta, sendo mobilizada no seu plano constitui um apoio que deixa de existir no último piso contribuindo para um aumento brusco das deformações. Pelo contrário, os pavimentos rígidos mobilizam de uma forma mais eficaz toda a estrutura, contribuindo para um maior efeito global. Os deslocamentos mais elevados podem ser causados pelas diferenças associadas às diferentes frequências próprias de cada uma das hipóteses. A inexistência de pavimentos traduz-se num aumento generalizado das deformações.

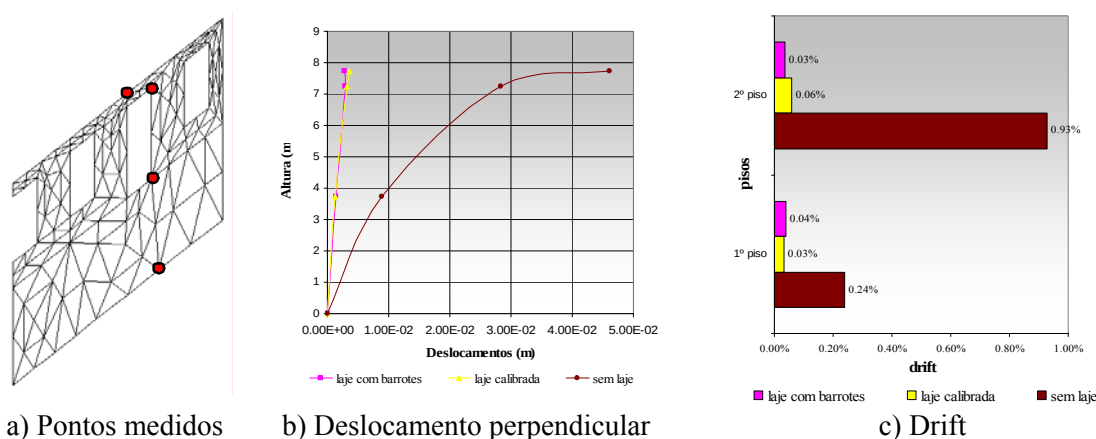


Fig. 5.80 – Casa nº 16 – Parede trás direita – Deslocamentos e “drift”

Na parede de trás direita verifica-se que a influência da rigidez dos pavimentos é muito baixa, no entanto, se não se considerar qualquer pavimento existe um aumento brusco dos deslocamentos. Ao nível das tensões já se havia verificado o mesmo. A existência de uma laje, mesmo sem rigidez garante a uniformização de deslocamentos de duas paredes opostas. Realce-se que a parede de trás oposta à apresentada não tem aberturas, funcionando como elemento mais rígido. Tal como foi referido acima, o comportamento do soalho pode ser assemelhado a uma viga solicitada horizontalmente encastrada no corpo principal da casa e com um apoio na parede perpendicular de topo. O grande comprimento da parede e a pequena largura daquela zona da casa diminuem a preponderância e a influência da rigidez do pavimento relativamente ao funcionamento da parede apoiando directamente nos elementos referidos.

Sumariamente, os valores dos deslocamentos confirmam as análises das tensões. Assim os resultados da parede frontal e meeira direita mostram a maior deformabilidade das paredes sem os pavimentos, podendo nesse caso ocorrer a duplicação ou mesmo a triplicação das deformações e dos valores do “drift” conduzindo a valores que podem originar graves patologias nas paredes. Relativamente à parede de trás é visível o grande aumento da deformação no caso de não existirem pavimentos. A existência destes e a sua ligação à estrutura principal mobiliza rigidez no seu plano e consequentemente impede o livre deslocamento das paredes.

5.3.3.4 Casa 24

Na Fig. 5.80 a Fig. 5.83 apresentam-se os resultados dinâmicos da casa nº 16 para os três tipos de funcionamento dos pavimentos.

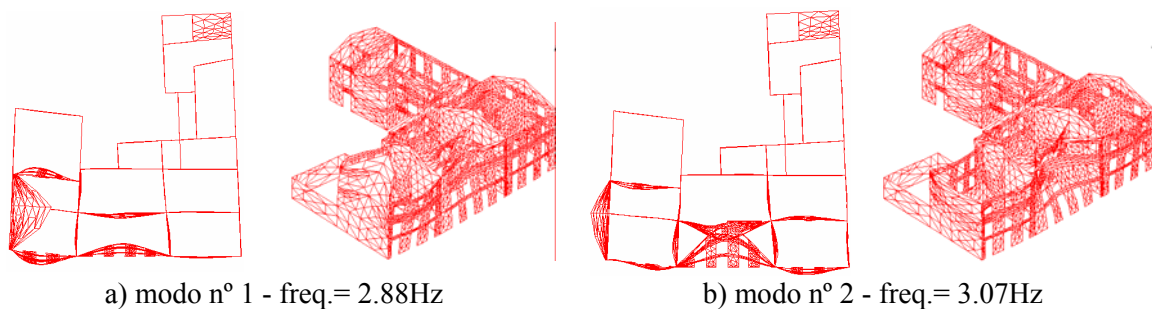


Fig. 5.81 - Casa nº 24 – Resultados modais – Modelo sem pavimentos.

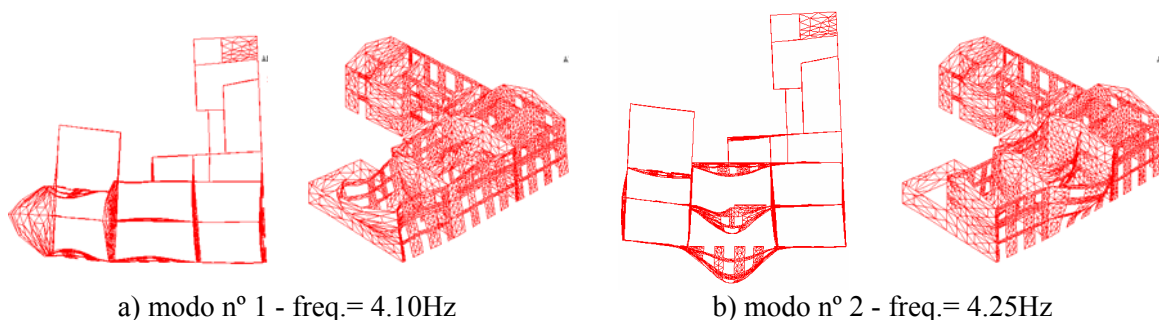


Fig. 5.82 - Casa nº 24 – Resultados modais – Modelo com pavimentos sem rigidez no seu plano.

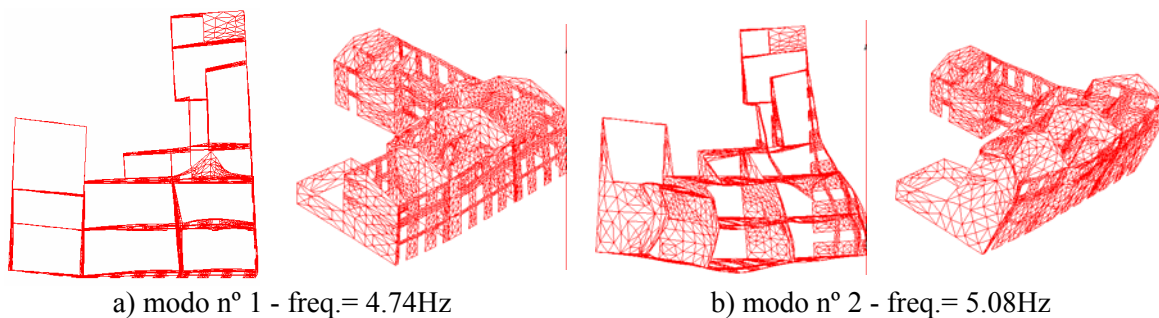


Fig. 5.83 - Casa nº 24 – Resultados modais – Modelo com pavimentos com rigidez no seu plano.

Apresentam-se em seguida (Fig. 5.84 a Fig. 5.87) os resultados da análise sísmica da casa 24 com as hipóteses já consideradas nas casas anteriores.

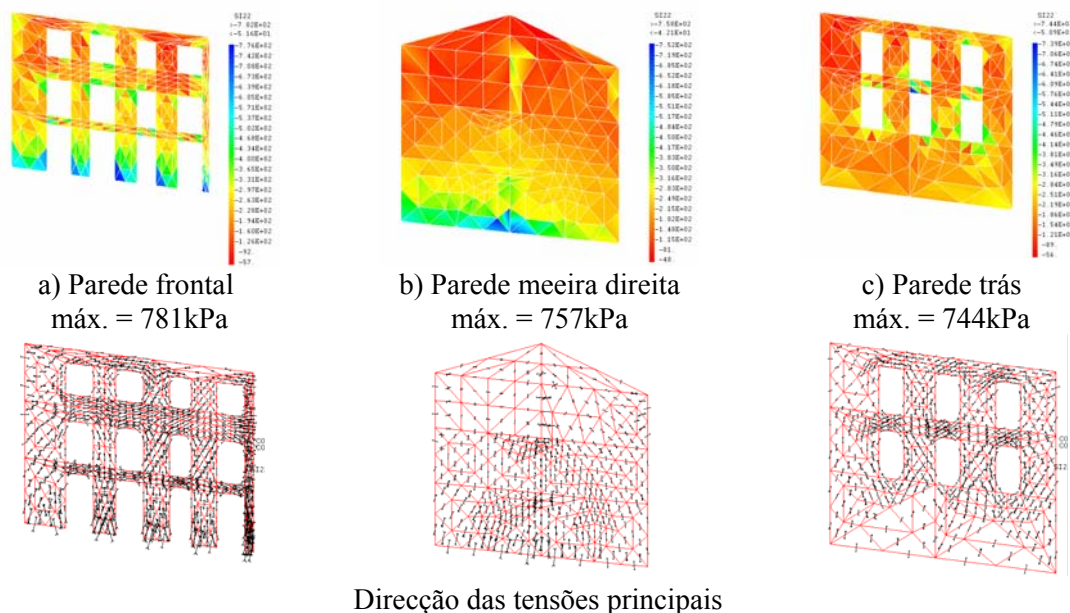


Fig. 5.84 - Casa nº 24 Modelo com pavimentos só com barrotes - Tensões principais de compressão

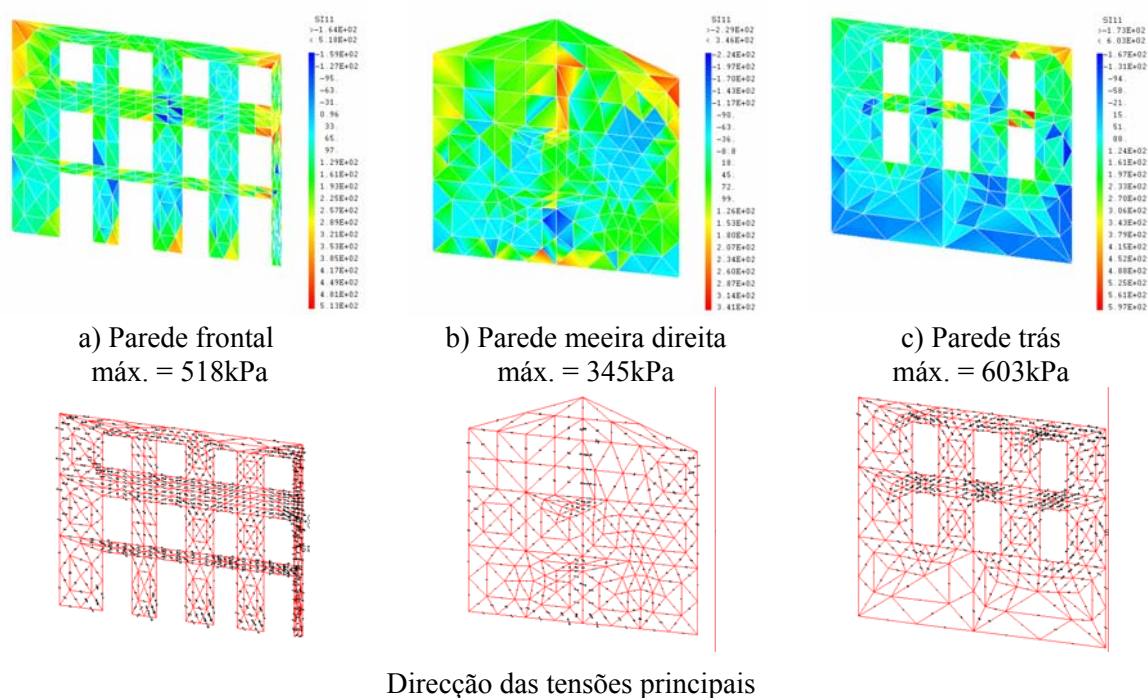


Fig. 5.85 - Casa nº 24 Modelo com pavimentos só com barrotes - Tensões principais de tracção

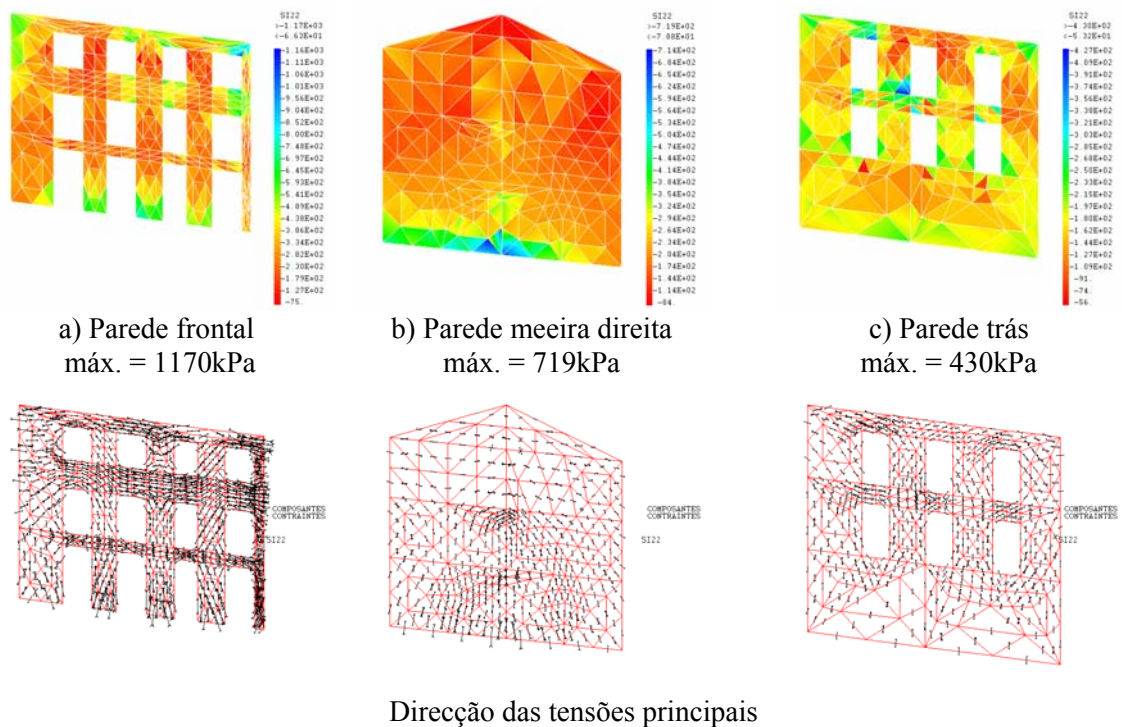


Fig. 5.86 - Casa nº 24 – Modelo sem pavimentos - Tensões principais de compressão

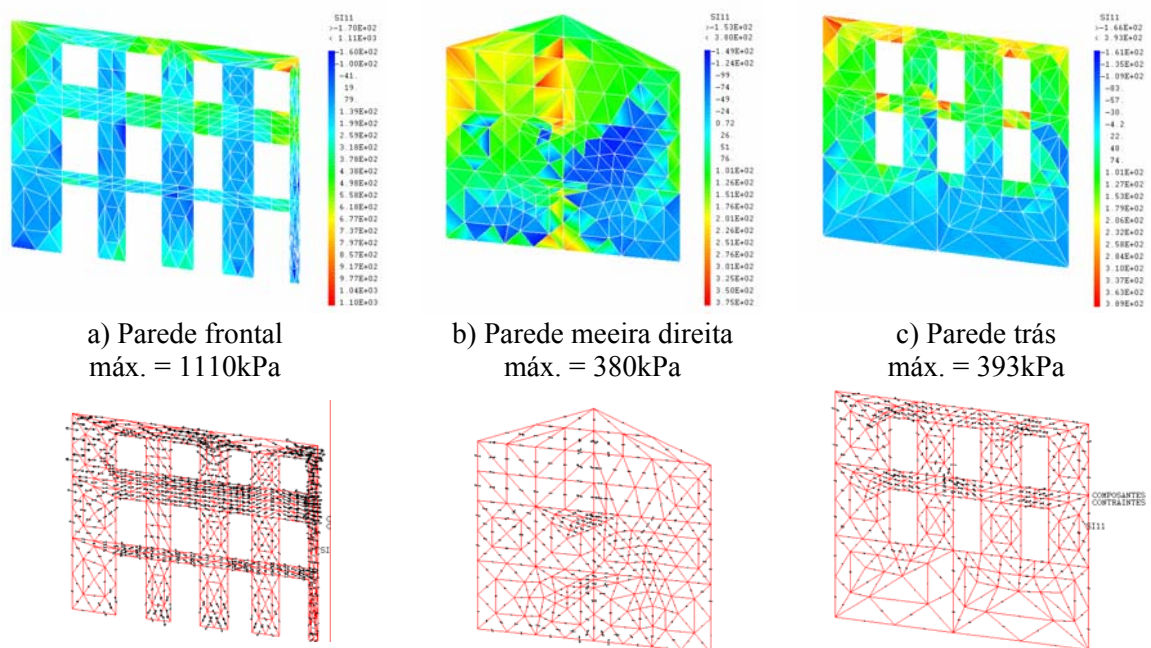


Fig. 5.87 - Casa nº 24 – Modelo sem pavimentos - Tensões principais de tracção

Os mapas de tensões representados mostram concentrações de tensões na base das paredes (compressão), nos painéis entre aberturas ou padieiras representando esforços de corte no plano de cada uma das paredes e nas zonas dos cunhais de ligação entre paredes. Neste último caso, e com a

diminuição da rigidez dos pavimentos, é visível o aumento de tensões, uma vez que as paredes deixam de ter apoio ao nível dos pisos, funcionando entre painéis de parede perpendicular. Se for feita a comparação (Fig. 5.58) entre os valores máximos das tensões das paredes para cada caso podemos observar o seguinte:

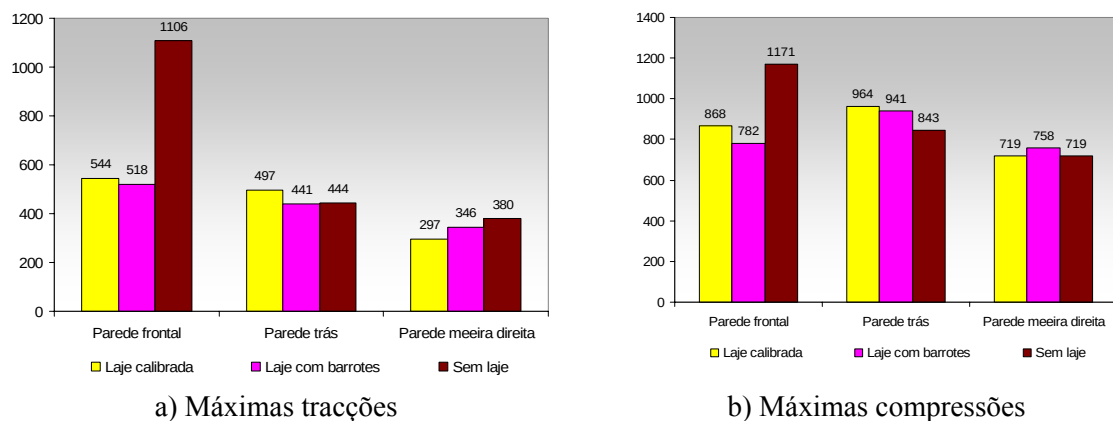


Fig. 5.88 - Casa nº 24 – Comparação de tensões

As diferenças dos valores das tensões são mais acentuadas na parede frontal, registando-se os maiores valores de tracção e compressão no caso de inexistência dos pavimentos. De facto, a parede frontal, é mobilizada perpendicularmente ao seu plano no 1º modo de vibração. De qualquer modo atende-se ao facto que na parede meeira e traseira a localização dos pontos onde foram calculados os deslocamentos, estão perto de paredes perpendiculares diminuindo por isso a influência dos pavimentos. Na parede frontal as diferenças de tensões são maiores no caso das tracções. Na Fig. 5.89 a Fig. 5.91 estão representados os resultados dos deslocamentos perpendiculares às paredes.

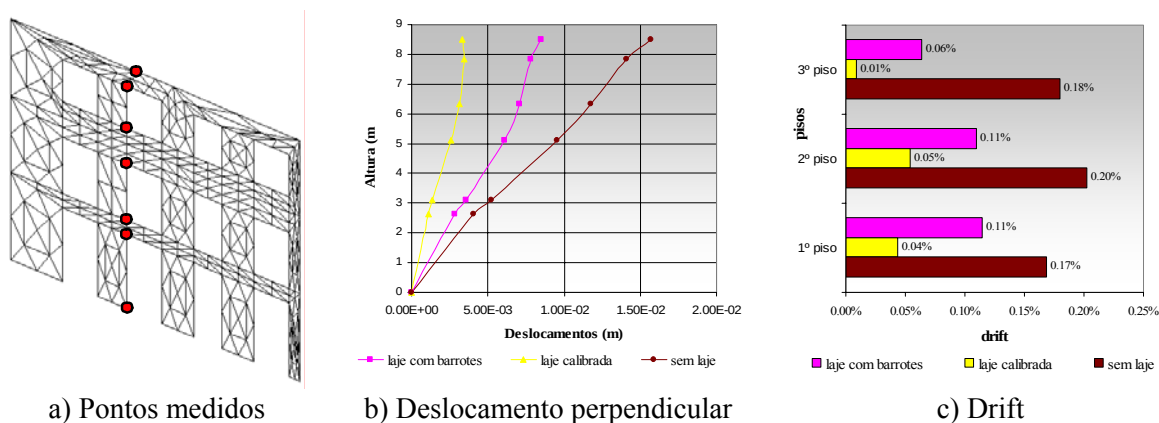
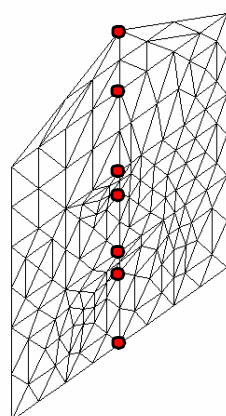
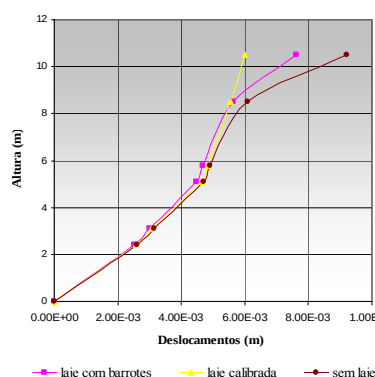


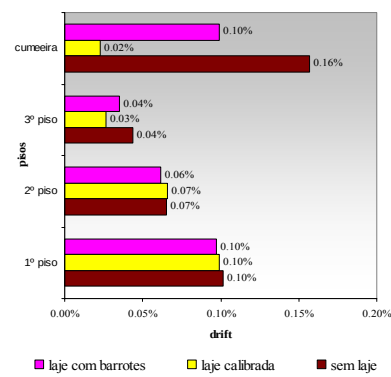
Fig. 5.89 – Casa nº 24 – Parede Frontal – Deslocamentos e “drift”



a) Pontos medidos

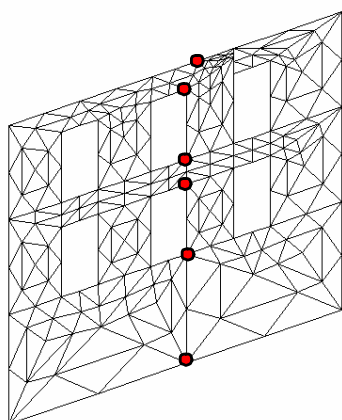


b) Deslocamento perpendicular

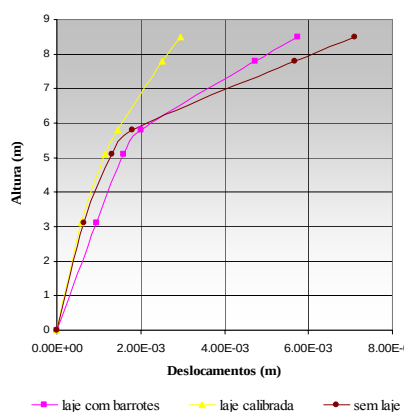


c) Drift

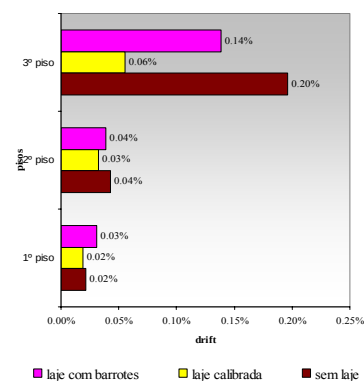
Fig. 5.90 – Casa nº 24 – Parede meeira direita – Deslocamentos e “drift”



a) Pontos medidos



b) Deslocamento perpendicular



c) Drift

Fig. 5.91 – Casa nº 24 – Parede trás– Deslocamentos e “drift”

Da análise dos resultados dos deslocamentos das três paredes verifica-se que a mais flexível é a parede frontal podendo atingir deslocamentos de 1.5 cm. O deslocamento relativo entre pisos é, como seria de esperar, maior no caso da inexistência de pavimentos podendo atingir o valor de 0.2%. Relativamente às restantes paredes, apresentam comportamentos um pouco diferentes, devido à existência das paredes perpendiculares. Saliente-se o facto de estas paredes não se prolongarem até à cobertura. Este facto é bem visível no aumento brusco das deformações perto da cobertura onde a influência dos pavimentos é mais notória. Apesar do efeito favorável das paredes perpendiculares, a sua interrupção ao longo da altura cria pontos de descontinuidade estrutural muito nefastos para este tipo de estrutura, propícios para a existência de concentrações de tensões que devem ser evitados. É interessante verificar que apesar das reduzidas diferenças no valor das tensões, a análise da distribuição destas nos elementos e das deformações mostram comportamentos muito distintos. Relembre-se que para cada uma das hipóteses de comportamento dos pavimentos,

a estrutura apresenta características dinâmicas distintas, que, se reflectem no valor da acção considerada.

5.3.4 Análise da influência do efeito de grupo

Para além do estudo do comportamento dos pavimentos é importante avaliar a influência do efeito de grupo e do funcionamento conjunto das edificações pertencentes ao quarteirão. Apesar de não ter uma aplicação física para o caso particular em estudo, esta análise é útil para demonstrar a necessidade de contar com o efeito conjunto para o estudo deste tipo de estruturas muito comuns em centros urbanos.

Assim para cada uma das casas, tal como havia sido feito na análise dos pavimentos, efectuaram-se alguns estudos comparativos quer ao nível de tensões quer ao nível de deslocamentos com modelos com as casas sem efeito de grupo, tendo-se considerado ainda para cada um os três possíveis funcionamentos dos pavimentos estudados no capítulo anterior, com o efeito de funcionamento conjunto do quarteirão.

5.3.4.1 Casa 15

Para este estudo criou-se um modelo fictício (Fig. 5.92) com a casa isolada admitindo a inexistência dos edifícios vizinhos.

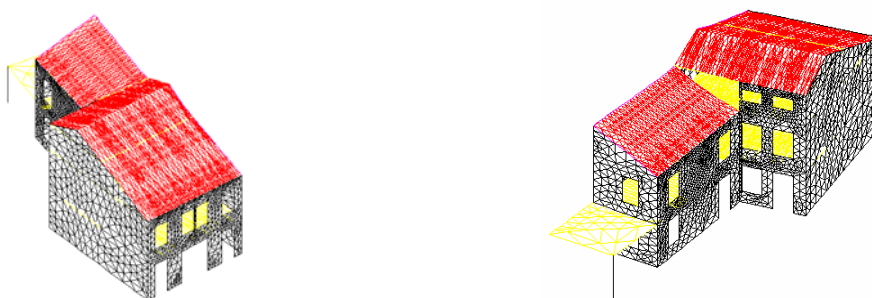


Fig. 5.92 – Casa nº 15 – Modelo da casa isolada

A análise dinâmica da casa 15 mostra a alteração do comportamento das estruturas associadas à consideração de edificações vizinhas (Fig. 5.93 a Fig. 5.95).

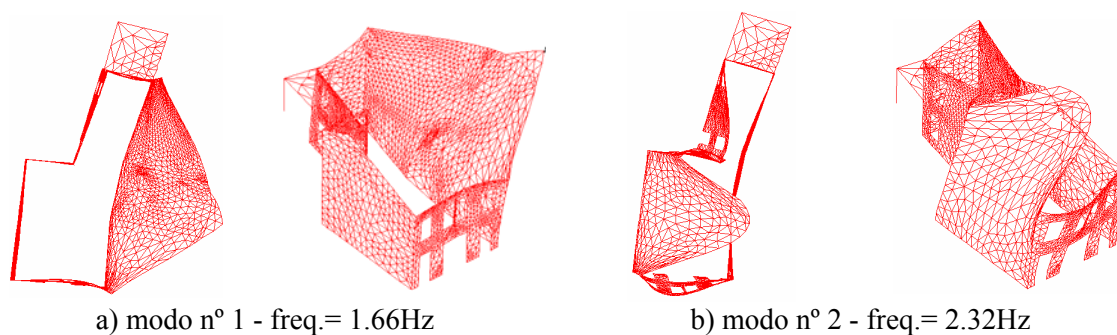


Fig. 5.93 - Casa nº 15 – Resultados modais – Modelo sem pavimentos.

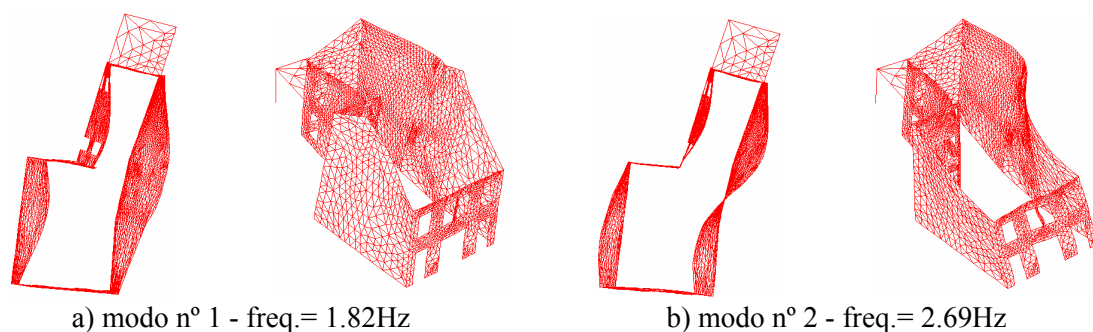


Fig. 5.94 - Casa nº 15 – Resultados modais – Modelo com pavimentos sem rigidez no seu plano.

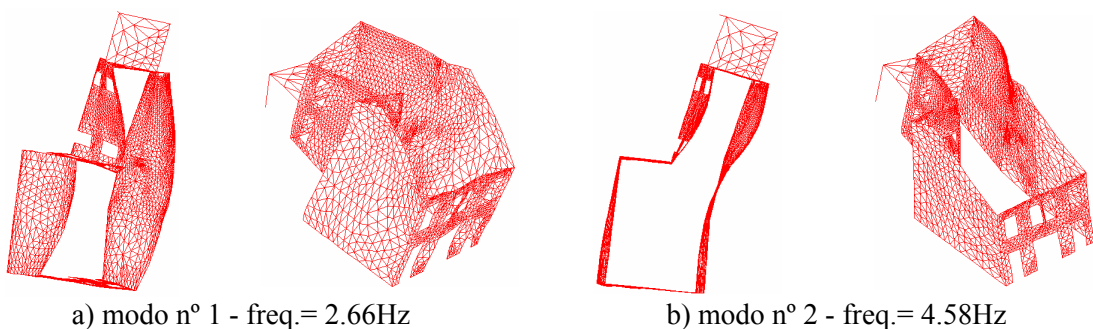


Fig. 5.95 - Casa nº 15 – Resultados modais – Modelo com pavimentos com rigidez no seu plano.

Comparando os resultados modais é possível concluir, que tal como na análise com efeito de grupo, o aumento de rigidez dos pavimentos resulta no aumento das frequências e na alteração das configurações modais. É igualmente interessante comparar com os resultados com o efeito de grupo (Fig. 5.58 a Fig. 5.60), verificando-se uma diminuição geral das frequências se não se considerar os edifícios vizinhos.

Relativamente à análise sísmica estão representados de seguida (Fig. 5.96 a Fig. 5.98) os resultados e o estudo comparativo entre as hipóteses consideradas para duas das paredes da casa. A distribuição das tensões nas paredes, não tendo estas apoio ao nível dos pisos, mostra as tensões mais elevadas junto aos cunhais perto da cobertura. Verifica-se também que existe uma concentração de tensões na base da parede meeira direita. Isto ocorre devido à flexão da parede que funciona

tipo consola com os momentos máximos na base. A distribuição ao longo da base não é uniforme devido à existência de paredes perpendiculares (frontal e traseira), cuja rigidez no plano materializa um apoio para a parede meeira. Os valores das tensões são muito elevados, principalmente as tracções, acima dos valores previstos da resistência das paredes.

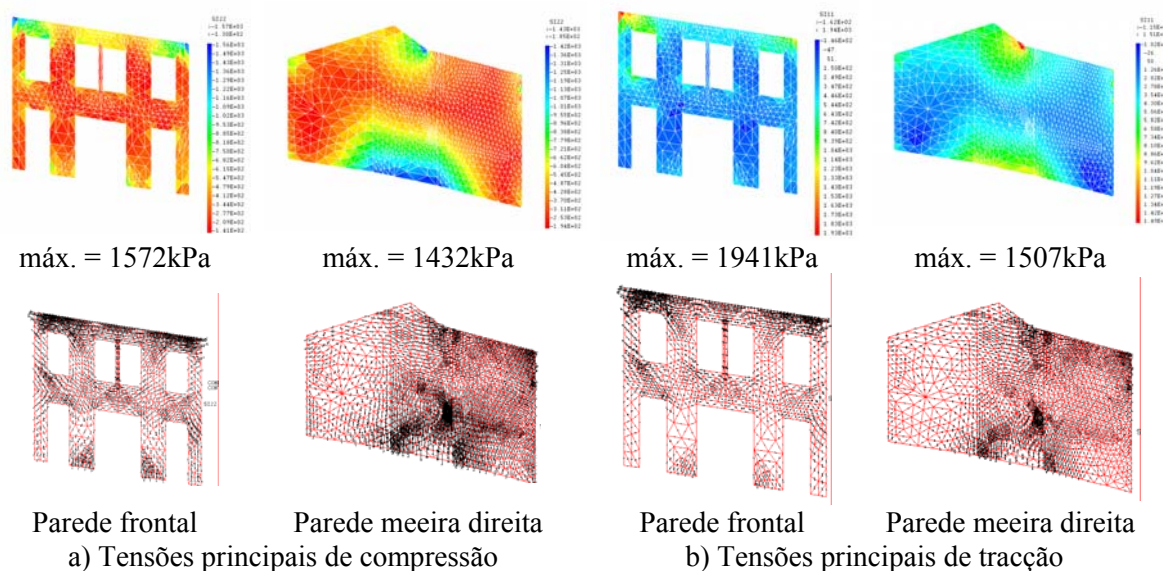


Fig. 5.96 - Casa nº 15 – Modelo sem pavimentos -Tensões principais

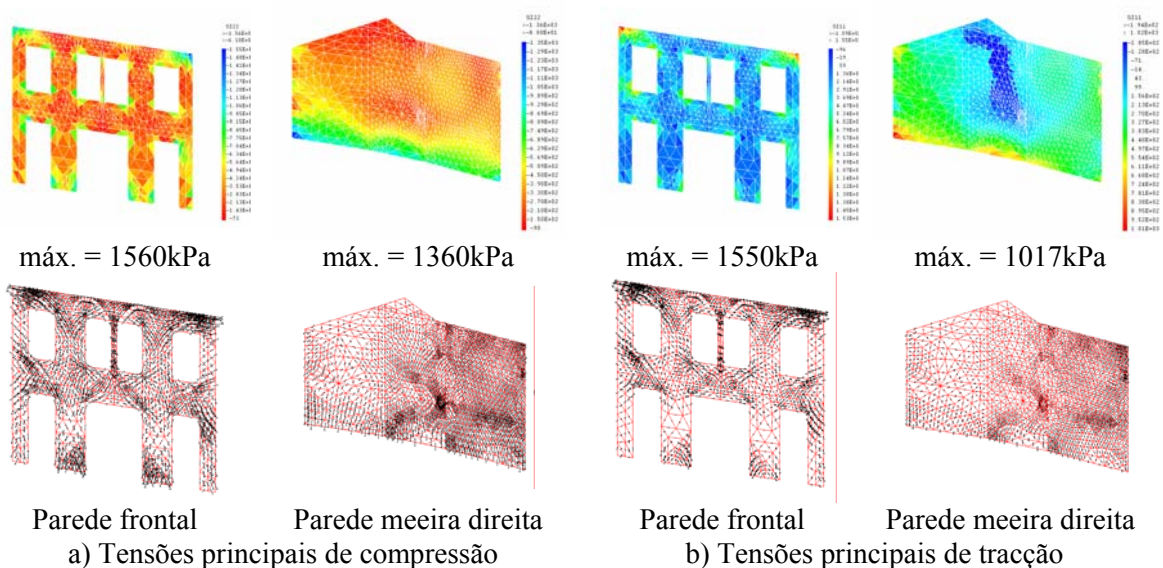


Fig. 5.97 - Casa nº 15 – Modelo com pavimentos só com barrotes -Tensões principais

Considerando os pavimentos sem rigidez no seu plano, verifica-se algum abaixamento do valor das tensões, mantendo-se estas nos locais referidos para o caso sem pavimentos. Atente-se no entanto à distribuição das tensões máximas na base da parede meeira que neste caso é bastante mais uniforme. Este facto é devido à compatibilização da rigidez dos dois lados da casa (direito e

esquerdo). A parede de trás intermédia que liga à meeira do lado esquerdo confere apoio à parede representada a meio do seu desenvolvimento. Apesar do valor máximo da tensão ser idêntico ao sem pavimentos, ele neste caso localiza-se junto à parede frontal e não a meio da parede.

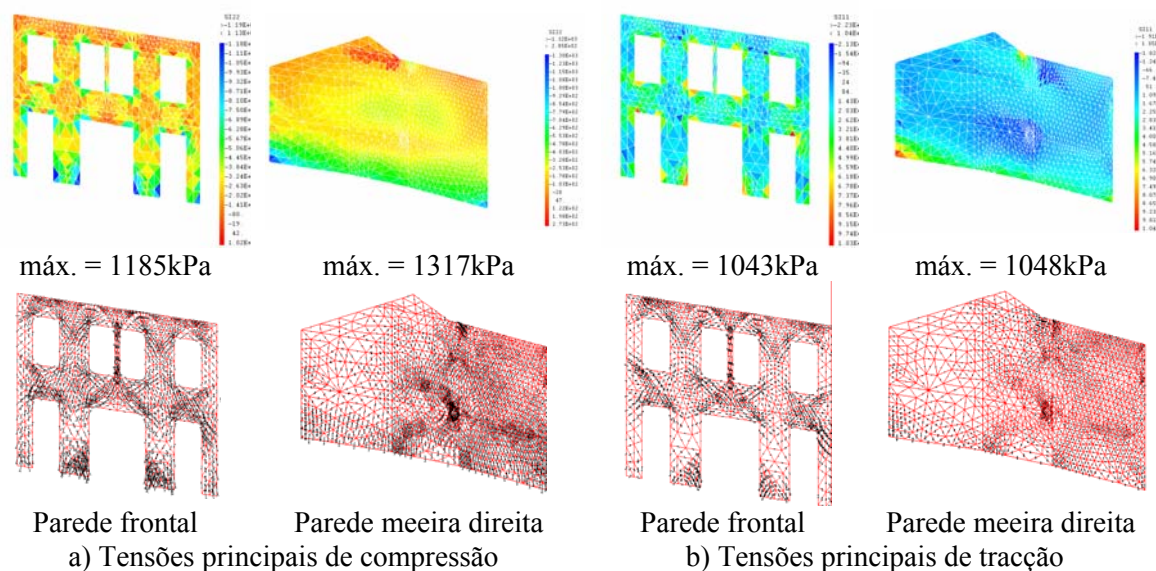


Fig. 5.98 - Casa nº 15 – Modelo com pavimentos calibrados (e=1.5cm) -Tensões principais

Conferindo rigidez aos pavimentos verifica-se uma acentuada diminuição dos valores das tensões principalmente de tracções, que no entanto permanecem muito elevadas. Comparando os valores máximos das tensões em três paredes vê-se o aumento das tensões associados à baixa rigidez dos pavimentos.

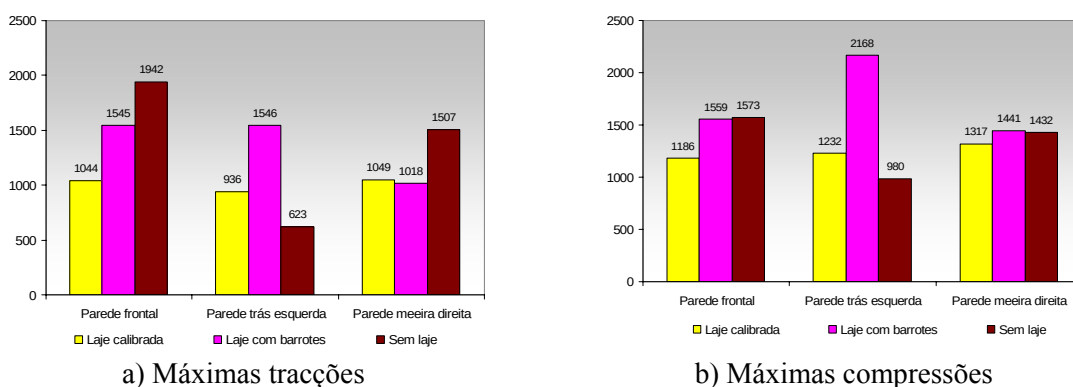


Fig. 5.99 - Casa nº 15 – Comparação de tensões do modelo sem efeito de “grupo”

Na análise efectuada às tensões da casas 15 sem efeito de grupo foram visíveis os valores elevados das tensões. Assim, comparou-se os valores máximos das tensões com os obtidos com efeito de grupo (Fig. 5.100).

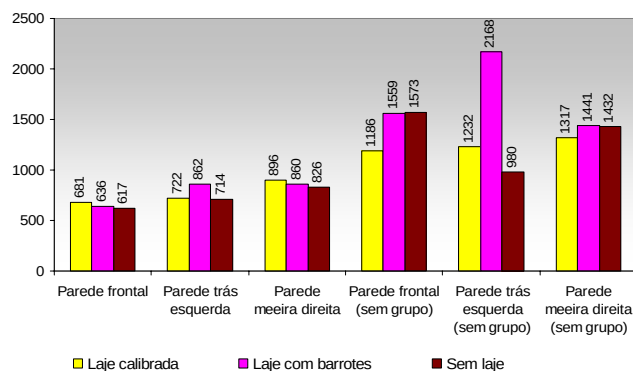


Fig. 5.100 - Casa nº 15 – Comparação global de tensões de compressão

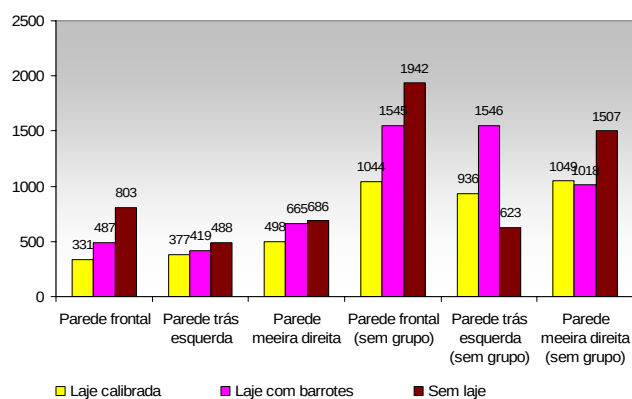
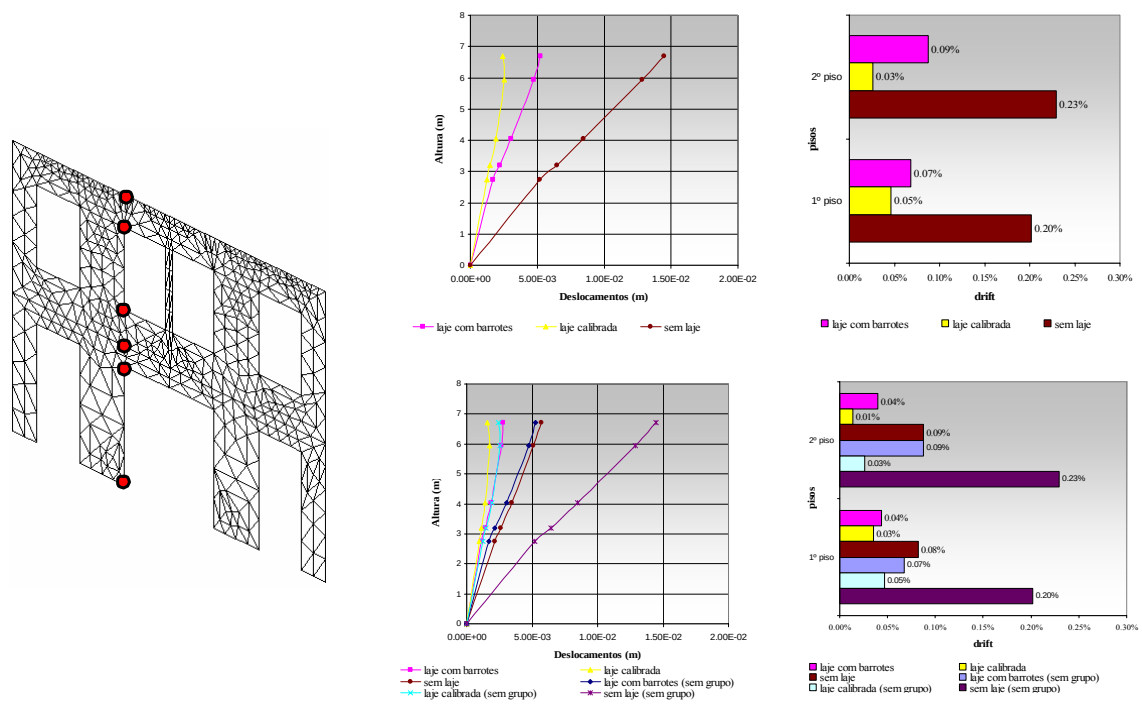


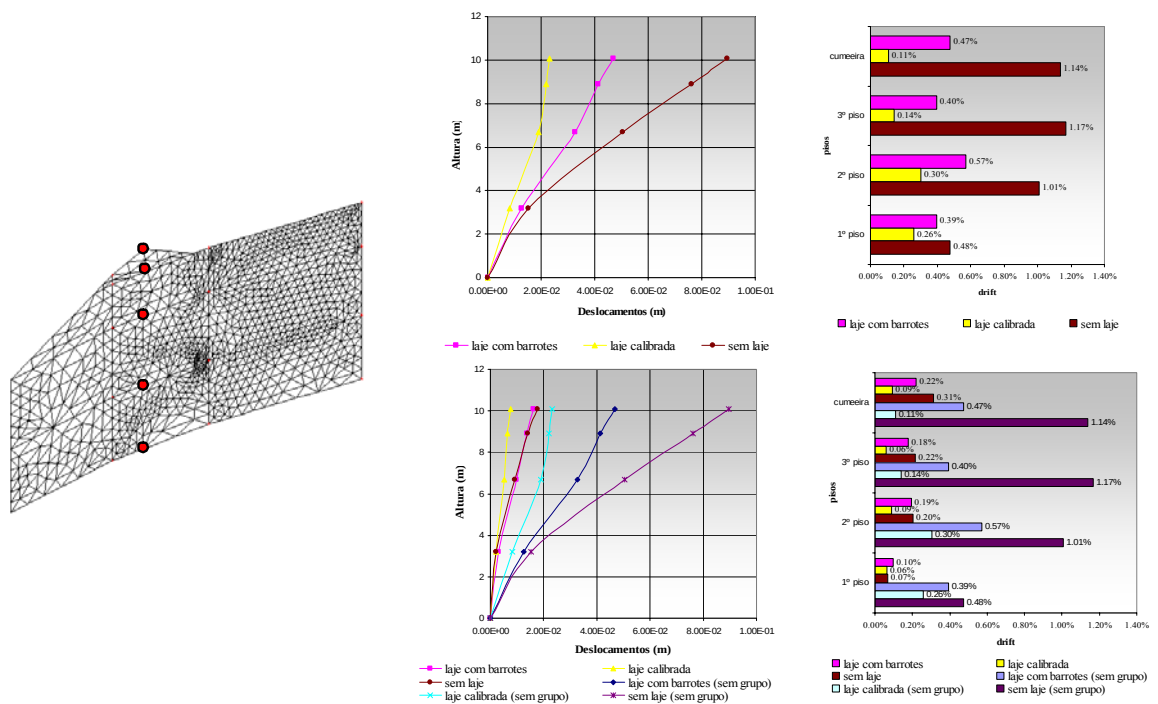
Fig. 5.101 - Casa nº 15 – Comparação global de tensões de tracção

A inexistência do efeito de grupo na casa nº 15 provoca aumentos significativos no valor das tensões das paredes quer de tracção quer de compressão. A menor rigidez da estrutura isolada, aproximando as frequências próprias da estrutura da gama de frequências com a acção mais elevada contribui significativamente para este facto. A casa nº 15 com a mesma estrutura, mas não inserida no quarteirão teria provavelmente colapsado.

Contudo, análise dos valores máximos das tensões não é suficiente uma vez que a sua distribuição, nos elementos estruturais pode ter diferenças significativas. Para além disso, é errado supor que uma análise da estrutura sem o efeito de grupo traduz-se geralmente em aumentos de tensões pelo que é seguro optar apenas por esse pressuposto. Para além da análise de tensões foi feita uma análise de deslocamentos cujos resultados estão representados na Fig. 5.102 e Fig. 5.103.



a) Pontos medidos b) Deslocamento perpendicular c) Drift
Fig. 5.102 – Casa nº 15 – Parede Frontal–Deslocamentos e “drift” - Modelo sem efeito de “grupo”



a) Pontos medidos b) Deslocamento perpendicular c) Drift
Fig. 5.103 – Casa nº 15 – Parede meeira direita – Deslocamentos e “drift” - Modelo sem efeito de grupo.

As deformações das paredes são crescentes com a diminuição da rigidez dos pavimentos e o efeito de grupo diminui consideravelmente os mesmos devido à rigidez que confere à estrutura.

5.3.4.2 Casa 16

Para este estudo criou-se um modelo fictício (Fig. 5.92) com a casa isolada a partir do qual se consideraram as três hipóteses de funcionamento dos pavimentos do capítulo anterior.

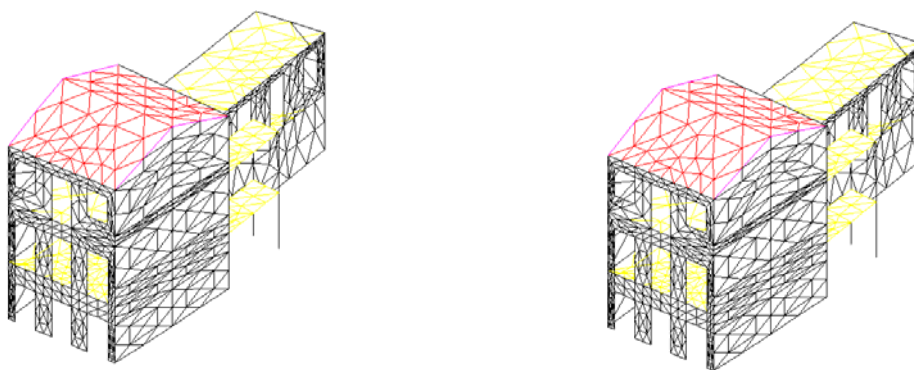


Fig. 5.104 – Casa nº 16 – Modelo da casa isolada

As análises dinâmicas conduziram aos resultados das Fig. 5.105 a Fig. 5.107.

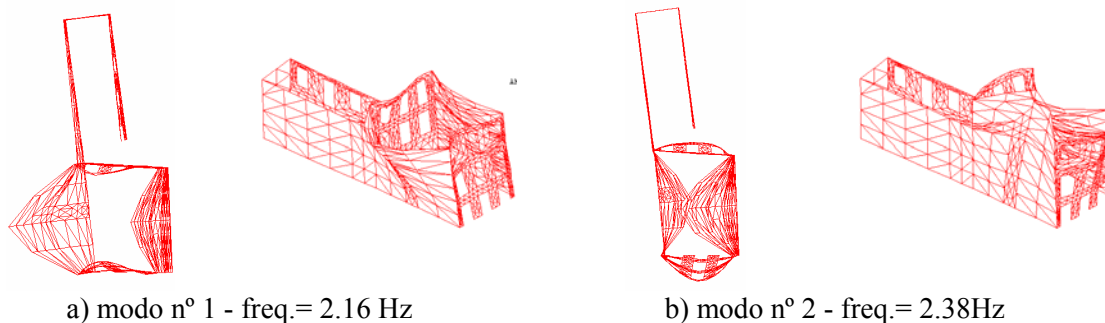


Fig. 5.105 - Casa nº 16 – Resultados modais – Modelo sem pavimentos.

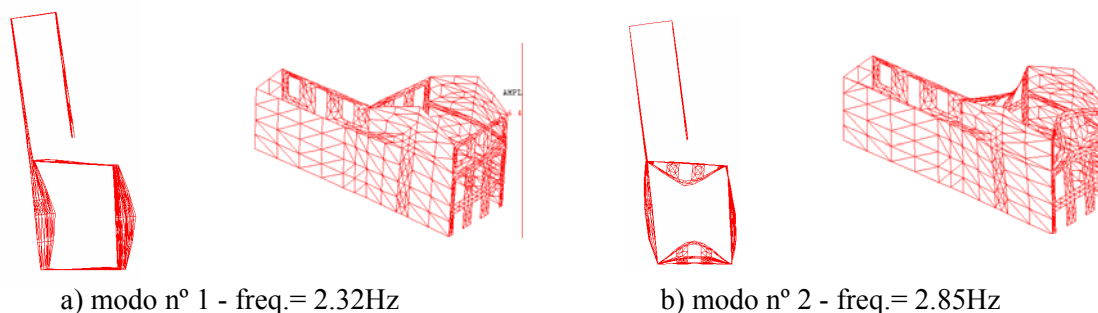


Fig. 5.106 - Casa nº 16 – Resultados modais – Modelo com pavimentos sem rigidez no seu plano.

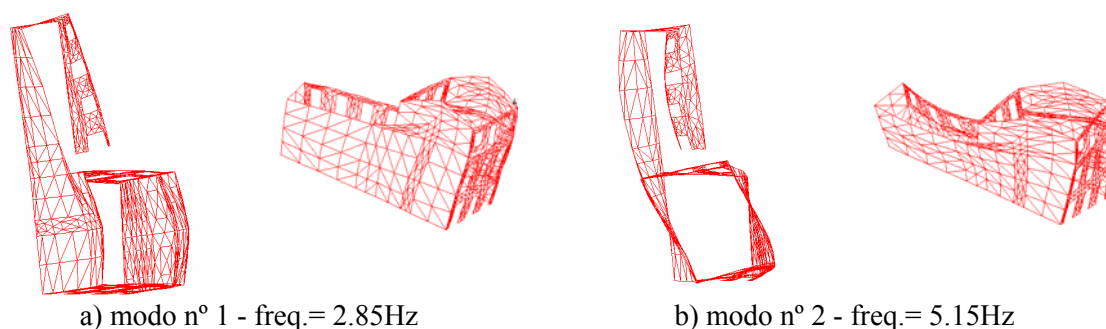


Fig. 5.107- Casa nº 16 – Resultados modais – Modelo com pavimentos com rigidez no seu plano.

O aumento da rigidez dos pavimentos provoca o aumento das frequências de excitação alterando mesmo as configurações modais. Apresentam-se de seguida os resultados das análises sísmicas da casa 16 para as três hipóteses de funcionamento dos pavimentos.

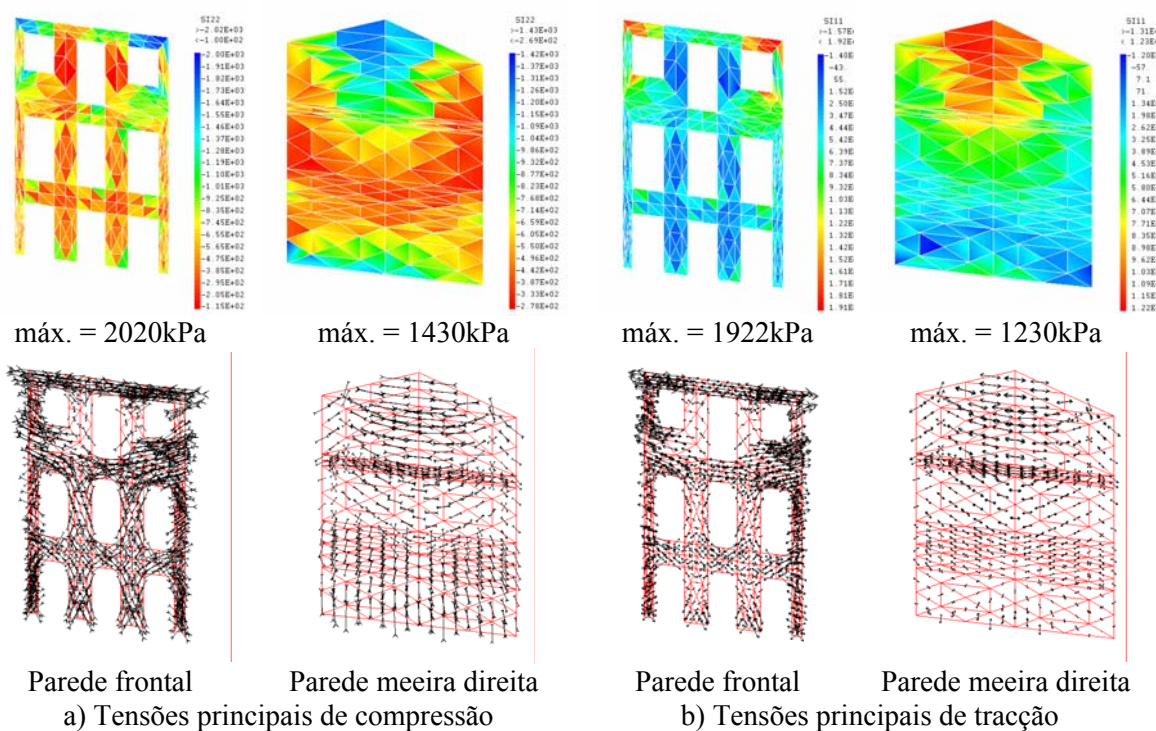


Fig. 5.108 - Casa nº 16 – Modelo sem pavimentos -Tensões principais

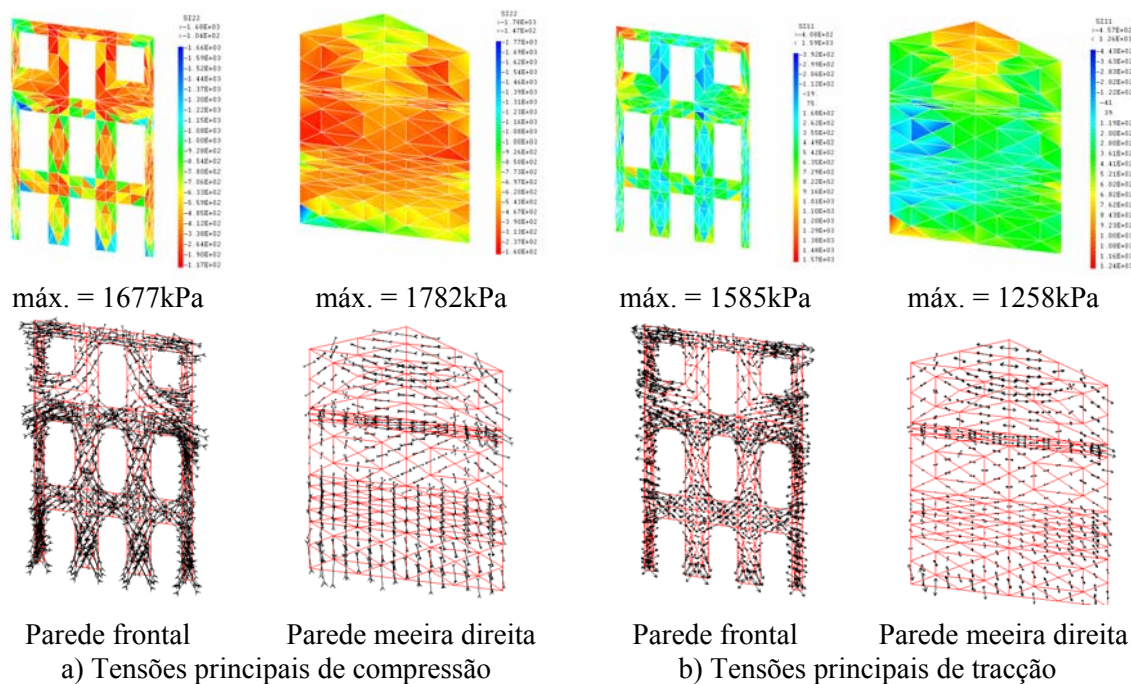


Fig. 5.109 - Casa nº 16 – Modelo com pavimentos só com barrotes -Tensões principais

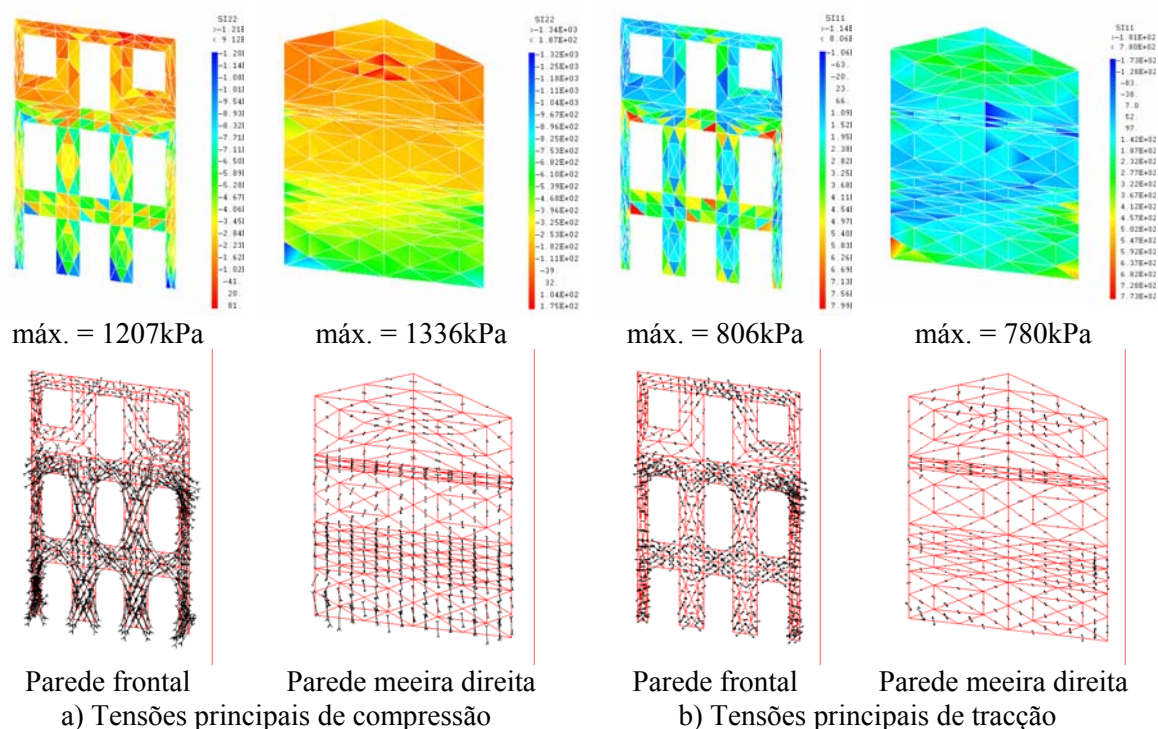


Fig. 5.110 - Casa nº 16 – Modelo com pavimentos calibrados (esp.=1.5cm) -Tensões principais

Ao analisar as tensões das paredes, pode-se verificar que as tensões de tracção no modelo calibrado se concentram junto às aberturas. Nas restantes hipóteses as tracções migram para a zona dos

cunhais aumentando de valor se não existir qualquer travamento dos pavimentos. Note-se ainda que estas tensões têm os seus valores máximos no topo dos edifícios. Relativamente à compressão vê-se que no modelo calibrado estas são maiores na base com a direcção vertical, originadas, quer pelo peso da estrutura, quer pela flexão vertical aí existente. Nos restantes casos estas tensões sofrem agravamento, devido à inexistência de apoio nos pavimentos, aumentando a rigidez relativa do apoio da base e na ligação aos cunhais. Vemos por isso maiores compressões verticais na base e horizontais junto às paredes perpendiculares. Se for feita a comparação entre os valores máximos das tensões em três das paredes para cada caso pode-se observar o seguinte:

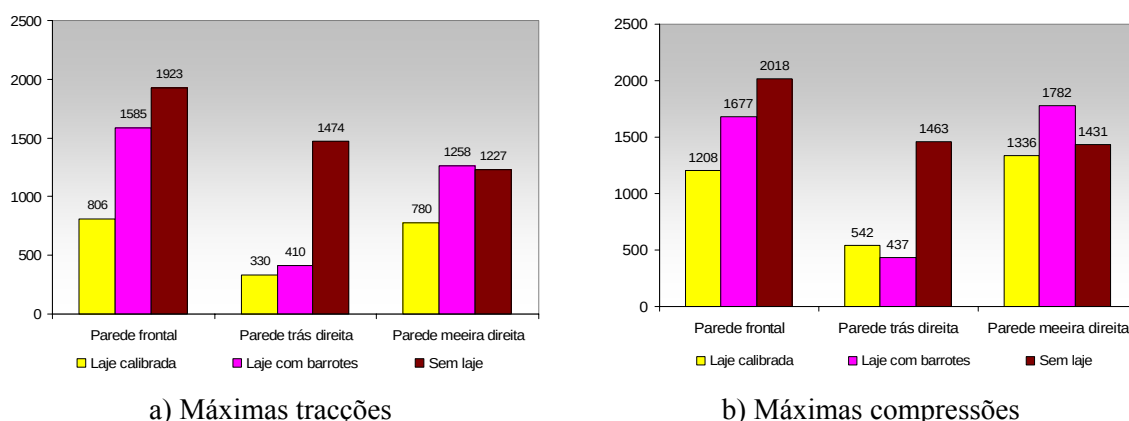


Fig. 5.111 - Casa nº 16 – Comparação de tensões do modelo sem efeito de “grupo”

Para além das referidas variações de tensões, saliente-se a menor diferença registada na parede meeira. Contudo, observando o mapa de tensões, e apesar dos valores máximos serem equivalentes verifica-se um aumento significativo perto da cumeeira. Na Fig. 5.112 e Fig. 5.113 comparam-se os mesmos valores com os registados com efeito de grupo.

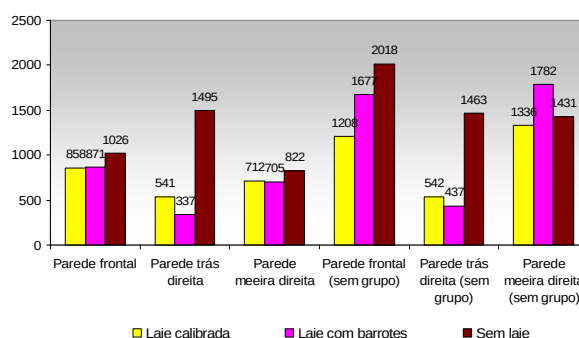


Fig. 5.112 - Casa nº 16 – Comparação global de tensões de compressão

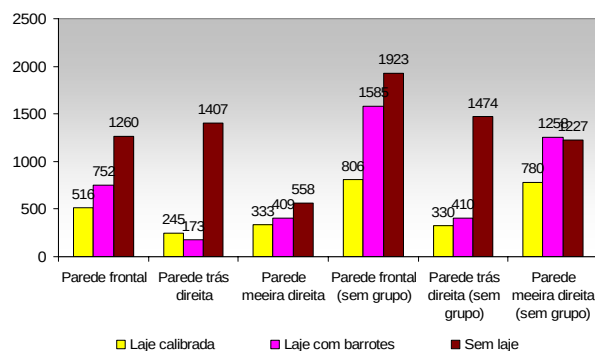


Fig. 5.113 - Casa nº 16 – Comparação global de tensões de tracção

A não consideração do efeito de grupo provoca aumentos de tensões nas paredes independentemente do funcionamento do pavimento. A menor rigidez da estrutura isolada, acompanhada pela aproximação das frequências da estrutura aos picos do espectro de potência da acção conduz a estes resultados. Nas Fig. 5.114 e Fig. 5.115 apresentam-se os deslocamentos da parede frontal e meeira direita, comparando-se os valores com base no funcionamento das paredes e com o efeito de grupo.

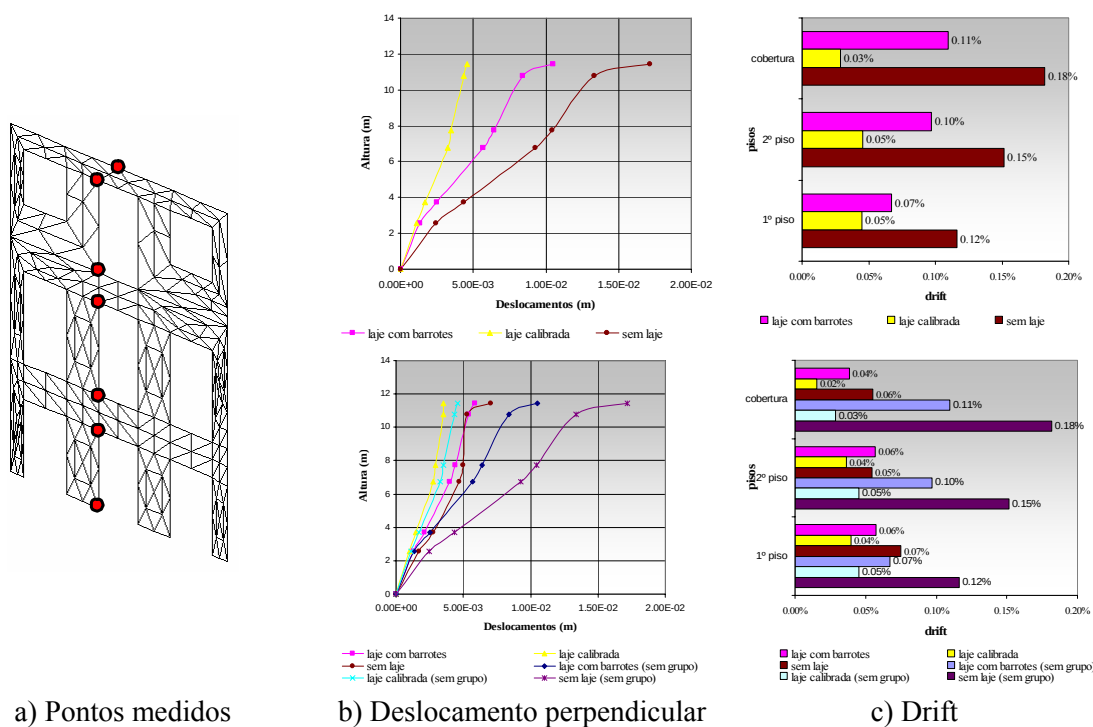


Fig. 5.114 – Casa nº 16; Parede Frontal – Deslocamentos e “drift”- Modelo sem efeito de “grupo”

A variação dos deslocamentos tendo em conta o efeito dos pavimentos é equivalente à descrita nos modelos com o efeito de grupo. É interessante analisar a comparação dos resultados associados ao efeito de grupo. Verifica-se desde logo um agravamento generalizado dos valores das deformações absolutas e relativas desta parede quando não são tidos em conta os efeitos das estruturas vizinhas. Analisando agora os resultados da parede meeira pode-se verificar que tal como na anterior

os deslocamentos são mais elevados não entrando com os pavimentos ou com estes com menor rigidez. Por outro lado quando se compara com a inclusão do efeito de grupo, apesar de em geral os deslocamentos absolutos serem menores, verifica-se uma alteração de comportamento da parede. Verifica-se que os deslocamentos relativos do modelo calibrado são maiores em baixo sem efeito de grupo, passando-se o oposto nos pisos superiores. A descontinuidade estrutural da parede da casas vizinha não existe no modelo sem grupo, pelo que apesar de mais deformável a configuração é mais homogênea não existindo por isso variações bruscas na rigidez e na deformação. É importante por isso verificar a localização de todos os elementos estruturais, e tomá-los em conta no cálculo das estruturas, não bastando considerar os modelos isolados das casas.

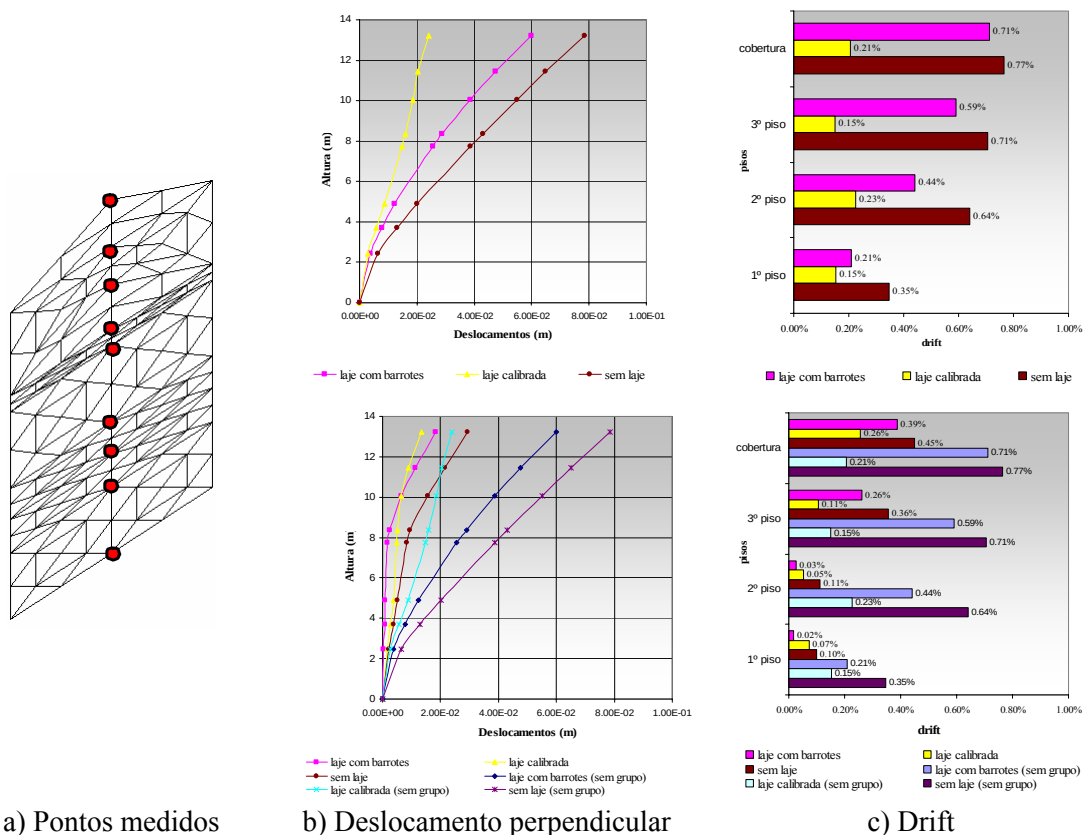


Fig. 5.115 – Casa nº 16 – Parede meeira direita – Deslocamentos e “drift” - Modelo sem efeito de “grupo”

5.3.4.3 Casa 24

Para este estudo criou-se um modelo fictício (Fig. 5.116) com a casa isolada a partir do qual se consideraram as três hipóteses de funcionamento dos pavimentos do capítulo anterior.

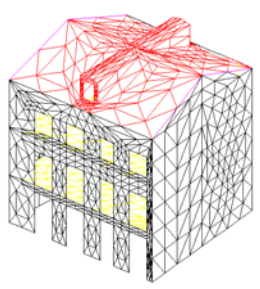


Fig. 5.116 – Casa nº 24 – Modelo sem efeito de “grupo”

Tal como nas casas nº 15 e 16, foi feito um estudo dinâmico considerando-se o comportamento isolado da casa com três hipóteses de funcionamento dos pavimentos tendo-se chegado aos seguintes resultados (Fig. 5.117 a Fig. 5.119):

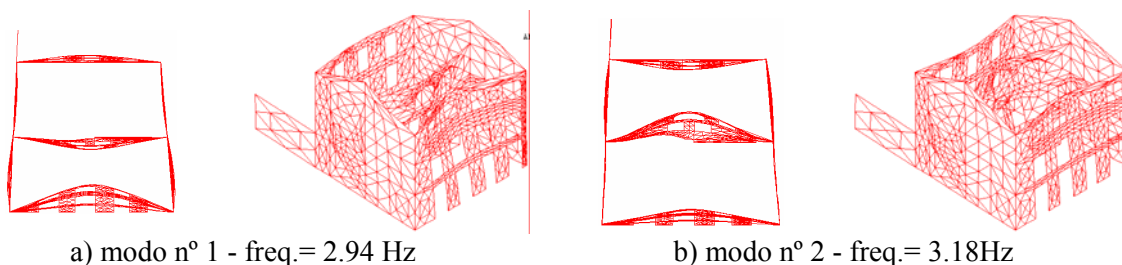


Fig. 5.117 - Casa nº 24 – Resultados modais – Modelo sem pavimentos.

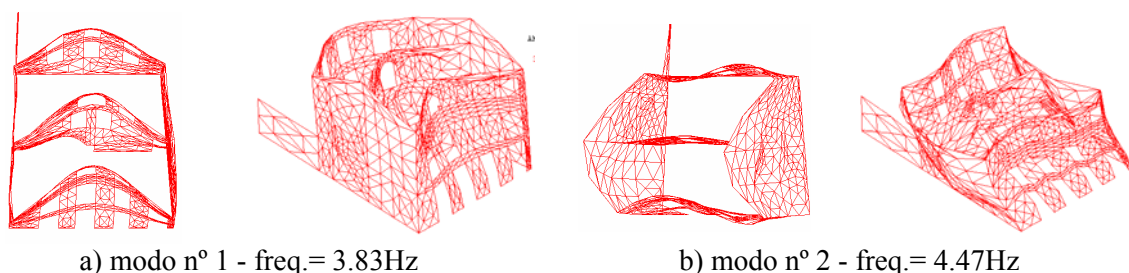


Fig. 5.118 - Casa nº 24 – Resultados modais – Modelo com pavimentos sem rigidez no seu plano.

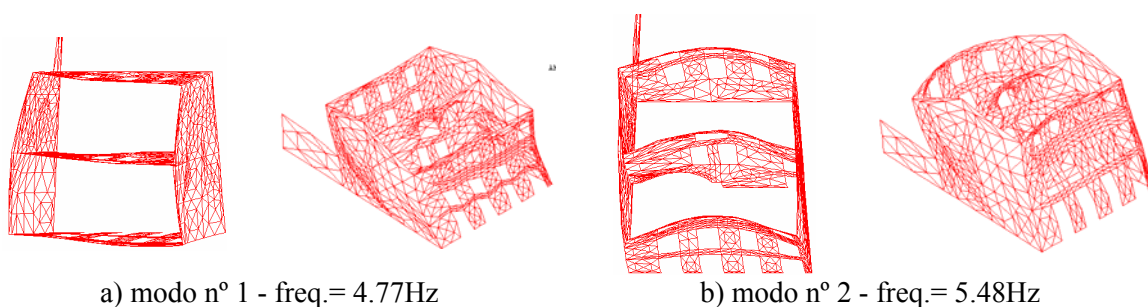
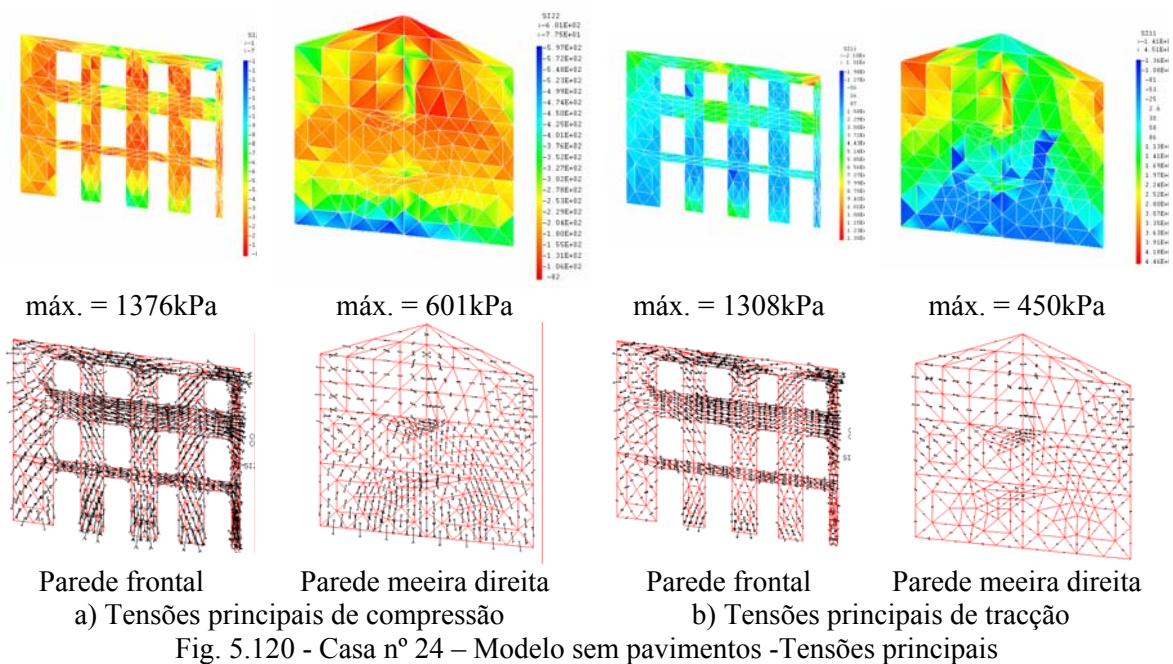


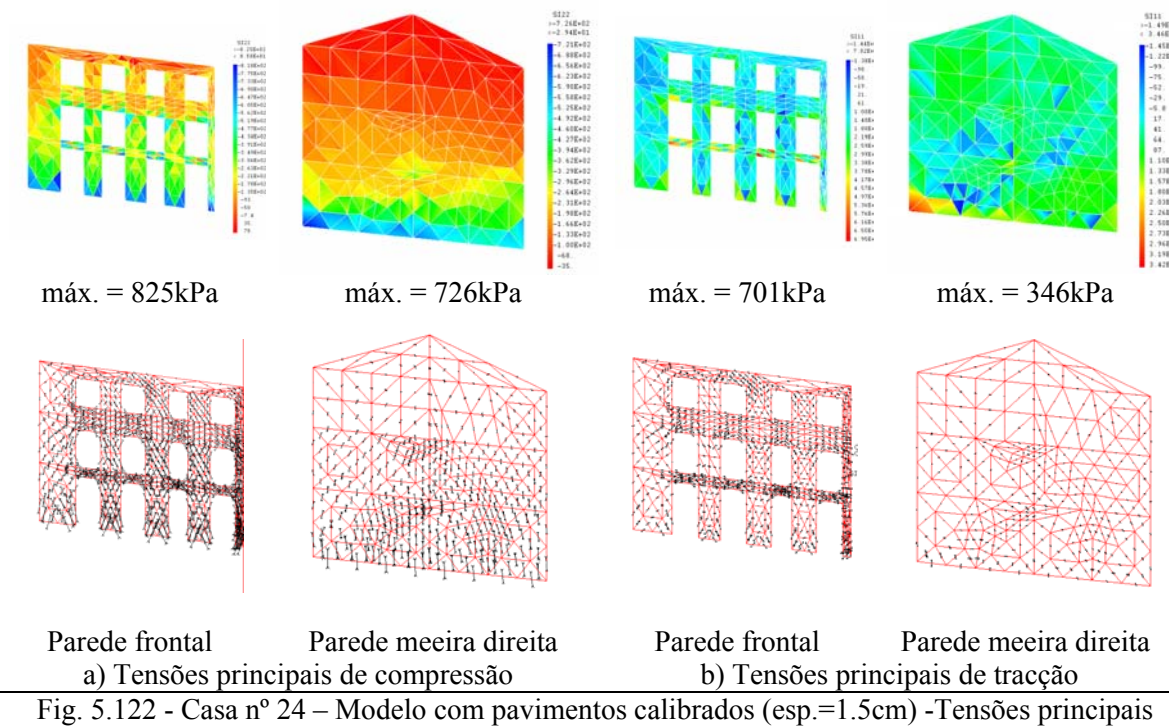
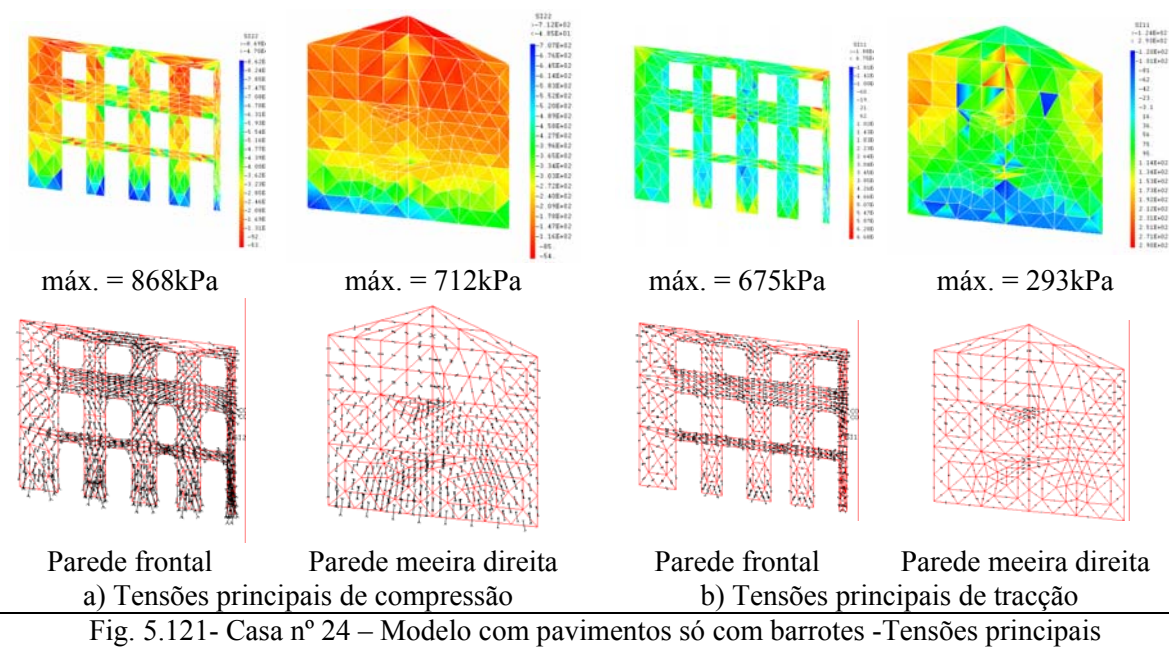
Fig. 5.119 - Casa nº 24 – Resultados modais – Modelo com pavimentos com rigidez no seu plano.

Da análise dos resultados modais pode-se observar o aumento significativo das frequências próprias da estrutura com a colocação e posterior aumento de rigidez dos pavimentos. Para além do aumento das frequências é visível a modificação das respectivas configurações modais. É interes-

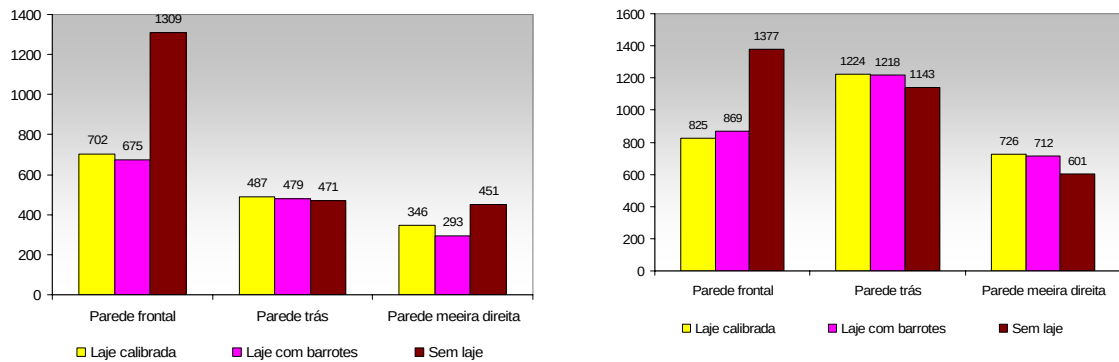
sante igualmente verificar que ao contrário do que havia acontecido nas casas anteriores, a consideração do efeito de grupo no caso dos pavimentos com rigidez no seu plano, reflecte-se numa diminuição da frequência associado ao segundo modo de vibração. Este facto é relevante uma vez que se trata de um canto do quarteirão potencialmente mais vulnerável. Se nos casos anteriores o quarteirão contribuiu para um aumento de rigidez do edifício, neste caso as casas vizinhas condicionam o comportamento do canto e consequentemente da casa nº 24.

Apresentam-se os resultados das análises sísmicas da casa 24 com as três hipóteses de funcionamento dos pavimentos na Fig. 5.120 a Fig. 5.125.





Comparando os valores máximos das tensões das paredes para cada caso (Fig. 5.123) podemos observar o seguinte:



a) Máximas tracções b) Máximas compressões
Fig. 5.123 - Casa nº 24 – Comparação de tensões do modelo sem efeito de “grupo”

Verifica-se que não existem variações significativas nas paredes laterais e de trás. Mesmo na parede frontal a variação é visível se a laje não for considerada. Os pavimentos sem rigidez no seu plano permitem homogeneizar o funcionamento de paredes opostas. A localização da parede de trás, próxima de paredes perpendiculares condiciona o comportamento da parede frontal apenas no caso da existência das lajes.

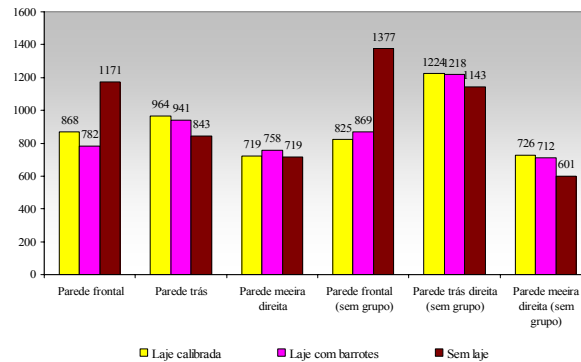


Fig. 5.124- Casa nº 24 – Comparação global de tensões de compressão

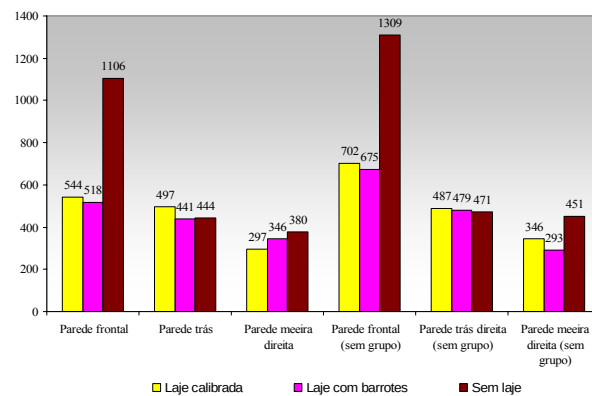


Fig. 5.125- Casa nº 24 – Comparação global de tensões de tracção

Dos resultados das tensões verifica-se que a ausência de pavimentos provoca um aumento nas tensões das paredes da casa. As diferenças associadas à rigidez dos pavimentos no seu plano não são tão notórias, com ligeiro aumento no caso da menor rigidez. O efeito de grupo provoca igualmente ligeiras diferenças nos valores das tensões. Estas diferenças, embora mostrem um ligeiro aumento no caso da inexistência das edificações vizinhas, não são muito relevantes. No entanto, é importante salientar que a consideração do efeito de grupo, apesar de não provocar diferenças significativas dos valores das tensões podem alterar a localização das mesmas. Esta análise é muito importante se se pretender proceder à reabilitação ou reforço da estrutura.

Na Fig. 5.126 e Fig. 5.127 apresentam-se as comparações de deslocamentos na parede frontal e na parede meeira direita.

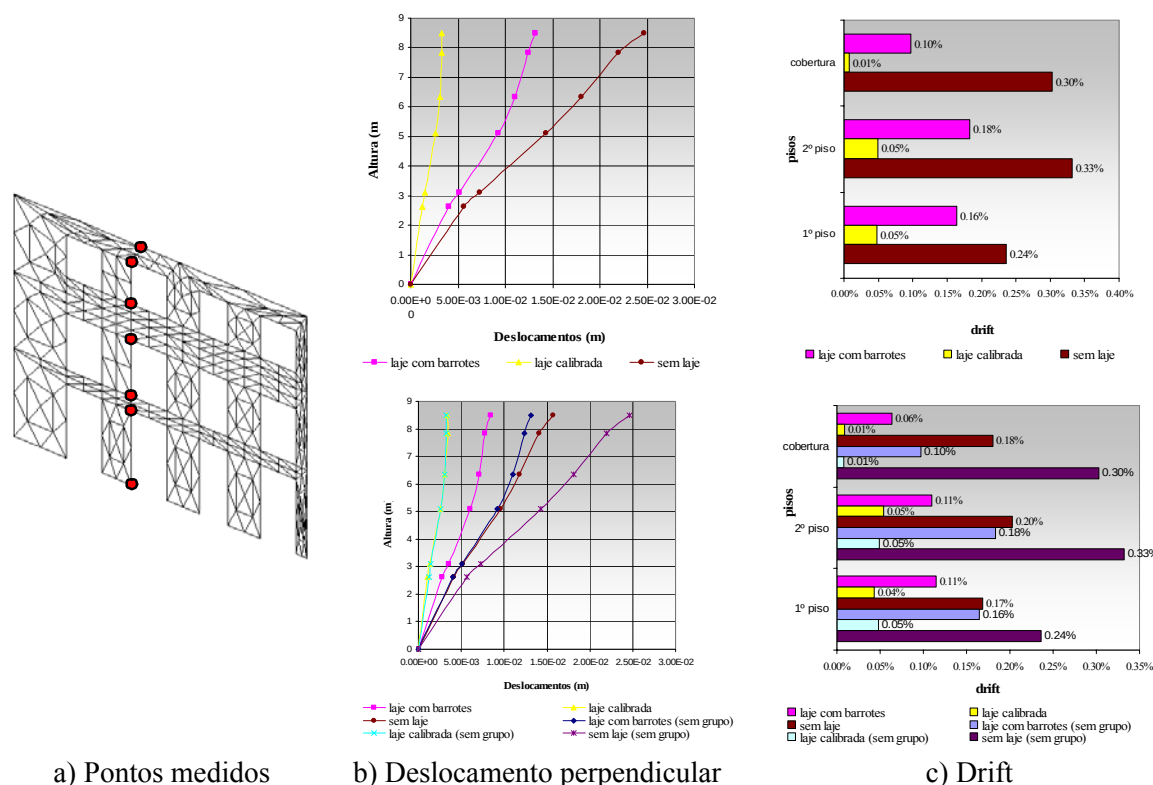
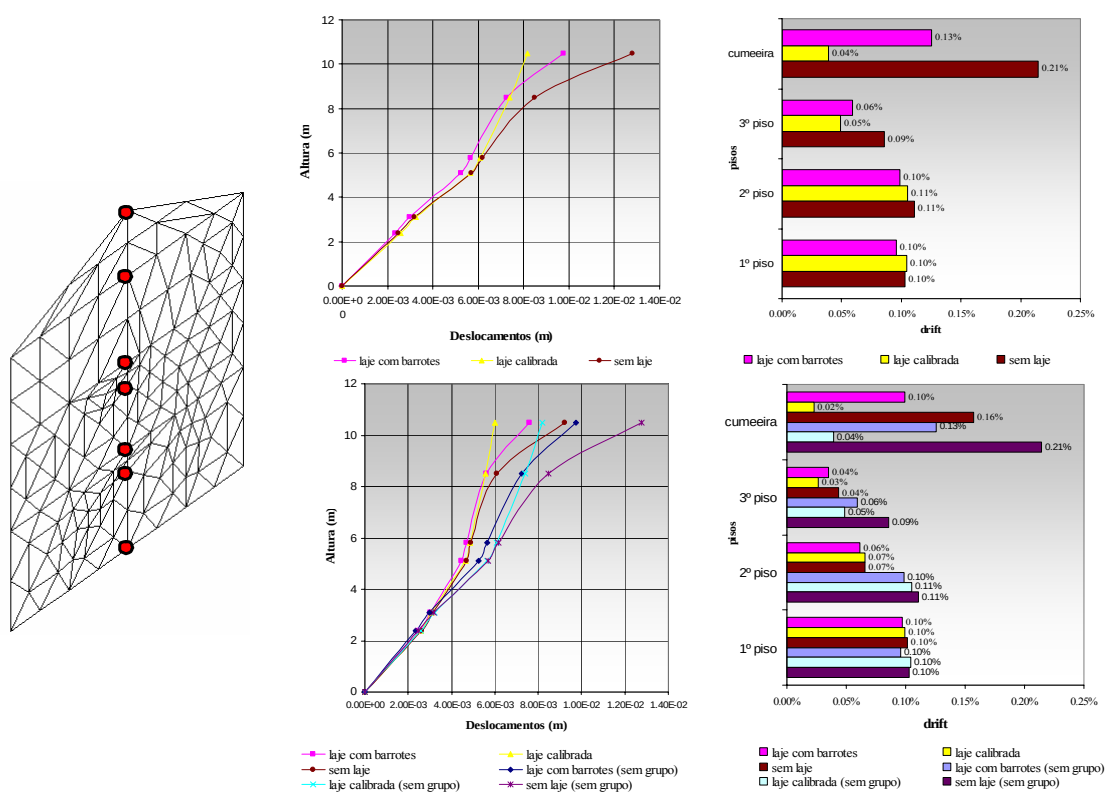


Fig. 5.126 – Casa nº 24 – Parede Frontal – Deslocamentos e “drift” - Modelo sem efeito de “grupo”

Os deslocamentos calculados sem efeito de grupo são proporcionais aos observados com as estruturas vizinhas mas com valores superiores. É interessante salientar que a influência do efeito de grupo é crescente com a diminuição da rigidez dos soalhos. Nos gráficos do “drift” é visível que enquanto no modelo calibrado as diferenças são pouco significativas, a inexistência de pisos provoca aumentos consideráveis nas deformações. É interessante também verificar que a influência do grupo nos deslocamentos da parede frontal é praticamente nula. Apesar de estar perto de um canto, a parede frontal é mobilizada na direcção perpendicular ao quarto, cujos elementos rígidos são

as paredes meirais. Existindo pavimentos rígidos capazes de lhes transmitir as cargas e evitar a flexão horizontal da parede, consegue-se maior eficácia no comportamento global e menor influência dos elementos de grupo, que são mais condicionantes na direcção longitudinal.

Relativamente à parede meira direita as diferenças são pouco significativas devido à existência de uma parede mestra interior à estrutura que condiciona o comportamento naquele alinhamento.



a) Pontos medidos b) Deslocamento perpendicular c) Drift
 Fig. 5.127 – Casa nº 24 – Parede meira direita – Deslocamentos e “drift” - Modelo sem efeito de “grupo”

5.3.5 Análise sísmica das casas com os pavimentos tipo vigotas

Uma das soluções de reforço/reabilitação mais utilizada neste tipo de estruturas é a substituição dos pavimentos de madeira por lajes de vigotas. Esta alteração, apesar de aumentar a rigidez, melhorando (se bem executado) o funcionamento conjunto, aumenta o peso dos pavimentos (criptomeria muito leve), aumentando consequentemente as forças sísmicas aplicadas nas paredes ao nível dos pisos. Estas alterações manifestam-se igualmente nas frequências fundamentais das estru-

turas podendo mesmo aproximá-las de picos no espectro de potência da acção e consequentemente de frequências de ressonância.

As distribuições de esforços são semelhantes aos do modelo da calibrada, no entanto o seu valor absoluto sofre algumas variações conforme se verifica. Tornou-se assim de particular importância estudar nas três casas as consequências da execução deste tipo de reforço as quais se apresentam na (Fig. 5.128 a Fig. 5.130):

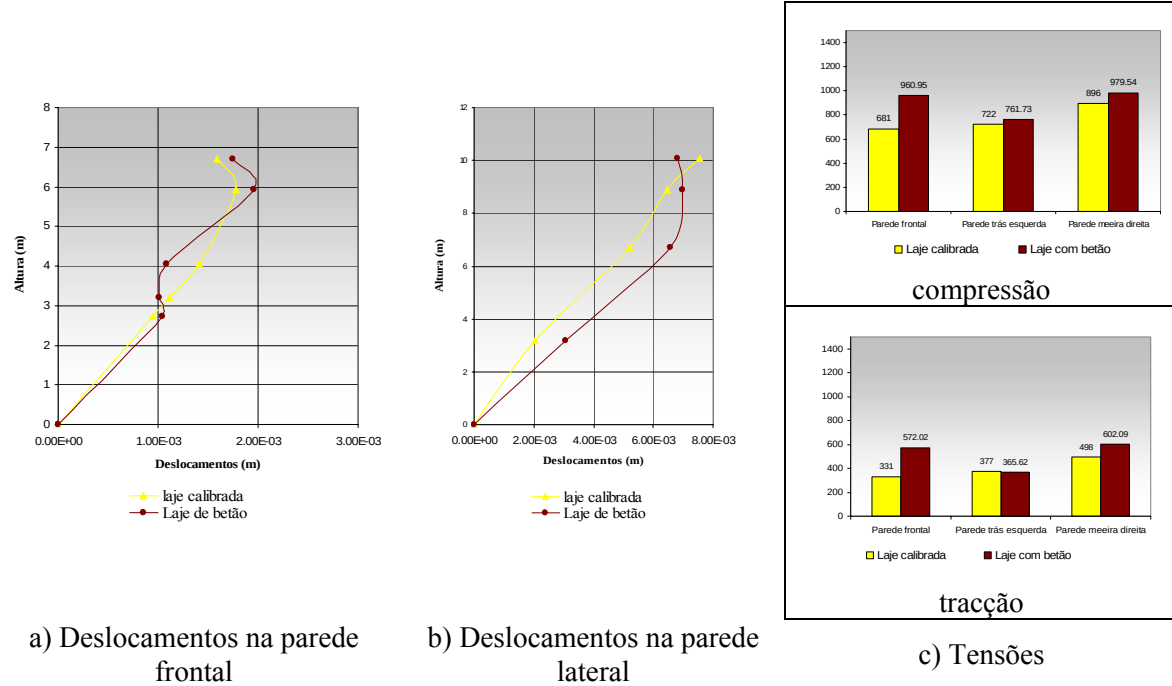


Fig. 5.128 – Casa nº 15 – Alteração do comportamento com a introdução de lajes de betão.

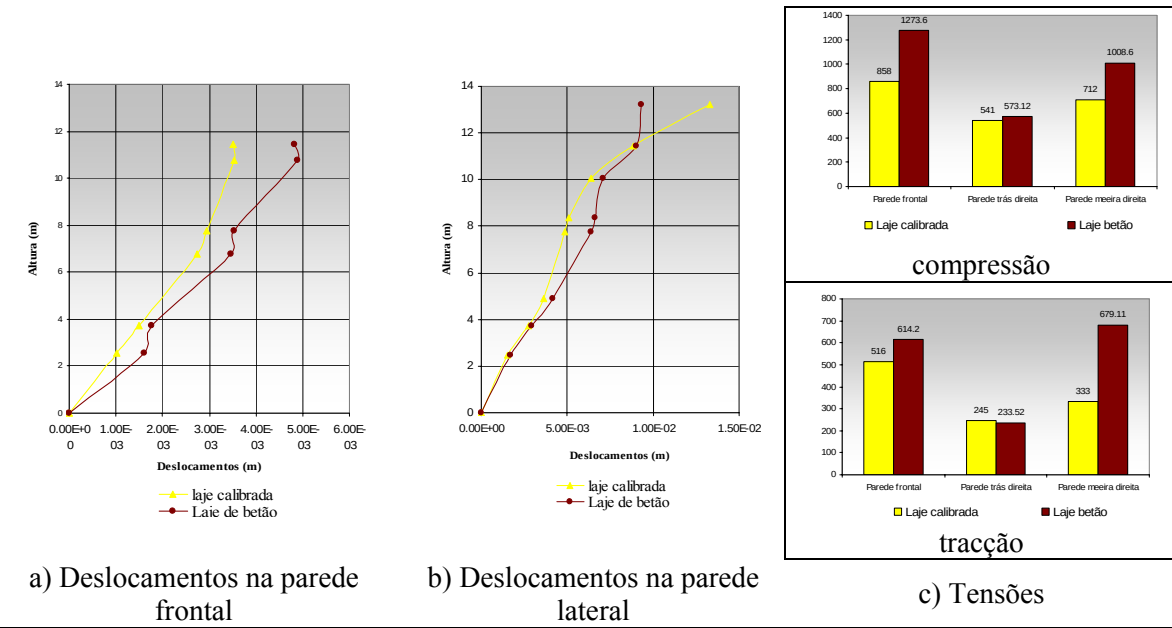


Fig. 5.129 – Casa nº 16 – Alteração do comportamento com a introdução de lajes de betão.

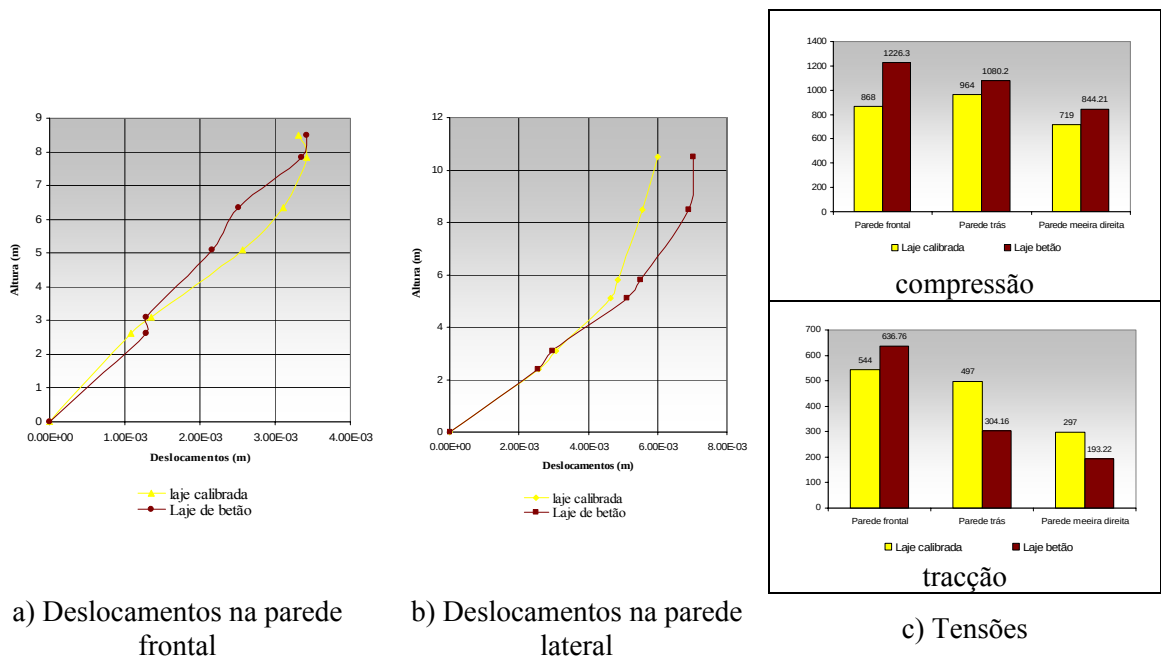


Fig. 5.130 – Casa nº 24 – Alteração do comportamento com a introdução de lajes de betão.

Da análise das Fig. 5.128 a Fig. 5.130 verifica-se que a introdução de uma laje de betão confere à estrutura uma maior rigidez, embora pouco significativa, visível nos deslocamentos perpendiculares à parede essencialmente ao nível dos pisos. Por outro lado é importante salientar o aumento das tensões nas paredes existente em alguns casos, devido ao aumento da massa ao nível dos pisos e consequentemente da acção sísmica. É uma hipótese viável, mas evitável se for possível aproveitar os materiais tradicionais.

5.3.6 Conclusões

Neste capítulo foram descritos numa primeira fase os processos de calibração de modelos numéricos das estruturas estudadas “*in-situ*”. Posteriormente, para além das análises dinâmicas procedeu-se às análises do comportamento sísmico de cada uma delas. Assumindo-se como correctas as propriedades mecânicas das paredes resultantes dos ensaios experimentais, fez-se o estudo sísmico recorrendo aos modelos numéricos calibrados e a outros, que com base naqueles, poderiam simular de uma forma mais correcta o comportamento das estruturas quando sujeitas a grandes acelerações, devido à não linearidade do comportamento dos materiais e atendendo à menor qualidade dos elementos que constituem os pisos. Estas análises comparativas provam a necessidade de melhorar os pavimentos e garantir o seu bom funcionamento. Foi feito igualmente o estudo da influência do grupo em cada uma das casas, provando-se a importância da sua consideração.

Os valores obtidos para as tensões e os esforços normais e de flexão, e o facto de a acção sísmica regulamentar de projecto (180 cm/s^2) (Ravara *et al.*, 1984) corresponder a um valor 2.4 vezes menor do que o valor da aceleração realmente registada, (360 cm/s^2) sugere os seguintes comentários:

O nível das compressões é moderado enquanto que as tensões horizontais de tracção apresentam valores mais altos, como resultado do funcionamento da parede apoiada nas fundações e na parte superior, num apoio não muito rígido, flectindo para fora ou para dentro em função do sinal da excitação. Por outro lado os esforços encontrados em algumas zonas são bastante elevados, o que indicia danos estruturais bem localizados e que poderão vir a ocorrer num próximo sismo. Ao nível das fundações as tensões são moderadas, pelo que não será necessário tomar nenhuma medida especial. De uma maneira geral os resultados não são muito gravosos, atendendo a que os cálculos sísmicos foram efectuados com base em acelerogramas “proporcionais” aos registados com o valor máximo de 180 cm/s^2 .

Estas análises permitiram em cada uma das casas localizar os pontos mais frágeis que potencialmente necessitam de cuidados de reforço e manutenção. No entanto, estão enquadradas no estudo global de um quarteirão que funciona como um corpo único condicionando e sendo condicionado por cada uma das casas que o constituem. Os resultados obtidos, principalmente na fase de calibração permitem efectuar o estudo global do quarteirão, descrito no capítulo 6.

CAPÍTULO 6

ANÁLISE GLOBAL DO QUARTEIRÃO E SOLUÇÕES DE REFORÇO

6.1 INTRODUÇÃO

No capítulo 5 foram feitas análises dinâmicas e sísmicas em algumas das estruturas que compõem o quarteirão. Para além do importante processo de calibração dos modelos numéricos aí referidos foi possível analisar a resposta dos edifícios à acção dos sismos, considerando a sua localização dentro de um quarteirão (D'Ayala *et al*, 1999 e PENAZZI, D. *et al*, 1999) denominada anteriormente por efeito de grupo. A análise local das estruturas que compõem o quarteirão contribuiu para identificar os pontos mais frágeis em cada uma delas e avaliar a influência do efeito de grupo nas respostas dos edifícios. Foi também possível avaliar a influência do comportamento das características dos pavimentos no comportamento estrutural.

Neste capítulo descrevem-se as análises globais do quarteirão no seguimento das efectuadas na fase preliminar (capítulo 3). O estudo global do quarteirão foi feito através de modelos numéricos com base nas características calibradas no capítulo anterior e com variantes que permitiram estudar a influência das características dos pavimentos e das paredes que constituem as casas. Simularam-se reforços localizados para se analisar a influência destes no comportamento global do quarteirão. Por outro lado e uma vez que parte do quarteirão é constituída por um edifício recente em betão armado avaliou-se a influência deste “elemento mais rígido” no seu comportamento global face à acção do sismo. O edifício dos correios encontra-se num topo do quarteirão, colocando o centro de rigidez afastado consideravelmente do centro de massa, gerando assim excentricidades, que podem agravar o efeito do sismo nas construções de alvenaria através do efeito de torção. Pre-

tende-se com estas análises avaliar e localizar os locais do quarteirão mais vulneráveis e a sua interacção com o comportamento das restantes edificações. Os modelos numéricos foram melhorados em relação à fase preliminar (capítulo 3), quer ao nível da própria modelação que foi actualizada e “refinada” com base nos dados obtidos da prospecção efectuada “*in-situ*”, quer ao nível das características mecânicas dos materiais baseadas nas calibrações descritas nas casas nº 15, 16 e 24 descritas no capítulo 5. Estas análises são igualmente de extrema importância pois validam os modelos simplificados das casas descritas no capítulo anterior.

Na segunda parte do capítulo são feitas algumas referências a tipos de reforço adequados às estruturas existentes no quarteirão e na ilha do Faial.

6.2 ANÁLISES NUMÉRICAS GLOBAIS DO QUARTEIRÃO

As análises globais do quarteirão foram baseadas em modelos numéricos com o objectivo de simular o melhor possível o comportamento dos edifícios. No processo de calibração foram aferidas as propriedades das paredes (Quadro 5.1) e dos soalhos que melhor representavam a resposta obtida nos ensaios dinâmicos efectuados.

Quadro 6.1 – Casas nº 15, 16 e 24. Propriedades da alvenaria de pedra

Paredes	Material	ρ (ton/m ³)	E (GPa)
Casa 15	Alvenaria de pedra	1.8	0.65
Casa 16	Alvenaria de Pedra	1.8	0.8
Casa 24	Alvenaria de Pedra	1.8	0.8

A calibração dos modelos numéricos descrita no capítulo 5 resultou na modelação dos pavimentos com 1.5cm de espessura, conferindo-lhes uma razoável rigidez no seu plano. Este valor foi igualmente adoptado nos modelos numéricos globais do quarteirão, conforme descrito nos sub-capítulos seguintes.

6.2.1 Modelo global do quarteirão calibrado

Com base em levantamentos efectuados “*in-situ*”, quer durante a execução dos trabalhos dinâmicos, quer previamente (após o sismo de 1998), foi possível caracterizar geometricamente o quarteirão e consequentemente desenvolver os modelos numéricos que melhor representavam a estrutura real. Para além da definição geométrica foi necessário caracterizar mecanicamente os materiais que compõem cada um dos edifícios do quarteirão. No modelo calibrado foram utilizadas as características mecânicas dos materiais calibradas no capítulo 5.

Em todas as estruturas de alvenaria, os soalhos foram modelados com elementos de casca com 1.5cm de espessura com densidade equivalente ao peso dos pavimentos com madeira criptomeria. As paredes das casas estudadas no capítulo 5 foram modeladas com as mesmas características (Quadro 5.1). Para as restantes foi necessário extrapolar as características das casas nº 15, 16 e 24, tendo por base a visualização das fachadas principais e alguns levantamentos efectuados numa fase anterior a este trabalho. Relativamente ao edifício dos correios foram utilizadas as propriedades do betão com as paredes com espessuras de 25cm e as lajes com 15cm de acordo com observação “*in-situ*”.

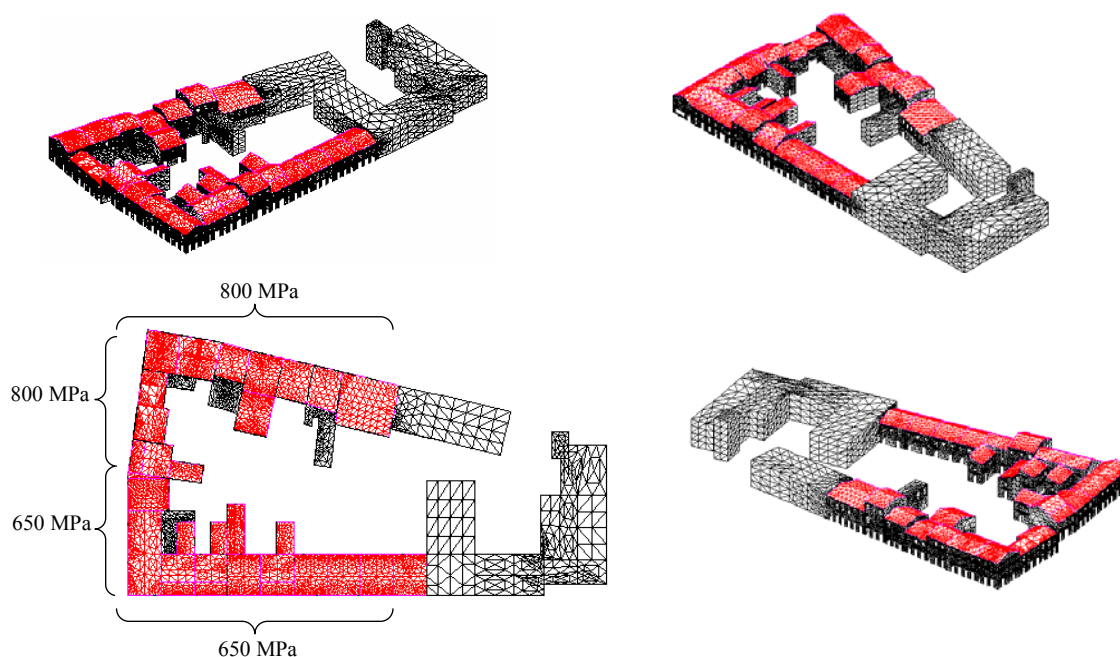


Fig. 6.1- Quarteirão; modelo global com edifício dos correios; Características mecânicas das paredes dos edifícios de alvenaria

A discretização dos elementos estruturais do edifício dos correios foi feita de uma forma simplificada, garantindo-se apenas a mesma rigidez verificada nos resultados experimentais dinâmicos. A verificação da sua estabilidade está fora do âmbito deste trabalho, sendo apenas importante analisar a sua influência no comportamento global.

Foi considerado igualmente o desnível existente entre a Rua Comendador Ernesto Rebelo e a Rua Serpa Pinto, materializado pela elevada inclinação da Travessa Sá de Noronha (Fig. 6.2).



Fig. 6.2- Quarteirão; Inclinação da Travessa Sá de Noronha.

6.2.1.1 Análise dinâmica

A análise dinâmica efectuada permitiu obter as frequências e os modos de vibração representados na Fig. 6.3.

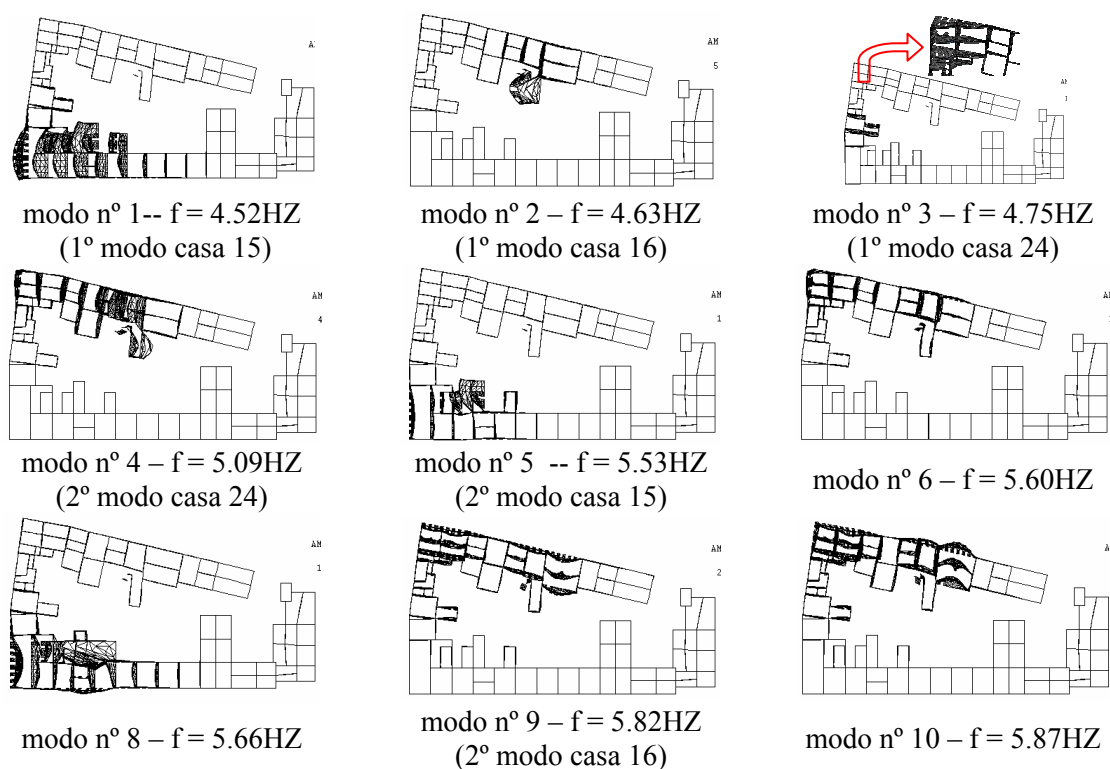
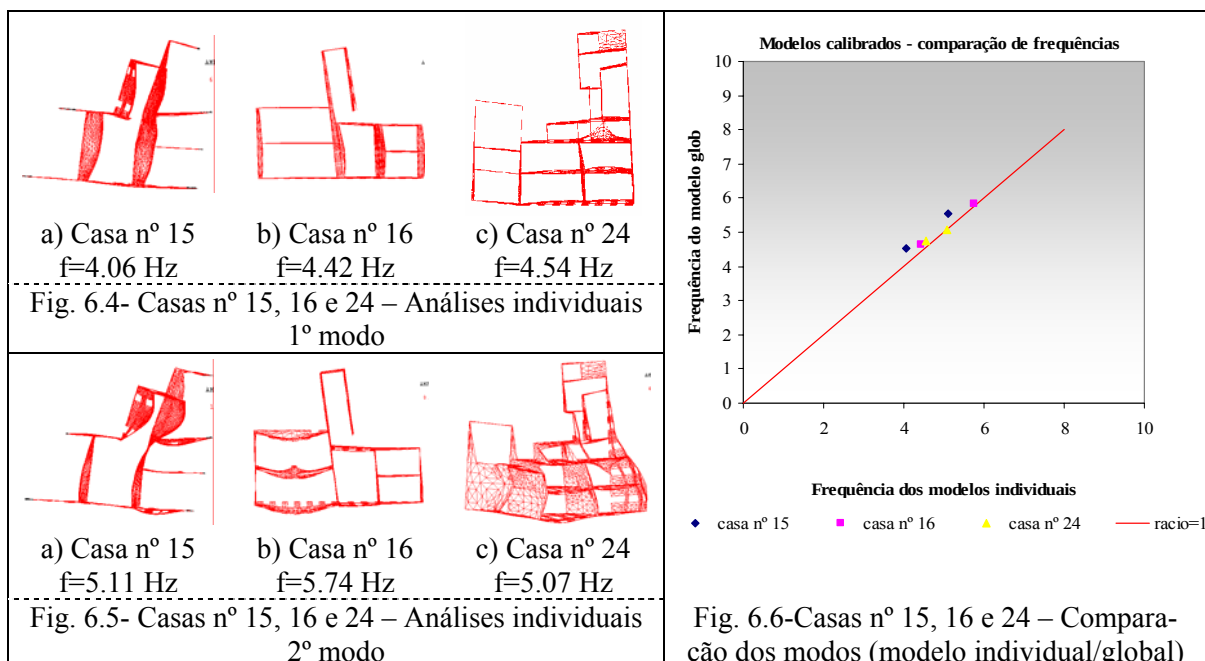


Fig. 6.3- Quarteirão – Modelo global com lajes com efeito de diafragma. Modos e frequências de vibração

Por análise dos resultados representados na Fig. 6.3 pode-se observar que as zonas mais vulneráveis à acção dos sismos são os cantos (modos nº 1, 4,5,6,8,9,e 10), locais com heterogeneidades em planta (modo nº 2) e locais com heterogeneidades em altura (modos nº 4, 6, 9 e 10).

Para além da localização destes pontos, é importante comparar estes resultados com os obtidos nos estudos das casas nº 15, 16 e 24 apresentados no cap. 5. Assim, na Fig. 6.4 e Fig. 6.5 representam-se as frequências e configurações dos primeiros modos de vibração das casas no estudo individual e na Fig. 6.6 comparam-se os valores das frequências dos dois primeiros modos de cada uma das casas.



Analisando a Fig. 6.6 e comparando as configurações modais associadas a cada valor de frequência é possível verificar a semelhança entre os valores das frequências em cada casa obtidos nos modelos numéricos individuais e os obtidos no modelo global do quarteirão. A maior diferença verifica-se na casa 15 situando-se na ordem dos 10%. Este valor pode ser explicado pela maior simplificação do efeito de grupo no cálculo individual e à maior influência dos edifícios vizinhos mais afastados da casa. Repare-se que este modo mobiliza várias casas da rua Comendador Ernesto Rebelo, existindo por isso um comportamento conjunto mais visível e preponderante.

6.2.1.2 Análise sísmica

Na sequência da análise dinâmica global descrita efectuou-se a análise sísmica do modelo global, a partir da qual se localizaram os pontos mais solicitados e com maiores deslocamentos.

i Análise de tensões

No âmbito da análise sísmica foram quantificadas as distribuições de tensões na fachada principal das casas de alvenaria de pedra. Optou-se por analisar as tensões principais máximas e mínimas (tração e compressão), das quais se apresentam o valor e a direcção associada (Fig. 6.7 e Fig.

6.8). Nestas figuras assinalam-se com um círculo vermelho os locais mais solicitados para cada uma das tensões. Nos sub-capítulos seguintes todas as representações de tensões serão equivalentes às da Fig. 6.8.

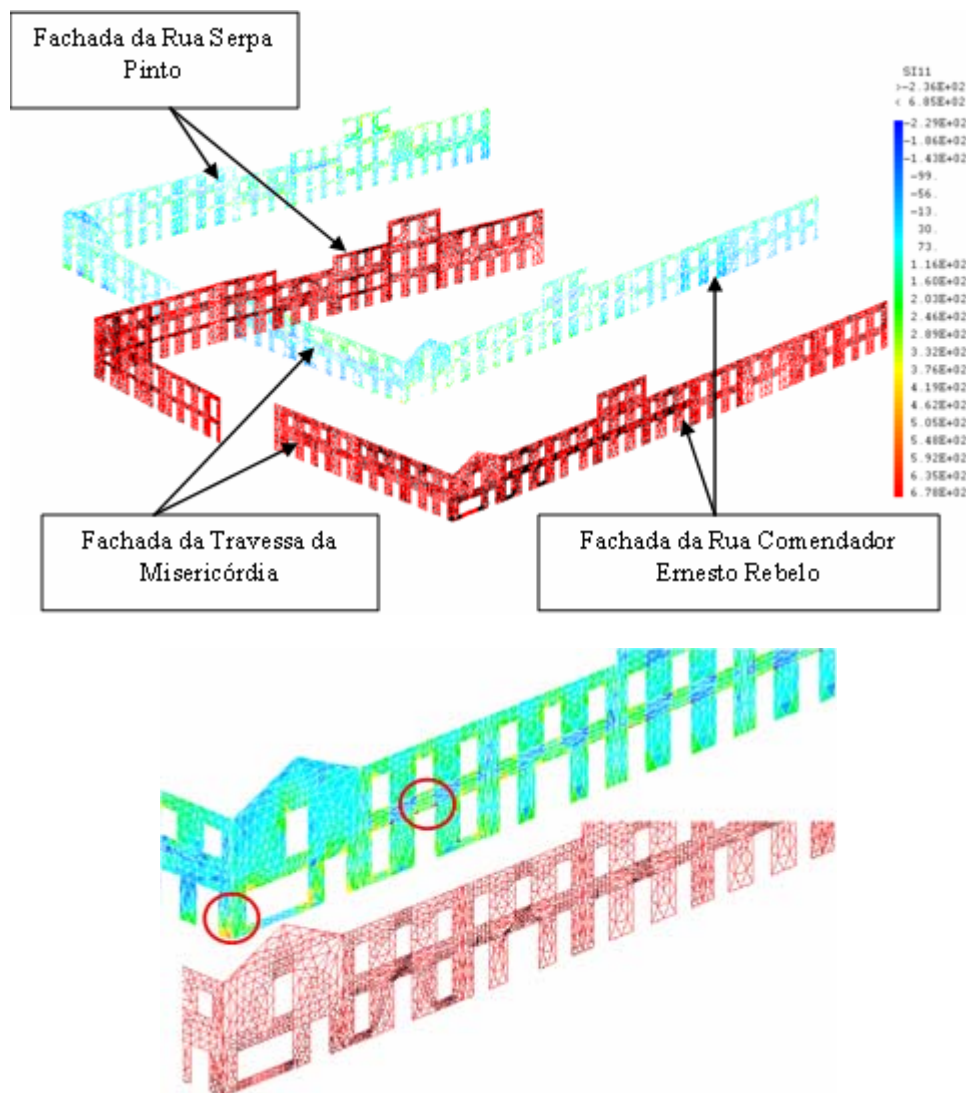


Fig. 6.7- Quarteirão – modelo global com edifício dos correios com rigidez no plano. Tensões de tracção (kPa)

Os valores máximos das tensões de compressão e tracção são respectivamente de 1010kPa e 678kPa localizados essencialmente junto ao canto entre a Rua Serpa Pinto e a Travessa Sá de Noronha (compressões) e no canto oposto entre as Travessa Sá de Noronha e a Rua Comendador Ernesto Rebelo (tracções). Existem igualmente tracções elevadas na casa 16, na ligação às casas vizinhas e junto às aberturas. Apesar de elevado, o valor de compressão está enquadrado nos limites de resistência das alvenarias enquanto que as tracções podem originar algumas fendilhações não comprometendo a estabilidade estrutural.

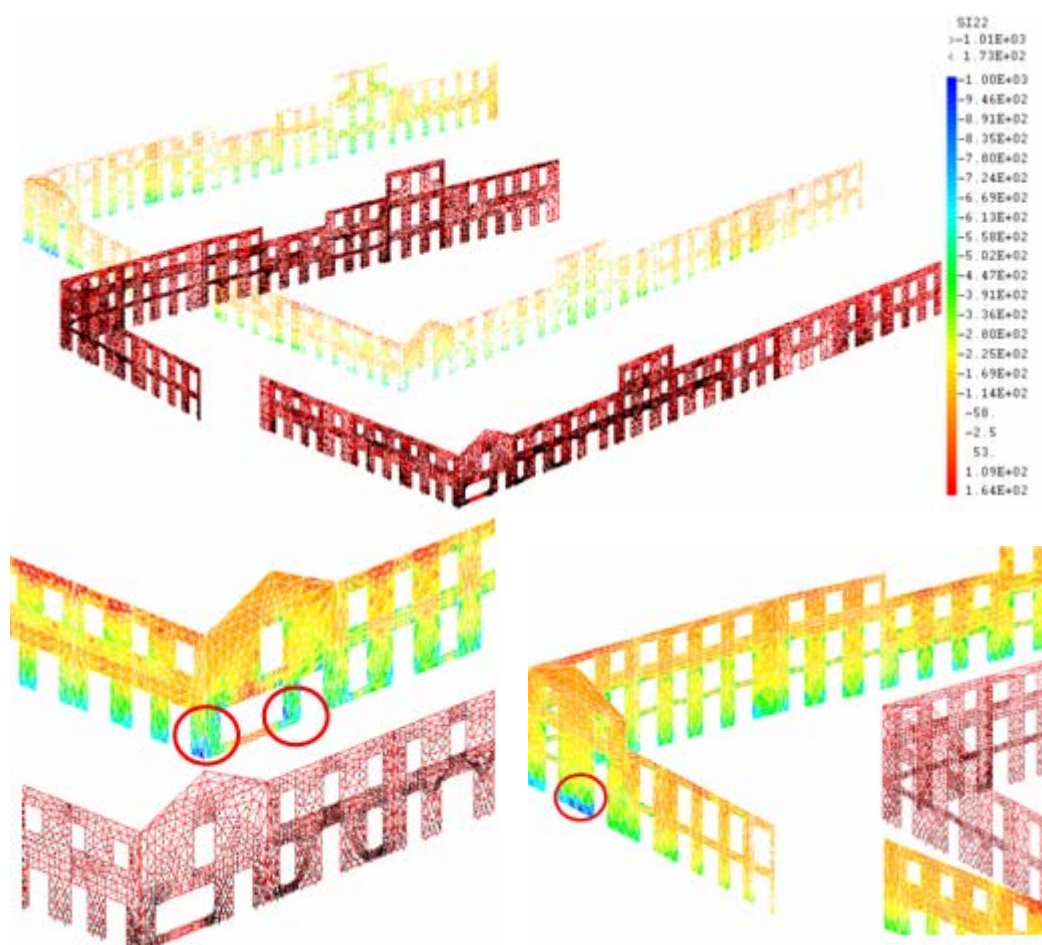


Fig. 6.8- Quarteirão – modelo global com edifício dos correios com rigidez no plano. Tensões de compressão (kPa)

Verifica-se mais uma vez que os cantos e as discontinuidades nas cérceas dos edifícios são os locais mais vulneráveis neste tipo de aglomerado de casas. Para além dos locais referidos onde é visível alguma concentração de tensões, verifica-se que o quarteirão tem uma boa distribuição de tensões, fruto da homogeneidade das casas que o compõem.

ii Análise de deslocamentos

A baixa capacidade de deformação das paredes de alvenaria de pedra é um dos factores que condiciona este tipo de estruturas quando sujeitas a acções sísmicas. Assim, calcularam-se os deslocamentos máximos em seis zonas das paredes das fachadas principais dos edifícios do quarteirão (Fig. 6.9). Em cada um dos casos avaliaram-se os deslocamentos nas direcções longitudinal e transversal, (Fig. 6.10 a Fig. 6.15) onde se representam os valores dos deslocamentos absolutos do “drift” (deslocamento relativo entre pisos) e os pontos dos quais se calcularam os deslocamentos.

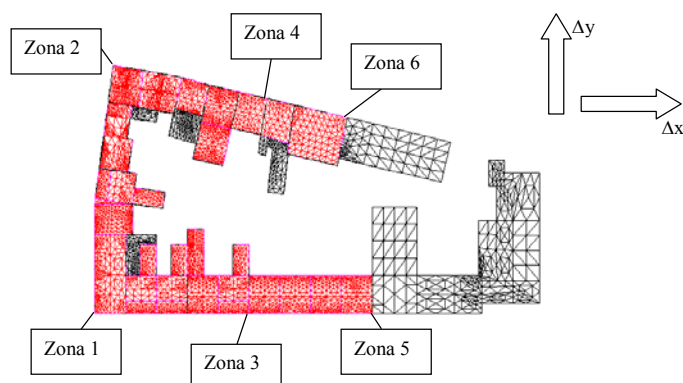


Fig. 6.9- Alinhamentos com deslocamentos medidos

Na zona 1 (Fig. 6.10) verificam-se maiores deformações na direcção longitudinal do quarteirão em correspondência com as configurações modais obtidas. A estes deslocamentos estão associados valores do “drift” de 0.4% a 0.6%, que são valores baixos, não devendo constituir perigo para a estabilidade estrutural. É importante salientar que os deslocamentos são medidos em zonas de intersecção de alinhamentos de paredes, pelo que, as deformações obtidas resultam de deformações no plano das paredes estruturais. Assim, apesar dos valores analisados isoladamente serem relativamente baixos, podem estar associados a outros a meio de paredes bastante mais elevados.

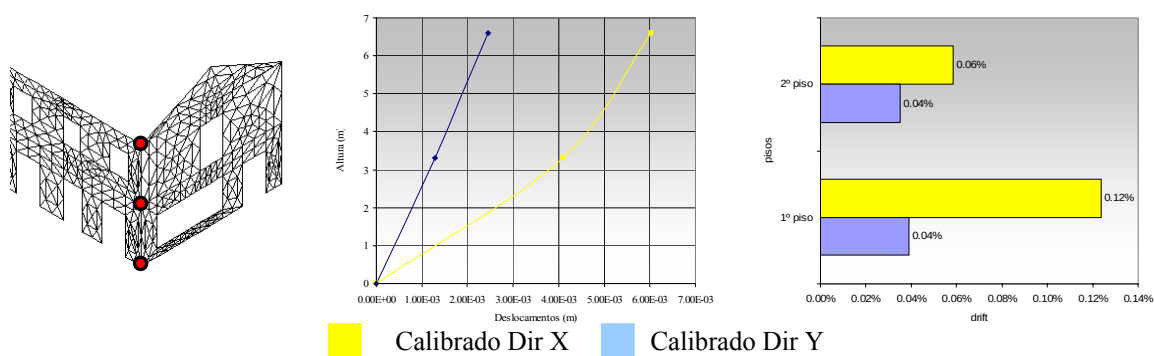


Fig. 6.10- Zona 1 - Deslocamentos

Na zona 2 (Fig. 6.11) os resultados são semelhantes mas um pouco inferiores, resultantes da maior rigidez desta zona. A zona 3 (Fig. 6.12) apresenta deslocamentos baixos, uma vez que está localizada a meio de um alinhamento relativamente homogêneo cujo comportamento depende do conjunto. Confrontando os deslocamentos obtidos na zona 3 com os resultados dinâmicos modais, verifica-se que a casa aí situada é pouco mobilizada nos modos apresentados, estando o seu comportamento condicionado pela existência do elemento rígido de betão apresentando por isso menores deslocamentos.

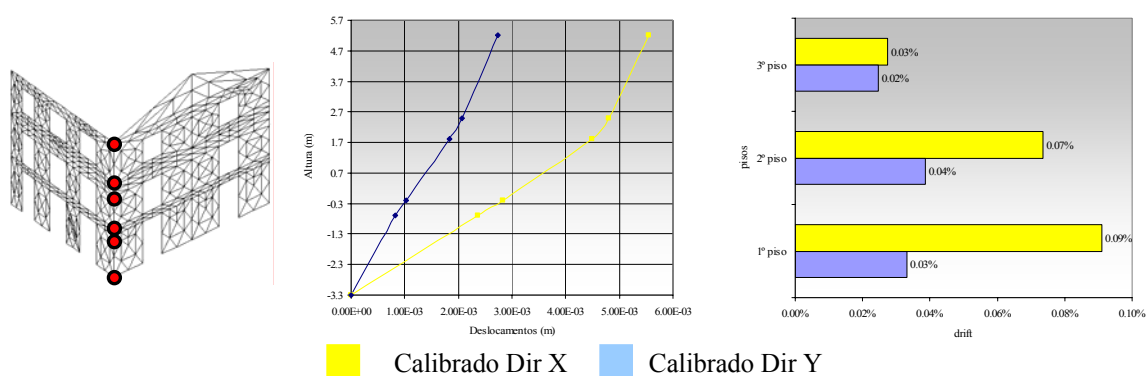


Fig. 6.11- Zona 2 - Deslocamentos

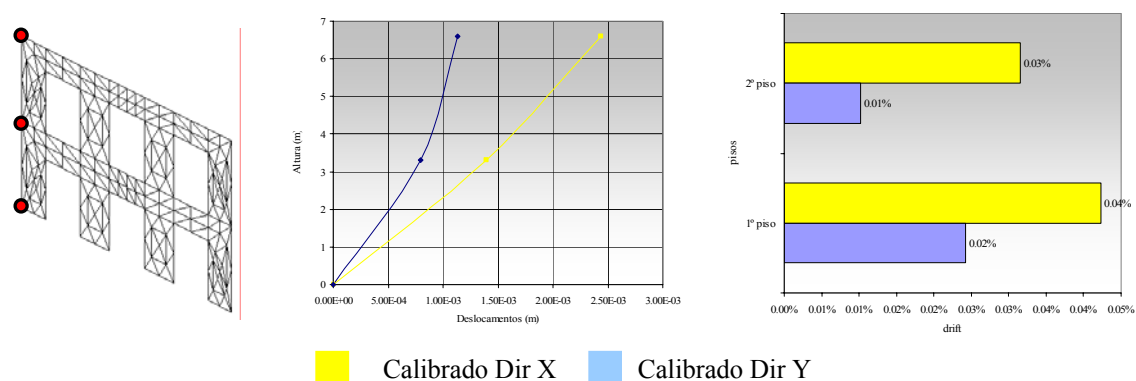


Fig. 6.12- Zona 3 - Deslocamentos

A zona 4 (Fig. 6.13) está localizada numa das empenas da casa 16, que sendo mais alta do que as vizinhas sofre uma maior acção sísmica provocando maiores deslocamentos, principalmente na direcção longitudinal do quarteirão. Recorde-se ainda que o modo associado a este movimento é um dos que apresenta frequências de vibração mais baixas (Fig. 6.3).

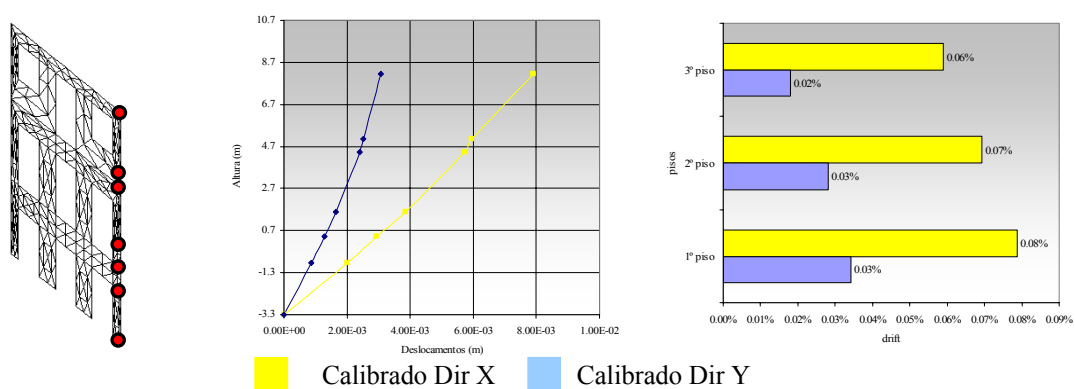
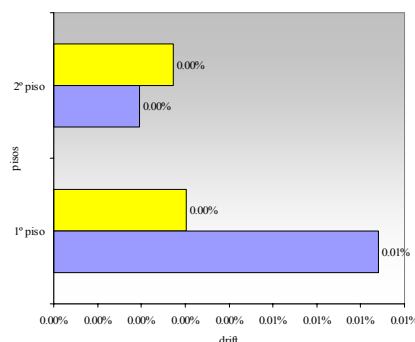
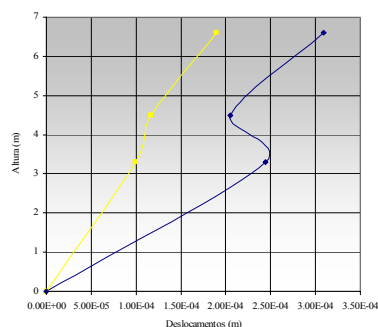
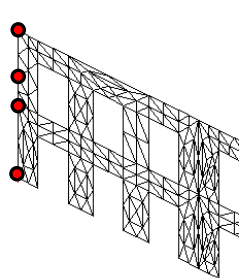
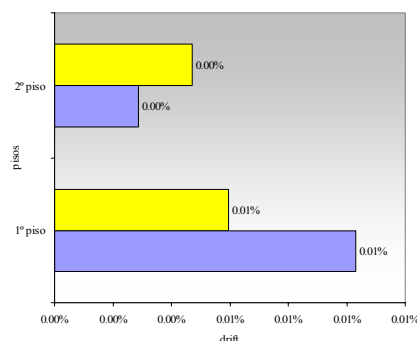
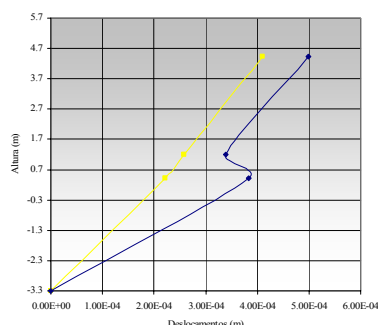
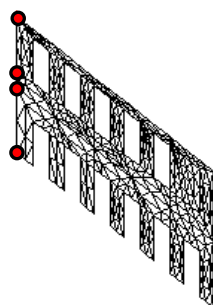


Fig. 6.13- Zona 4 - Deslocamentos

As zonas 5 e 6 (Fig. 6.14 e Fig. 6.15) têm deslocamentos quase nulos devido à existência naquela zona do edifício de betão mais rígido.



Calibrado Dir X Calibrado Dir Y
Fig. 6.14- Zona 5 - Deslocamentos



Calibrado Dir X Calibrado Dir Y
Fig. 6.15- Zona 6 - Deslocamentos

Os deslocamentos resultantes da análise sísmica regulamentar têm valores moderados, devendo ser complementados com análises dos deslocamentos em cada casa, conforme efectuado no capítulo 5. De uma maneira geral e estando garantidas na realidade as características dos materiais consideradas neste modelo, não se prevêem grandes deslocamentos que possam por em risco a estabilidade global do quarteirão.

6.2.2 Estudo da influência dos pavimentos

As características dos pavimentos adoptadas no modelo calibrado são válidas nas condições dos ensaios dinâmicos efectuados nas quais a solicitação tinha baixo valor. No caso da ocorrência de sismos, as acelerações são bem maiores e as características tidas como “calibradas” só são válidas se existirem eficazes ligações entre elementos com mecanismos que lhes garantam maior eficiência. Para avaliar a influência das características dos pavimentos e de eventuais reforços localizados foram considerados os modelos descritos a seguir:

- Modelo global do quarteirão com as lajes compostas só por barroses.

- Modelo global do quarteirão com as lajes compostas só por barrotes, reforçadas em algumas casas.

6.2.2.1 Análise dinâmica

i Modelo global do quarteirão com os pavimentos sem rigidez no seu plano.

A análise dinâmica do quarteirão com os pavimentos sem rigidez no seu plano conduziu às frequências de vibração e respectivas configurações modais representadas na Fig. 6.16.

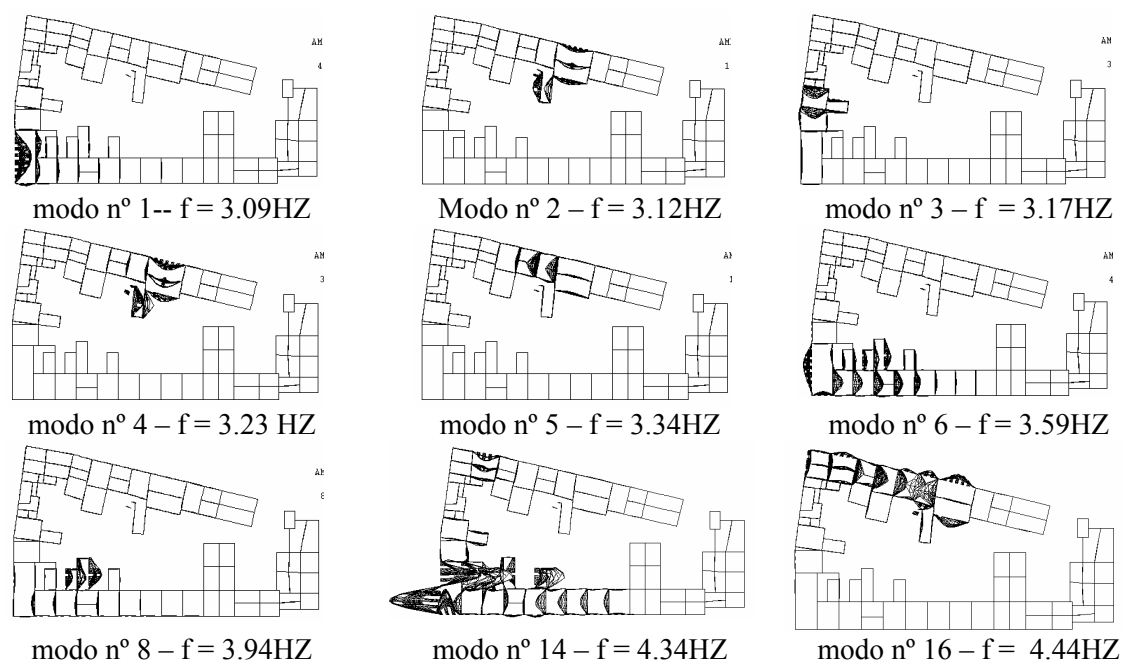
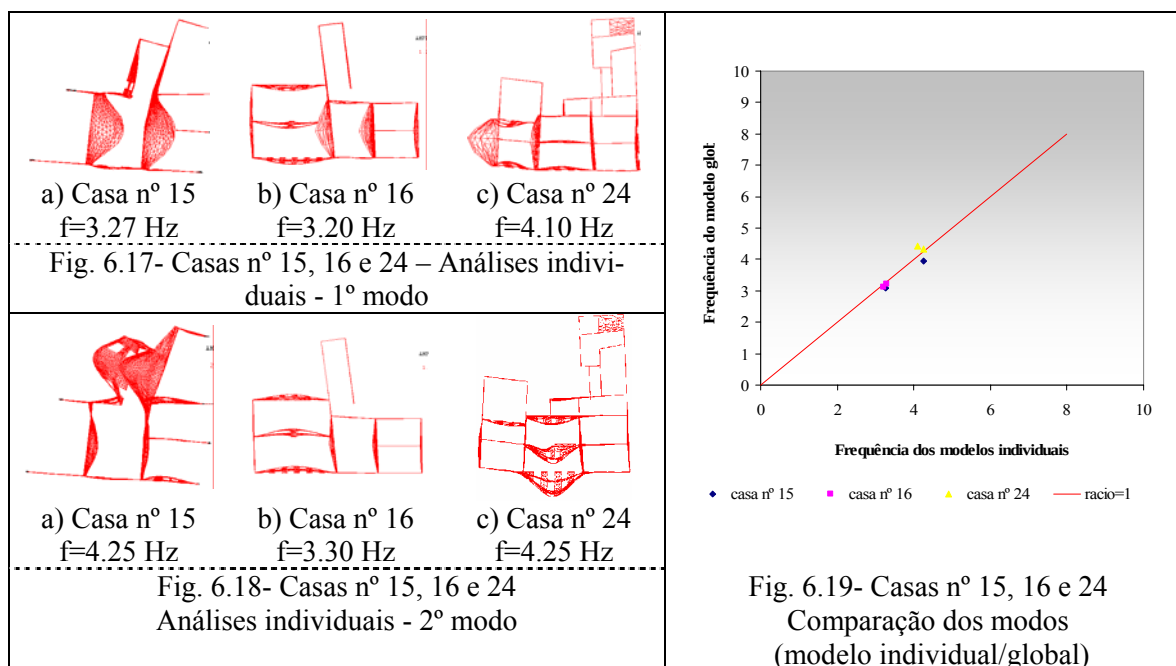


Fig. 6.16- Quarteirão – modelo global sem efeito de diafragma com edifício dos correios. Modos e frequências de vibração

A ausência da rigidez dos pavimentos reflecte-se em diminuições de cerca de 25 % das frequências globais do quarteirão, diminuindo inclusivamente o efeito de grupo. Os pavimentos com rigidez permitem uma maior transmissão dos esforços entre casas vizinhas, aumentando a interdependência das estruturas. Pelo contrário, quando esta rigidez é menor as paredes tendem a funcionar mais isoladamente, com o efeito de grupo mais preponderante a existir nas intercepções das paredes através dos cunhais. Comparando os resultados dinâmicos do modelo global do quarteirão com os obtidos dos modelos das casas com efeito de grupo (Fig. 6.17 a Fig. 6.19), verifica-se que existem boas concordâncias.



ii Modelo global do quarteirão, com os pavimentos sem rigidez no seu plano reforçados em algumas casas.

O comportamento global do quarteirão condiciona e é condicionado por cada uma das estruturas que o compõem. A partir deste facto, tentou-se desenvolver uma hipótese de reforço das características dos pavimentos, tendo-se por base as características dos pavimentos sem rigidez no seu plano e das paredes de alvenaria com as propriedades calibradas conforme descrito no cap. 5. Analisando os resultados dinâmicos do modelo com os pavimentos calibrados e com os pavimentos sem rigidez no seu plano foi possível identificar os pontos mais vulneráveis do quarteirão. A partir daí tentou-se proceder ao reforço de algumas das casas e avaliar as consequências no seu comportamento global. Este reforço seria aplicado considerando que a maioria das estruturas tinham os pavimentos com baixa qualidade e que se procederia a obras de melhoramento e reabilitação dos pisos e telhados das estruturas representadas na Fig. 6.20. Estas estruturas foram escolhidas com base em critérios de localização (cantos), de heterogeneidades em altura (casa nº 16) e de uma casa a meio de um alinhamento contínuo e homogéneo.

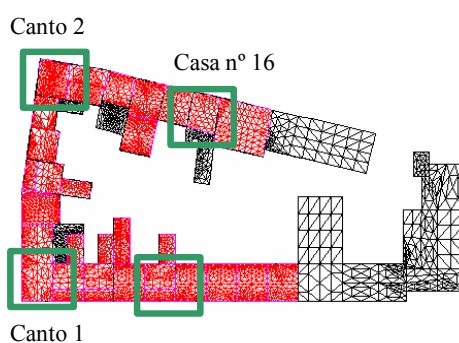


Fig. 6.20- Quarteirão – Localização das casas com reforços

Em cada uma delas os pavimentos foram modelados com 1.5cm de espessura (valor calibrado) enquanto que os restantes estes foram modelados sem rigidez no plano. Nas paredes foram consideradas as características calibradas. Da análise dinâmica deste modelo foram obtidos os modos de vibração e respectivas frequências próprias representados na Fig. 6.21.

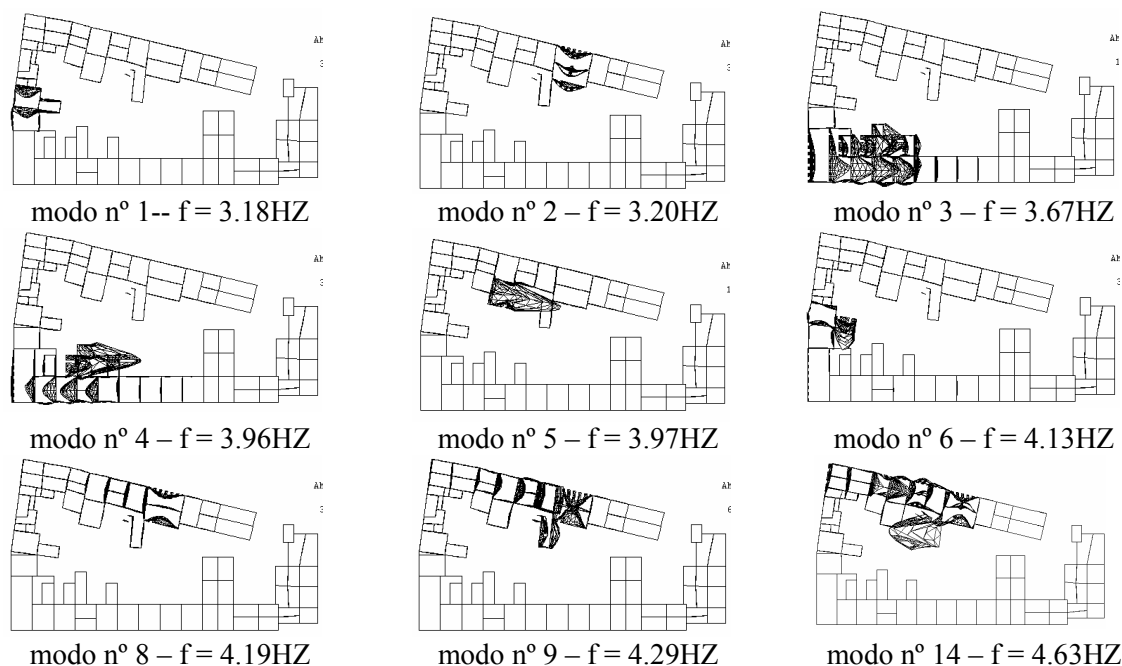


Fig. 6.21- Quarteirão – modelo global sem efeito de diafragma com lajes reforçadas, com edifício dos correios. Modos de vibração

Analisando estes resultados, paralelamente com os gráficos da Fig. 6.22 pode-se concluir que a eficácia da solução de reforço considerada não se manifesta nos dois primeiros modos de vibração, uma vez que estes mobilizam as estruturas mais flexíveis, não reforçadas. Nos modos seguintes, pelo contrário, verifica-se um ligeiro aumento em quase todos os modos de vibração a que corresponde um aumento de rigidez “global do quarteirão” e não apenas das casas reforçadas. Nestas, para além do aumento da frequência é notória a alteração das configurações modais particularmente o tipo de deformação das paredes.

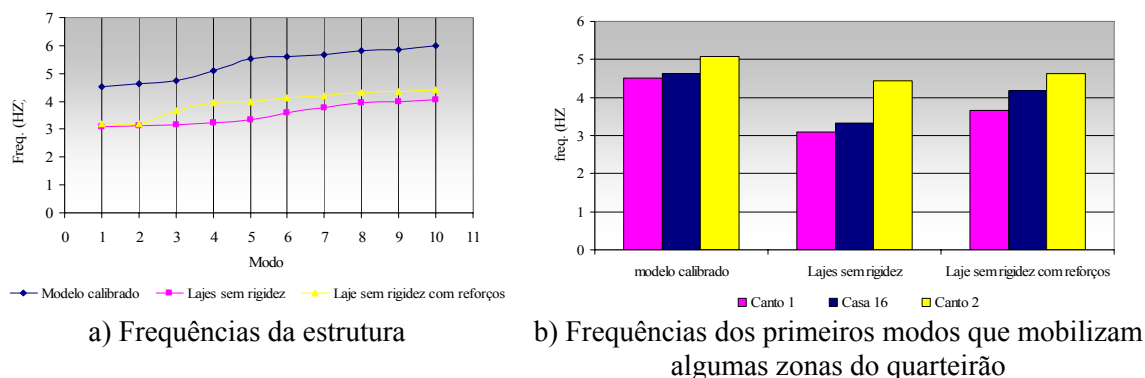


Fig. 6.22 Quarteirão – Influência do comportamento das lajes nas frequências do quarteirão

O canto 1 e a casa nº 16 são mais vulneráveis à variação de rigidez dos pisos e consequentemente ao seu reforço. Pelo contrário, o canto 2, mais rígido, tem o seu funcionamento mais dependente das características das paredes. Veja-se que ao contrário dos restantes, o modo do canto nº 2 mobiliza muitas casas, mesmo com os pavimentos sem rigidez. Neste caso, a orientação e disposição das paredes são fundamentais e o reforço modelado mostra-se pouco eficaz, melhorando apenas localmente o comportamento dos pavimentos. Para aumentar a sua eficácia o reforço deve ser prolongado nas casas vizinhas. No canto 1 a rigidez do piso é importante na medida em que melhora o comportamento da fachada da travessa Sá de Noronha. A casa nº 16, sendo mais flexível devido à sua constituição e dimensão (3pisos), é igualmente mais afectada pelo reforço.

6.2.2.2 Análise Sísmica – Tensões

Em sequência da análise dinâmica efectuada avaliou-se a influência dos pavimentos ao nível das tensões instaladas nas paredes. Para tal, usando os mesmos modelos da análise dinâmica calcularam-se as tensões principais instaladas nas fachadas dos edifícios, representando-se as tensões principais e respectivas direcções, assim como a localização dos locais mais solicitados.

i Modelo global do quarteirão com os pavimentos sem rigidez no seu plano

Nas Fig. 6.23 e Fig. 6.24 estão representados os resultados do quarteirão com os pavimentos sem rigidez no seu plano.

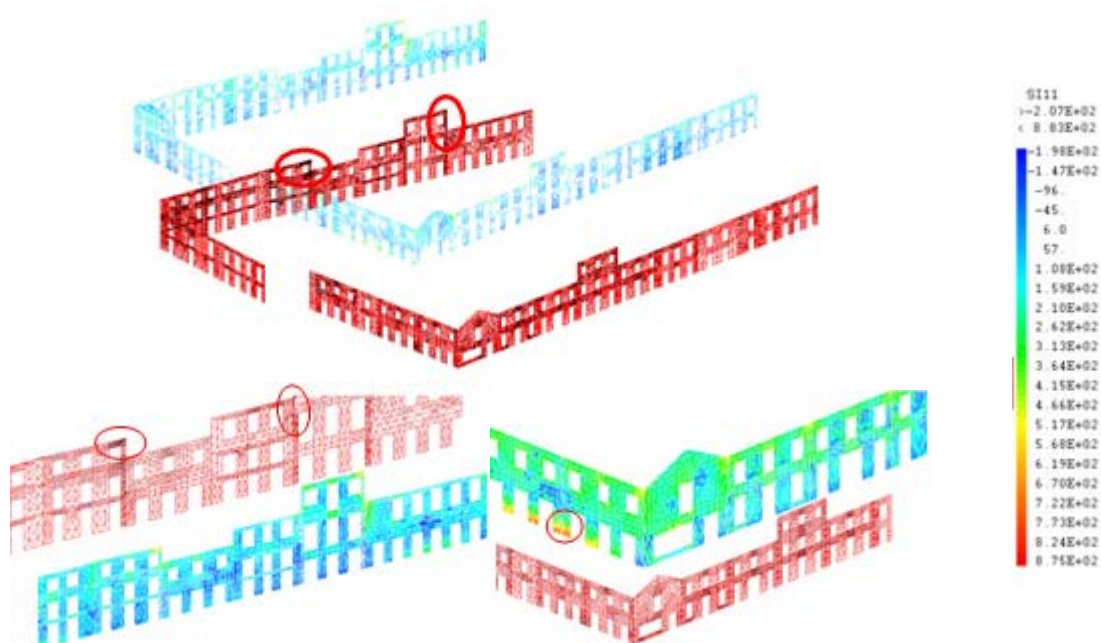


Fig. 6.23 Quarteirão– modelo global com edifício dos correios sem rigidez no plano. Tensões de tracção (kPa)

Os pontos mais esforçados mantêm-se sensivelmente os mesmos com ligeiras diferenças no valor das tensões, que apresentam um ligeiro decréscimo. Verificam-se agora tracções máximas de 875 kPa na parede da casa de canto localizada na Travessa da Misericórdia. Relembre-se que os resultados dinâmicos já haviam mostrado que esta parede, pela sua dimensão e pela ausência de travamentos de paredes perpendiculares, sofria alterações no seu comportamento na ausência de pavimentos rígidos. Se analisarmos paralelamente a Fig. 6.16 verifica-se igualmente que um dos modos do quarteirão mobiliza quase exclusivamente este elemento, devido à diminuição local de rigidez. Quando solicitada horizontalmente mobiliza elevados momentos na sua base de que resultam os esforços assinalados. As compressões máximas, localizam-se no mesmo local das tracções e na parede da mesma Travessa mas no canto oposto com valores na ordem de 970kPa. Neste último caso, a maior dimensão da casa (três pisos) e a sua localização no canto, contribuíram para essa elevada tensão de compressão.

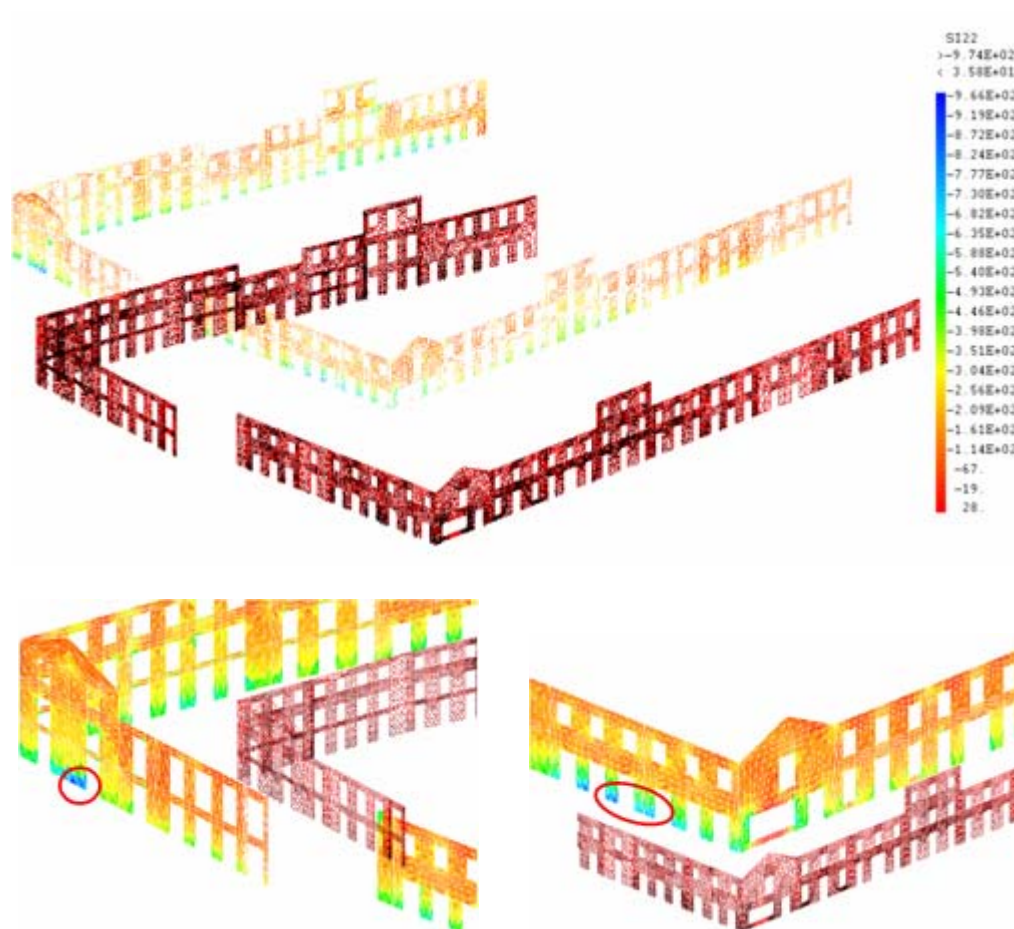


Fig. 6.24 Quarteirão– modelo global com edifício dos correios sem rigidez no plano. Tensões de compressão (kPa)

Refira-se também as baixas tensões das casas mais afastadas dos cantos, da casa nº 16 e das casas mais próximas do edifício dos correios. Apesar das análises dinâmicas revelarem baixa influência do edifício dos correios no comportamento global do quarteirão, particularmente dos pontos mais vulneráveis, este tem alguma influência nos edifícios a ele ligados ou próximos.

ii Modelo global do quarteirão com os pavimentos sem rigidez no seu plano reforçados em algumas casas

A existência ou execução de reforços de algumas casas do quarteirão alteram o seu comportamento em particular mas também o das casas vizinhas. Neste contexto, analisaram-se os esforços nas paredes resultantes do reforço descrito na análise dinâmica no cap. 6.2.2.1ii (Fig. 6.25 e Fig. 6.26).

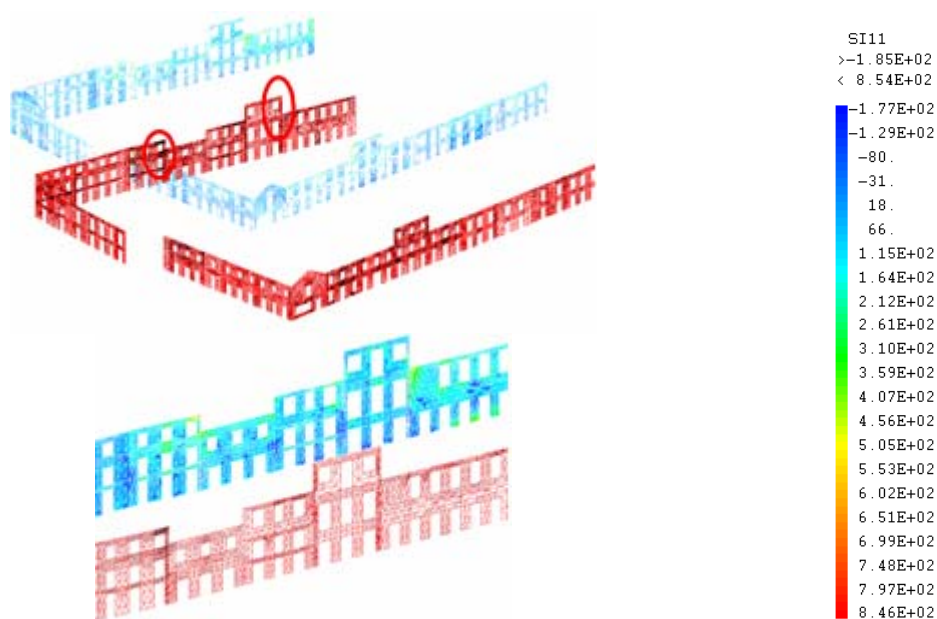


Fig. 6.25 Quarteirão – modelo global com edifício dos correios sem rigidez no plano reforçado.
Tensões de tracção (kPa)

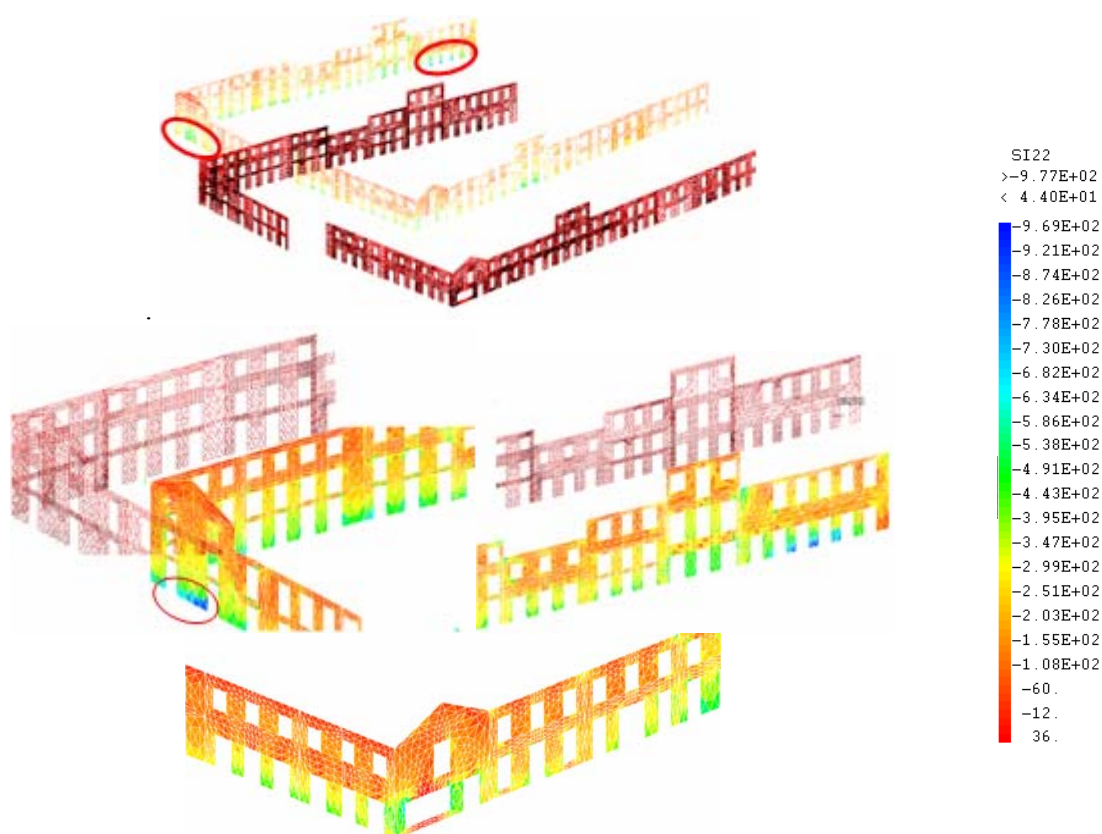


Fig. 6.26- Quarteirão – modelo global com edifício dos correios sem rigidez no plano reforçado.
Tensões de compressão (kPa)

As compressões atingem neste caso 977 kPa e as tracções 846 kPa. A diferença dos valores não é significativa, no entanto os máximos ocorrem agora noutros locais, como na casa nº 14 da Rua Serpa Pinto, próxima do edifício de correios. Esta, não tendo sido reforçada sofreu inclusivamente um ligeiro aumento dos seus esforços, principalmente na ligação à casa nº 16 (reforçada). A existência agora de um elemento mais rígido mobiliza um apoio lateral fictício à casa nº 24, para onde vão ser transmitidos os esforços. Este é um caso onde se deve proceder a reforços não apenas na casa nº 16 como nos elementos de ligação à casa nº 14. Os cantos reforçados têm agora menores tensões, quer na base, quer junto aos cunhais, principalmente a casa do canto da Rua Comendador Ernesto Rebelo

iii Comparações finais das tensões

Em resumo, comparam-se os valores das tensões máximas considerando as três hipóteses de funcionamento dos pavimentos. Tal como havia sido verificado na análise individual das casas (capítulo 5), os valores máximos de compressões, normalmente localizados nas bases dos edifícios e com grande preponderância do peso da estrutura, não sofre em geral grandes alterações, embora existam em alguns locais variações significativas que não comprometem a segurança estrutural. Pelo contrário o valor das tracções sofre acréscimos consideráveis, devendo ser analisadas caso a caso, podendo haver necessidade de conferir maior rigidez aos pisos ou aumentar a resistência e a coesão das paredes para garantir a segurança estrutural. O reforço aplicado tem pouca influência no valor máximo das tensões, apresentando localmente bons resultados e contribuindo para diminuições significativas de tensões, principalmente nos locais reforçados.

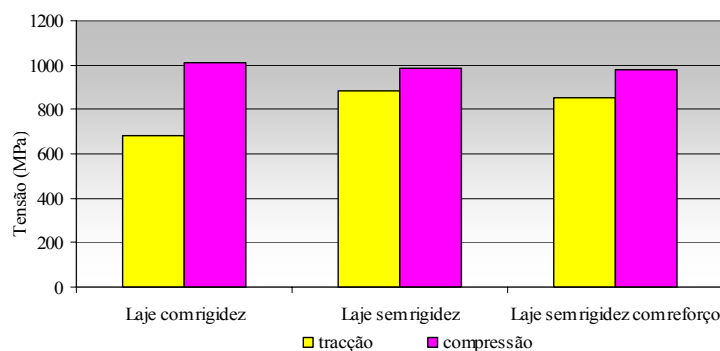


Fig. 6.27- Quarteirão – Tensões máximas

6.2.2.3 Análise Sísmica – Deslocamentos

Tal como havia acontecido no estudo do modelo calibrado calcularam-se os deslocamentos do quarteirão nos alinhamentos representados na Fig. 6.9, quer na hipótese dos pavimentos sem rigidez, quer na hipótese do seu reforço, conforme descrito anteriormente.

Na Fig. 6.28 a Fig. 6.33 representam-se, para cada uma das zonas, as comparações dos resultados dos deslocamentos e “drifts” de cada uma das modelações numéricas referidas.

Na zona 1 (Fig. 6.28), verifica-se que o maior deslocamento localiza-se na direcção longitudinal do quarteirão, em correspondência com os resultados dinâmicos observados de cada um dos modelos (1º modo da zona 1 mobiliza-a na direcção longitudinal). É igualmente interessante verificar que o deslocamento é maior com as lajes com rigidez do que o contrário. De facto a rigidez das lajes aumenta o efeito de comportamento “global” do canto, existindo nesse caso uma maior interacção das estruturas que se traduz num aumento de tensões e de deslocamentos.

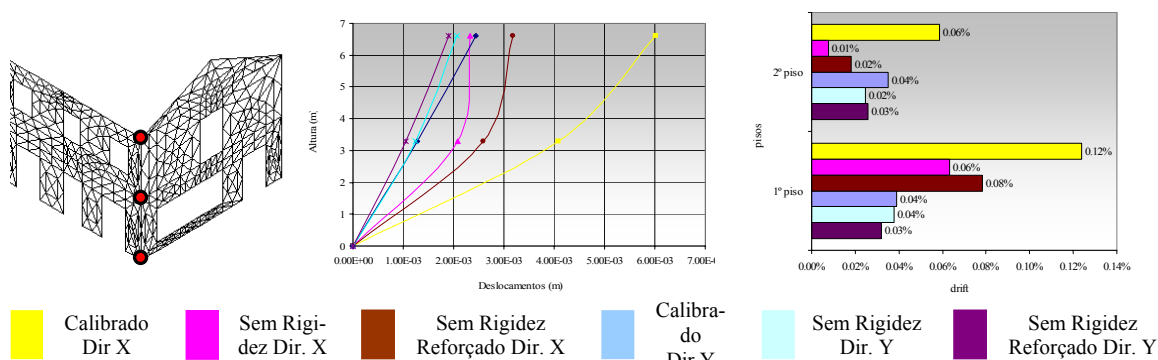


Fig. 6.28- Zona 1 - Deslocamentos

Na zona 2 (Fig. 6.29), as diferenças observadas são menos significativas, verificando-se igualmente que a hipótese da laje com rigidez provoca as maiores deformações. Nesta zona apesar da casa ter três pisos, os deslocamentos absolutos são ligeiramente inferiores aos da zona 1, uma vez que é mais rígida com frequência própria maior.

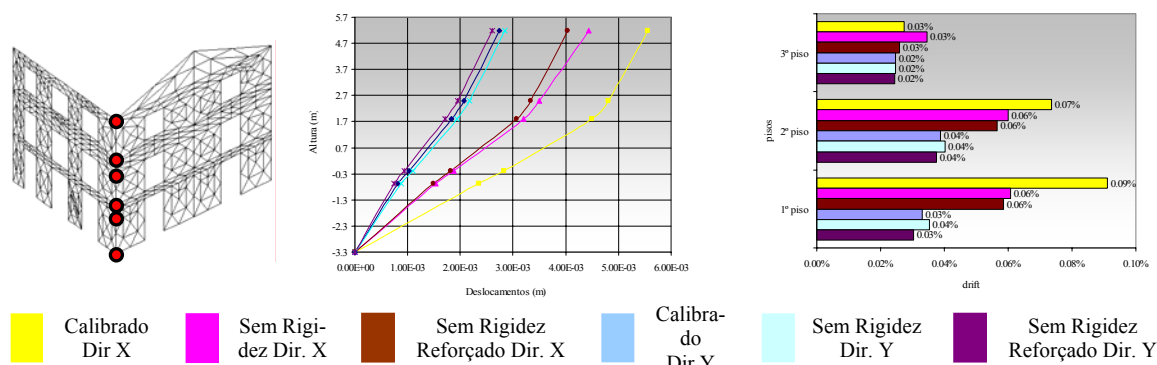
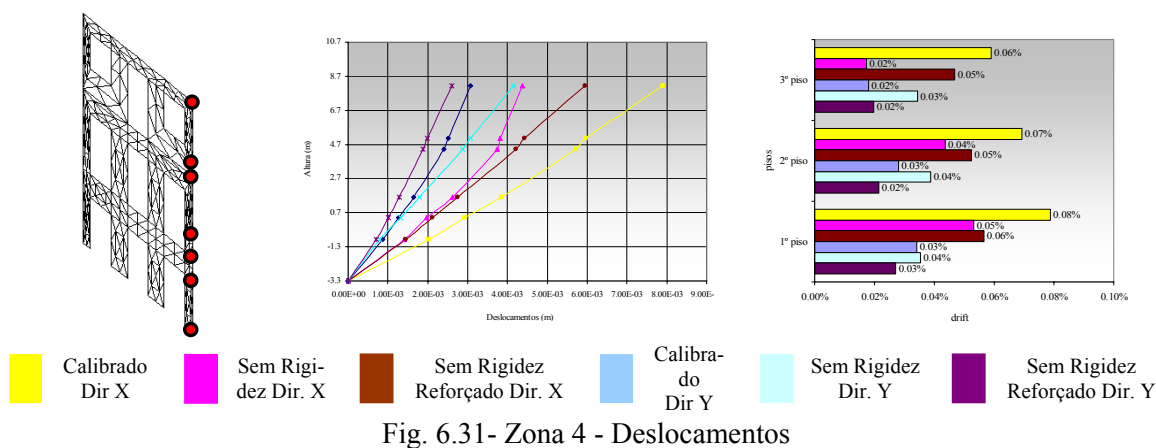
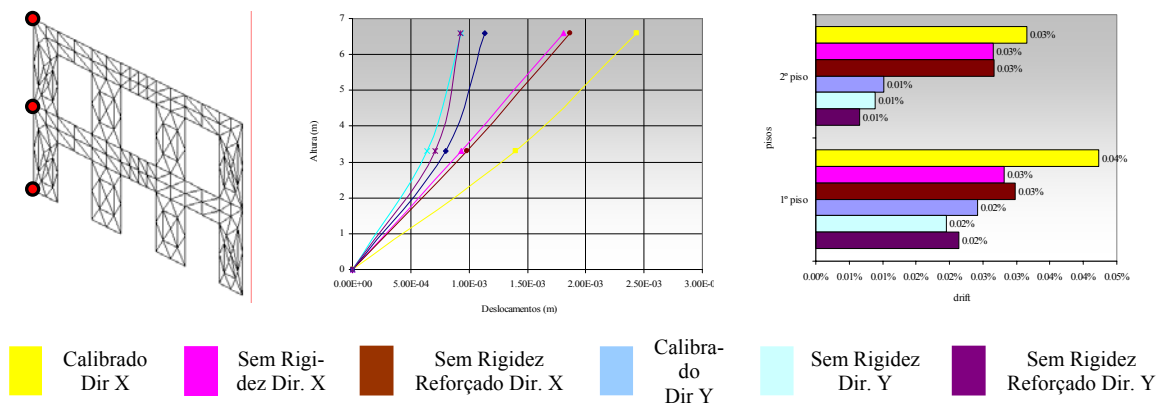


Fig. 6.29- Zona 2 - Deslocamentos

As zonas 1 e 2, localizando-se nos cantos do quarteirão apresentam deslocamentos globais semelhantes no caso da laje calibrada. Nas restantes hipóteses é visível a maior influência dos pavimentos na zona 1, mais flexível e com menos paredes-mestras interiores do que a zona 2.

As zonas 3 e 4 localizam-se a meio do quarteirão, respectivamente na Rua Comendador Ernesto Rebelo e Rua Serpa Pinto. Cada uma delas foi incluída na hipótese de reforço das lajes, tal como havia acontecido com as zonas 1 e 2. Os deslocamentos na zona 3 (Fig. 6.30) são os menores, enquanto que na zona 4 (casa nº 16 - Fig. 6.31) o maior número de pisos provoca deslocamentos com valores mais elevados. Em qualquer um dos casos os valores máximos ocorrem com as lajes com rigidez no seu plano na direcção longitudinal do quarteirão em correspondência com os resultados dinâmicos obtidos, com frequências mais baixas na direcção longitudinal.



As zonas 5 e 6 situam-se junto o edifício rígido dos correios, pelo que os seus deslocamentos (Fig. 6.32 e Fig. 6.33) apresentam nos casos considerados (existência de edifício dos correios) valores muito baixos. Mais à frente neste trabalho avaliar-se-á a influência do elemento rígido nas deformações e tensões no quarteirão.

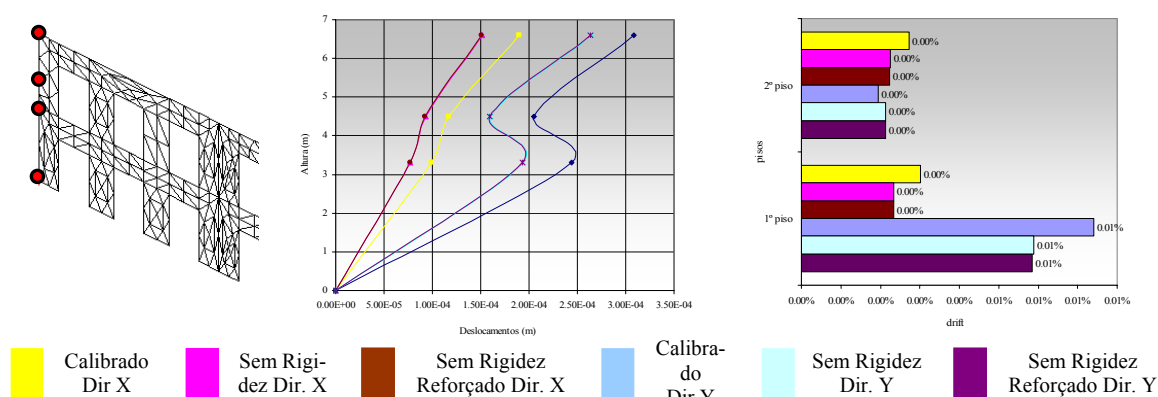


Fig. 6.32- Zona 5 - Deslocamentos

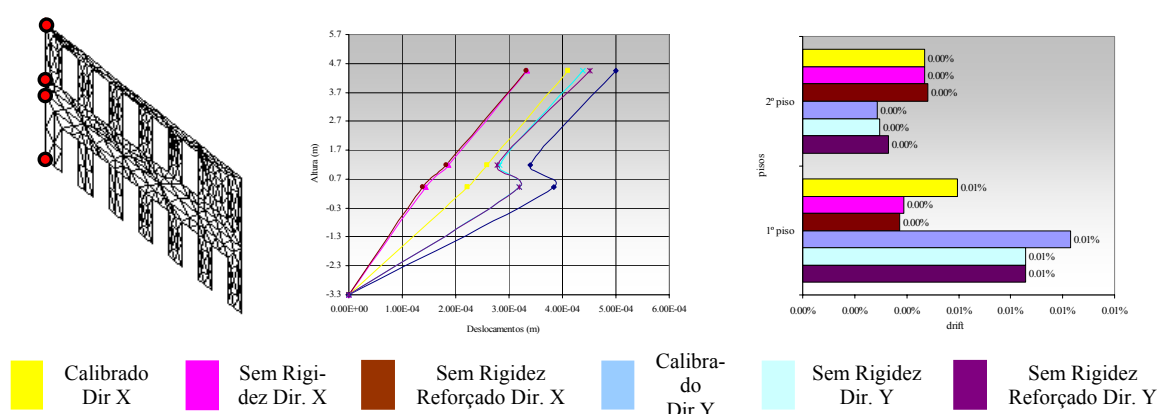


Fig. 6.33- Zona 6 - Deslocamentos

Repare-se igualmente que a influência dos pavimentos aumenta com a altura do edifício, devido à menor rigidez relativa das paredes nos pisos superiores. Em qualquer um dos casos não se observam grandes deformações, atingindo-se deslocamentos relativos entre pisos de cerca de 0.9%, não provocando qualquer problema nos elementos estruturais. Saliente-se no entanto que estes deslocamentos foram medidos em alinhamentos de cruzamento de paredes com grande rigidez em qualquer uma das direcções. A meio das paredes os valores são significativamente maiores, conforme foi observado no capítulo 5.

6.2.3 Estudo da influência das características das paredes.

No sub-capítulo anterior avaliou-se um tipo de reforço a utilizar no caso dos pisos terem geralmente má qualidade. Interessa igualmente avaliar a influência dos reforços aplicados às paredes. Neste caso consideraram-se os pavimentos com boas características, modelados de acordo com os valores calibrados. Tendo por base os resultados até aqui obtidos procedeu-se à análise dinâmica dos seguintes modelos que serão descritos nos capítulos seguintes:

- Reforço nº 1 - A casa do canto entre a Travessa Sá de Noronha e Rua Comendador Ernesto Rebelo é mobilizada no 1º modo global, sendo por isso mais flexível. Deste modo, considerou-se como uma possível solução de reforço a colocação de uma parede mestra interior na direcção da Rua Comendador Ernesto Rebelo, dando apoio à parede mais flexível.
- Reforço nº 2 - As casas reforçadas são as referidas no capítulo 6.2.2.1ii, agora com os pavimentos com as características calibradas e as paredes com $E=1.2\text{GPa}$ em vez dos valores representados no Quadro 5.1. As restantes casas têm as mesmas características mecânicas do modelo global do quarteirão calibrado.

Analogamente ao efectuado na análise dos pavimentos, descrevem-se de seguida as análises dinâmicas e sísmicas realizadas, referindo-se em cada caso as particularidades e observações consideradas.

6.2.3.1 Análise dinâmica

i Modelo global do quarteirão calibrado com reforço nº 1.

O reforço nº 1 foi modelado de acordo com a Fig. 6.34, dotando a parede “nova” com as características das restantes da casa com $E = 650\text{MPa}$. Este modelo tal como o do reforço 2 têm em conta os pavimentos calibrados, devendo os seus resultados ser comparados com os apresentados no cap.6.2.1. Os resultados dinâmicos do quarteirão com o reforço 1 estão representados na Fig. 6.35.

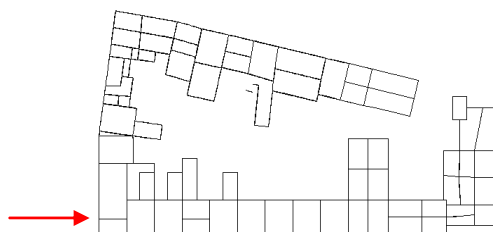
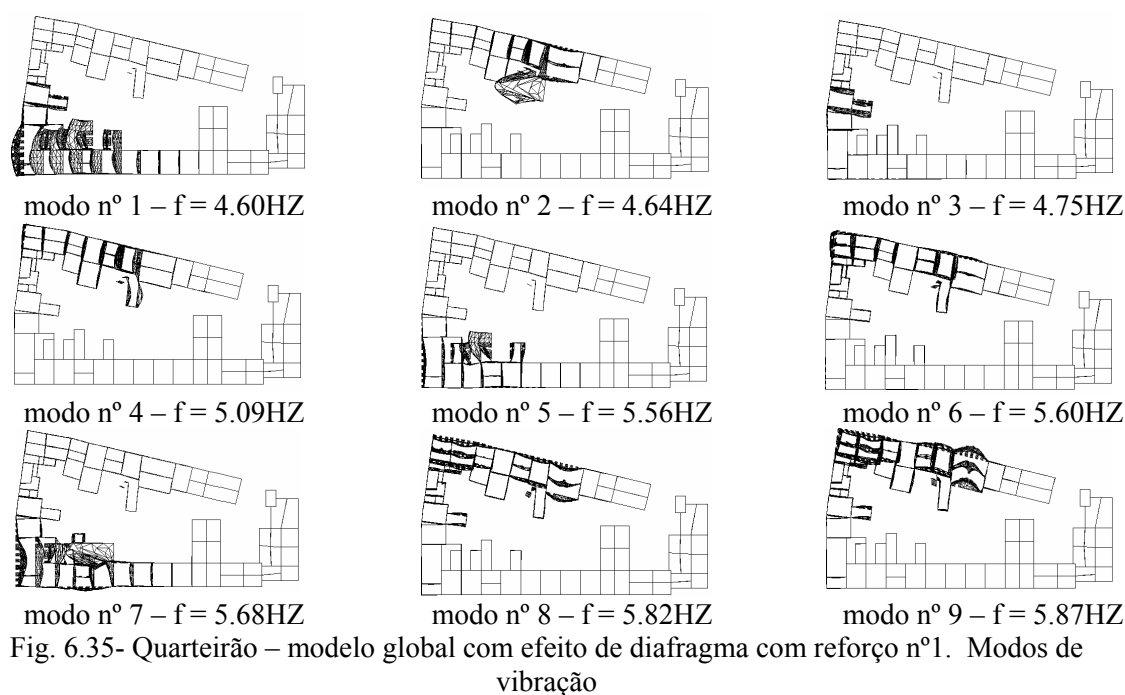


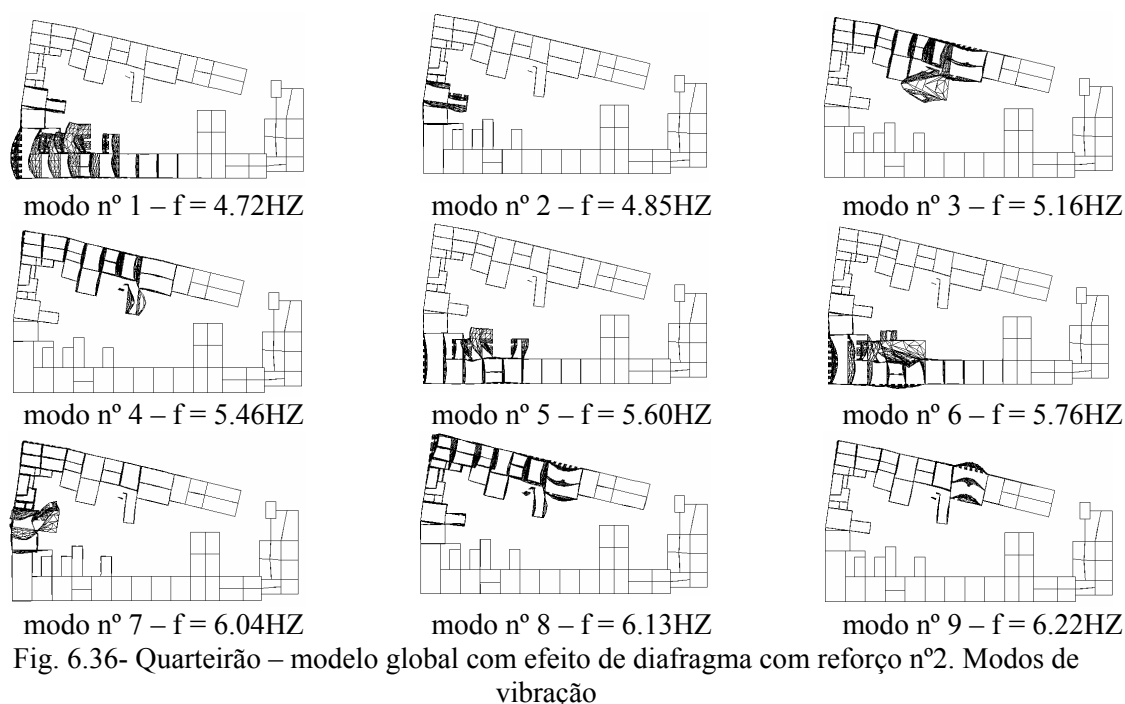
Fig. 6.34- Quarteirão – Localização do reforço nº1.



Comparando estes resultados com os da Fig. 6.3 verifica-se que, como seria de esperar, o reforço atinge os modos que mobilizam as casas junto ao canto da Rua Comendador Ernesto Rebelo. Esta influência não é no entanto significativa no comportamento “global” do canto, podendo contudo ser importante localmente na parede da Travessa da Misericórdia.

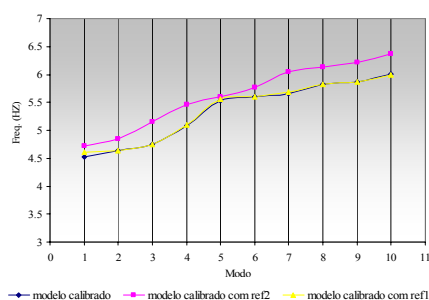
ii Modelo global do quarteirão calibrado com reforço nº 2

O reforço nº2 teve por base o aumento do módulo de elasticidade das paredes das casas representadas na Fig. 6.20 para 1.2GPa, considerando nas restantes casas os módulos de elasticidade adoptados no modelo “calibrado”. Os pavimentos foram modelados em todas as casas com rigidez no seu plano. Os Modos de vibração obtidos e respectivas frequências de vibração estão representadas na Fig. 6.36.

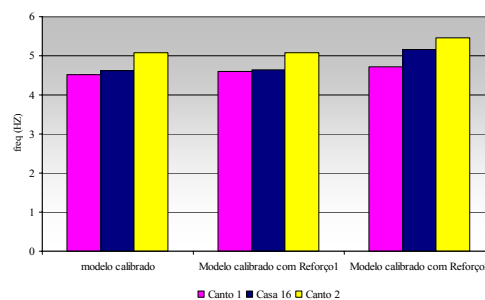


Neste caso, ao contrário do anterior são visíveis algumas alterações no comportamento global do edifício que embora não sendo muito significativas, podem introduzir alterações principalmente ao nível das tensões e deslocamentos de algumas paredes, como se verá de seguida.

A Fig. 6.37 a) mostra que o reforço 1 tem uma influência muito reduzida no comportamento global do quarteirão, aumentando apenas ligeiramente a frequência do modo que mobiliza a zona em que está localizado. Pelo contrário o reforço 2 aumenta praticamente todas as frequências representadas do quarteirão, tendo uma influência global no seu comportamento. A Fig. 6.37 b) demonstra por seu lado, que os primeiros modos que mobilizam individualmente as casa nº 16 e os cantos 1 e 2 sofrem ligeiros aumentos com o reforço 2 e praticamente nenhuns com o reforço 1.



a) Frequências da estrutura



b) Frequências dos primeiros modos que mobilizam algumas zonas do quarteirão

Fig. 6.37 Quarteirão – Influência dos reforços das paredes nas frequências do quarteirão

6.2.3.2 Análise sísmica - tensões

A influência das características mecânicas e da distribuição das paredes são igualmente factores que foram avaliados ao nível das tensões e deslocamentos. Para tal, complementaram-se as análises dinâmicas referidas no cap. 6.2.3.1, apresentando-se de seguida os resultados das tensões no quarteirão, quando este é sujeito aos reforços tipo 1 e tipo 2, já descritos nas análises dinâmicas. Os deslocamentos serão apresentados e comentados no capítulo seguinte.

i Quarteirão modelado com edifício dos correios com reforço 1

Os valores máximos das tensões no quarteirão com o reforço 1 são praticamente iguais ao do modelo calibrado sem reforço, embora exista um ligeiro decréscimo, quer nas tensões de tracção quer nas tensões de compressão. Assim obtêm-se valores de 665kPa de tracção e 997 kPa de compressão. Observando a Fig. 6.38 e Fig. 6.39 verifica-se que os pontos mais esforçados são o canto da Rua Comendador Ernesto Rebelo com a travessa da Misericórdia e o canto entre a Rua Serpa Pinto e a Travessa da Misericórdia (máximas compressões), e a casa nº 16 da Rua Serpa Pinto (máximas tracções assinaladas na Fig. 6.38). Na zona onde foi colocado o reforço, nota-se alguma diminuição das tensões no cunhal da casa do canto, devido à colocação da parede mestra interior a meio do seu comprimento. É de salientar que a parede “nova” foi apenas colocada na casa do canto, não tendo continuidade para as outras casas. Tem por isso uma função mais pontual de travamento da parede da casa do canto na Travessa da Misericórdia. O cunhal do canto permanece assim sob tensões elevadas devido à predominância da rigidez das duas paredes que aí se intersectam (fachadas principais).

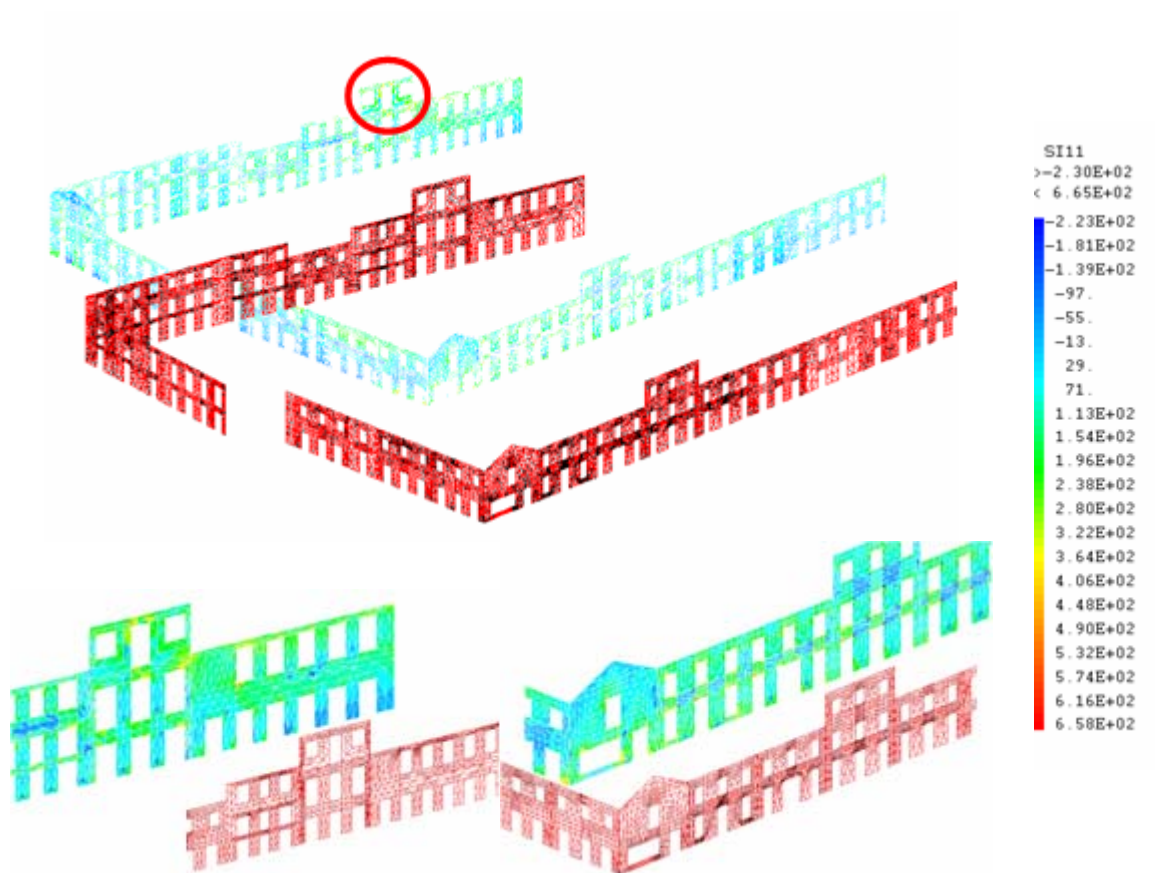


Fig. 6.38- Quarteirão – modelo global calibrado com edifício dos correios com reforço 1. Tensões de tracção (kPa)

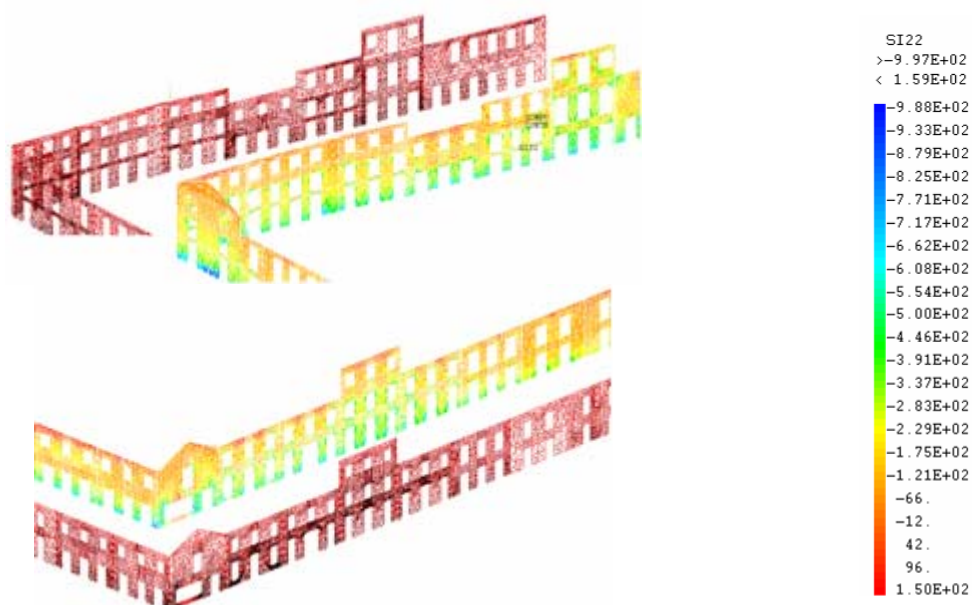


Fig. 6.39- Quarteirão – modelo global calibrado com edifício dos correios com reforço 1. Tensões de compressão (kPa)

ii Quartirão modelado com edifício dos correios com reforço 2

Com o reforço tipo 2 pretendeu-se reforçar os locais do quartirão que por análise do modelo calibrado se evidenciavam como os mais esforçados. Neste contexto aumentou-se o módulo de elasticidade em alguns locais conforme descrição do modelo feita anteriormente. Pela análise dos resultados numéricos verifica-se um aumento de cerca de 20%, principalmente nas compressões, podendo atingir 1250 kPa. Este aumento está associado ao aumento da rigidez relativa das paredes reforçadas que consequentemente “atraem” mais esforços. O valor máximo das tracções mantém-se sensivelmente o mesmo, tendo o valor de 814 kPa. A Fig. 6.40 e Fig. 6.41 mostram que os locais mais esforçados localizam-se no canto entre a travessa da Misericórdia e a rua Comendador Ernesto Rebelo.

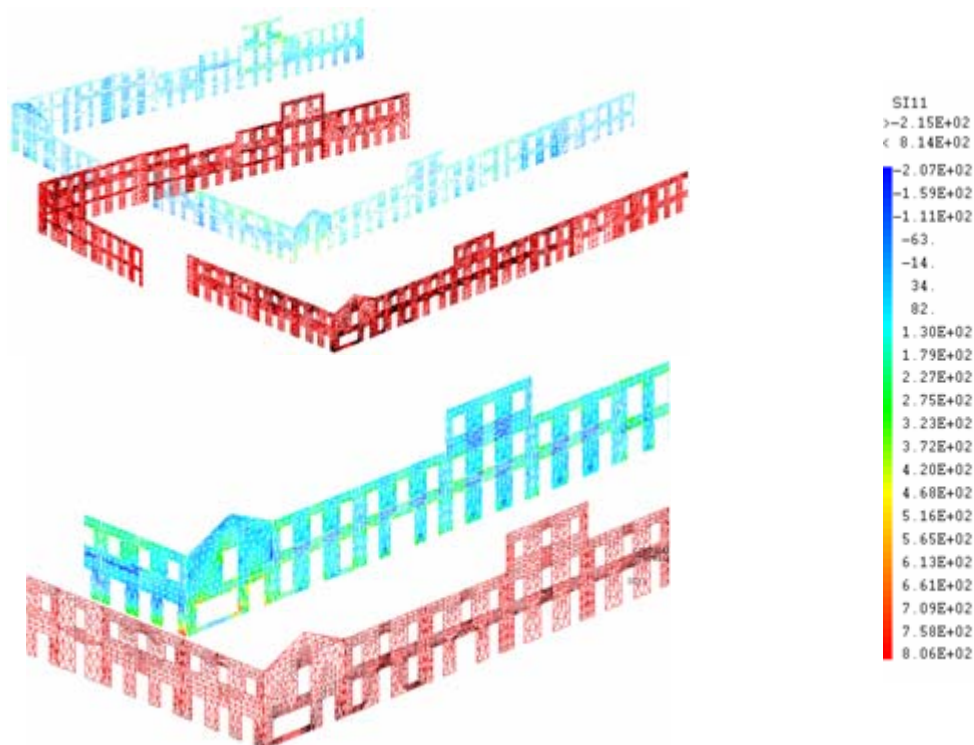
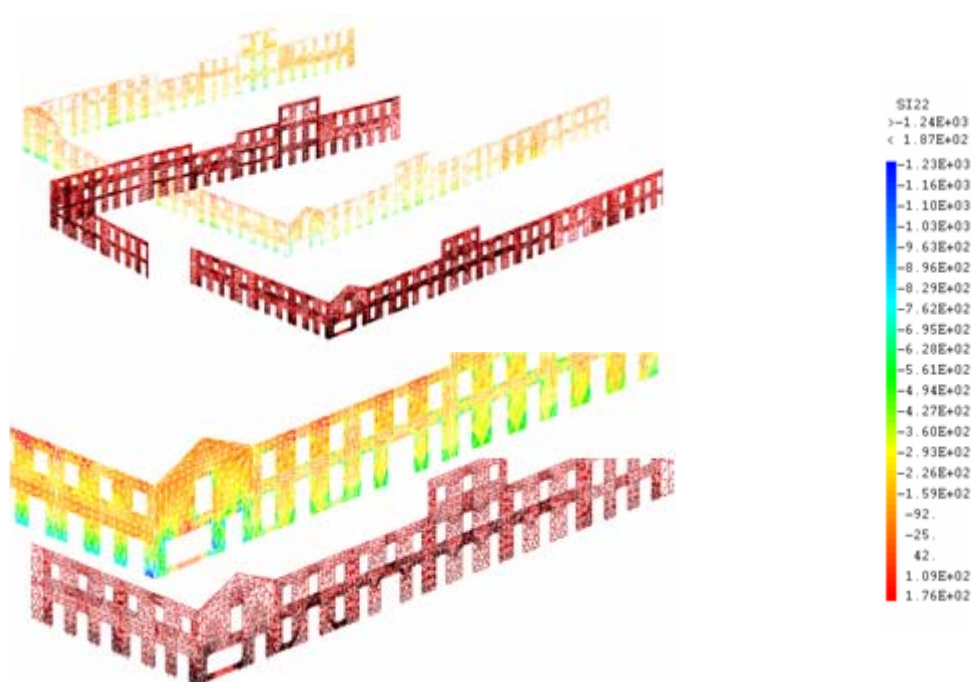


Fig. 6.40- Quartirão – modelo global calibrado com edifício dos correios com reforço 2. Tensões de tracção (kPa)



iii Comparações finais

Comparando os resultados das tensões nas paredes entre os três modelos (calibrado; calibrado com reforço 1 e calibrado com reforço 2) com auxílio do gráfico da Fig. 6.42 é possível concluir que existe um aumento dos esforços no modelo com o reforço 2, que tal como observado nos mapas e tensões, localizam-se precisamente nos locais reforçados. Este aumento é provocado pelo aumento de rigidez relativa das casas reforçadas, que embora mais resistentes absorvem mais esforços do comportamento global do quarteirão. O reforço 1 tem uma influência local, não se reflectindo nos valores máximos das tensões.

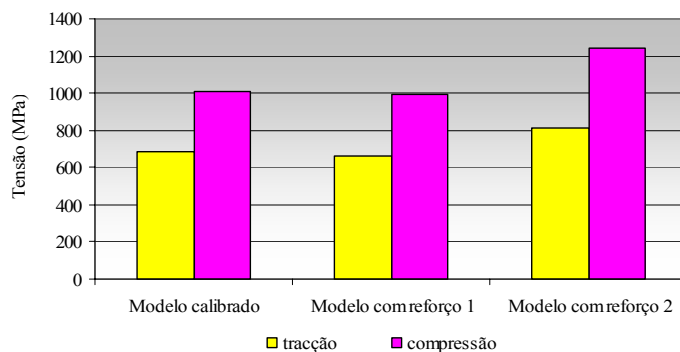


Fig. 6.42- Quarteirão – Tensões máximas

6.2.3.3 Análise sísmica - deslocamentos

Os deslocamentos preponderantes na zona 1 (Fig. 6.43) ocorrem na direcção longitudinal do quarteirão. Verifica-se igualmente que o reforço tipo 2 é o mais eficaz, mesmo nesta zona onde a parede que compõe o reforço 1 foi introduzida. Embora em qualquer dos casos os deslocamentos e os “drifts” não tenham valores muito elevados, os reforços diminuem consideravelmente os deslocamentos, podendo ser importante em outros locais das estruturas como os estudados no capítulo 5.

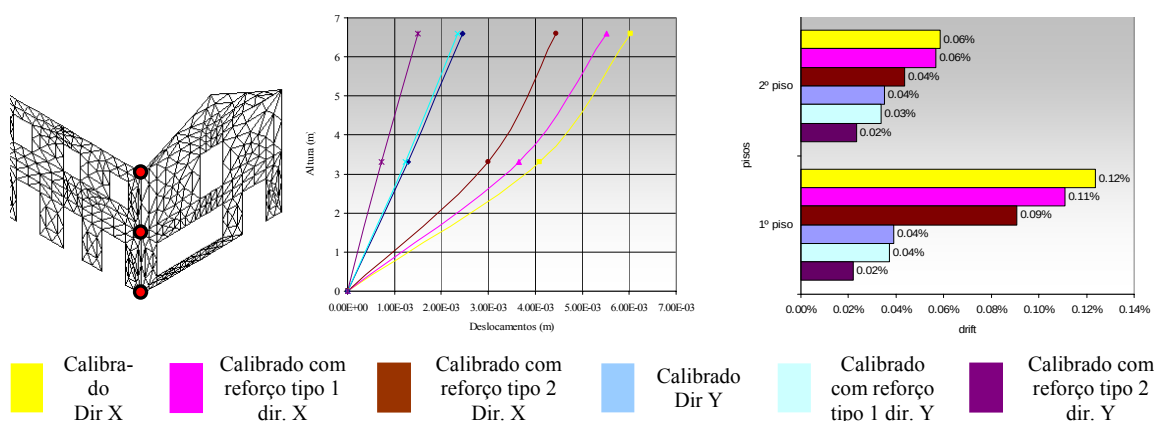


Fig. 6.43- Zona 1 - Deslocamentos

Nas restantes zonas, o reforço tipo 1 não introduz qualquer alteração nos deslocamentos, devido à sua localização específica. Relativamente ao reforço 2, verifica-se que se mostra muito eficaz na zona 2 (Fig. 6.44), quer na direcção longitudinal, quer na direcção transversal. Este facto reforça mais uma vez a grande predominância da influência das características das paredes nesta zona.

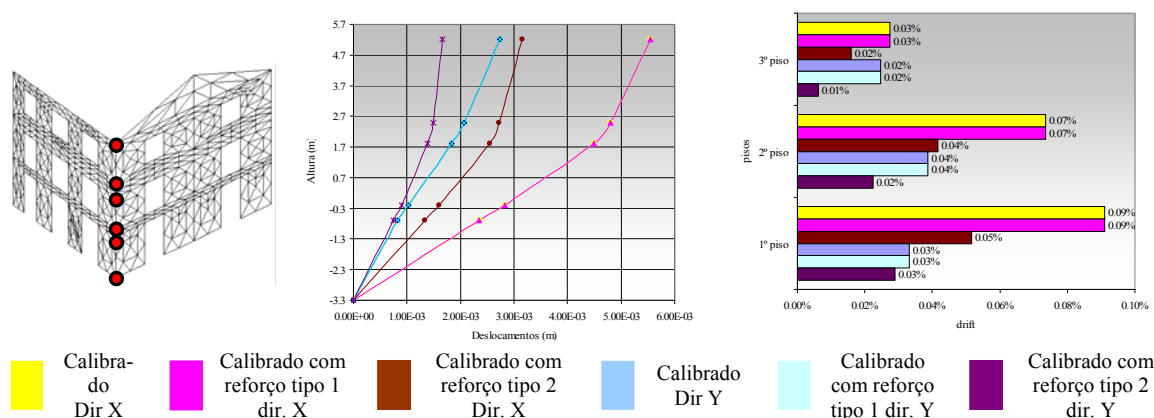
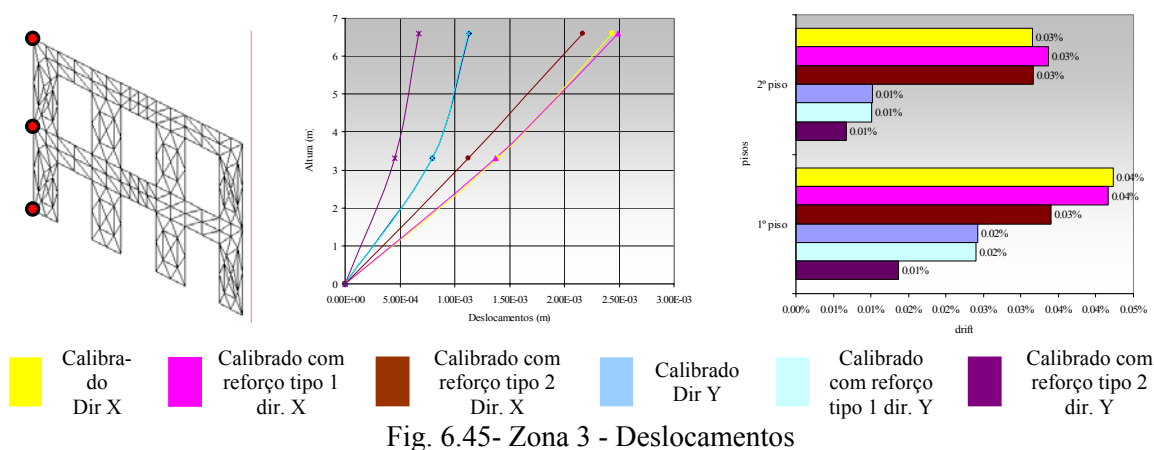
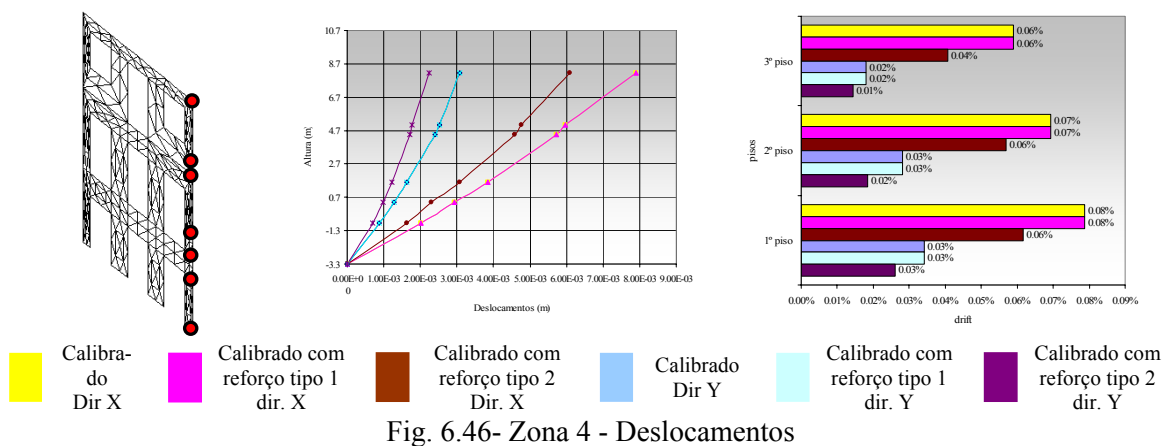


Fig. 6.44- Zona 2 - Deslocamentos

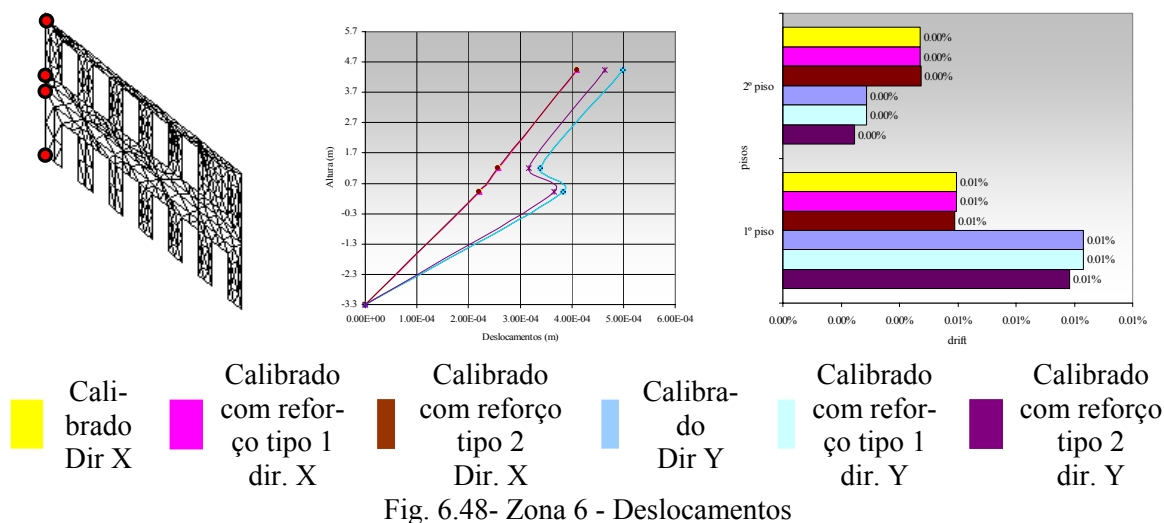
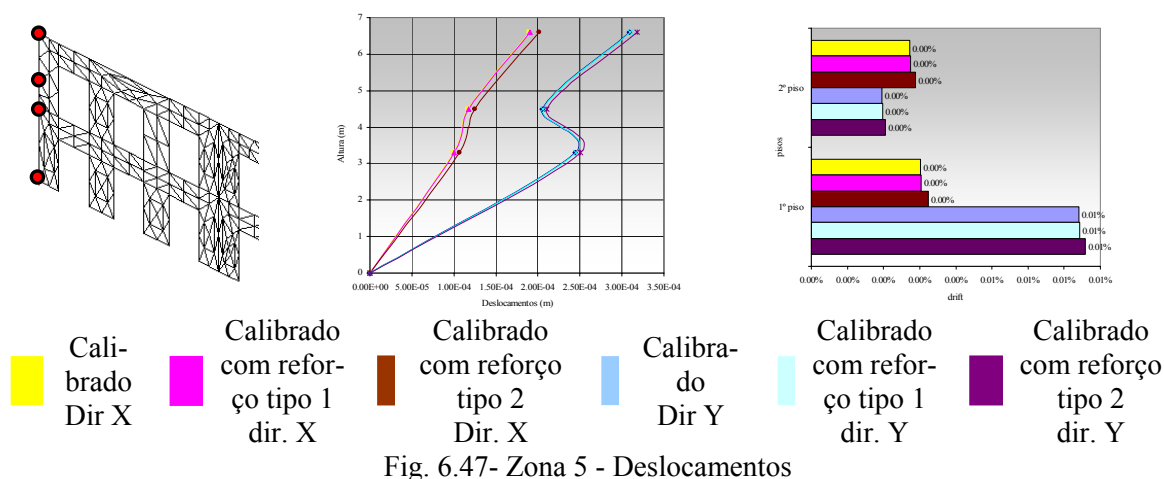
A zona 3 (Fig. 6.45), a meio da rua Comendador Ernesto Rebelo, sofre a influência do reforço 2 com uma diminuição dos deslocamentos, sendo estes muito baixos em qualquer dos casos.



A zona 4 (Fig. 6.46), estando localizada numa casa mais alta, apresenta deslocamentos mais elevados não atingindo no entanto valores que comprometam a segurança estrutural ($<0.1\%$). É visível a influência do reforço 2 na resposta da estrutura.



Nas zonas 5 e 6 (Fig. 6.47 e Fig. 6.48), os deslocamentos não são significativos devido à presença do edifício de betão.



6.2.4 Modelo global do quarteirão calibrado sem o edifício dos correios

A existência do edifício dos correios é relevante para a resposta dinâmica global do quarteirão, no entanto a sua consideração deve ser convenientemente estudada. O edifício dos correios é uma estrutura em betão armado, recente, com separação física das restantes estruturas por intermédio de uma “junta seca”, não existindo por isso ligações rígidas entre este e as restantes casas (Fig. 6.49).



Fig. 6.49- Quarteirão – ligação das estruturas tradicionais ao edifício de betão

O funcionamento conjunto depende por isso do movimento dos edifícios, do atrito entre eles e eventualmente de alguma adesão entre as superfícies. Se o edifício for empurrado a sua rigidez é mobilizada, no entanto se as estruturas de alvenaria o “puxarem” a rigidez (se existir) diminui gradualmente, podendo mesmo haver a separação física das estruturas. Se os movimentos se fizerem transversalmente ao quarteirão, é mobilizado o atrito existente entre as duas faces. O estudo numérico deste problema levou ao desenvolvimento de outros modelos, que baseado no calibrado, pudessem explicar convenientemente a influência deste elemento mais rígido. Para tal, foram efectuados estudos dinâmicos em três modelos com diferentes valores de rigidez de lajes (lajes com espessura calibrada, laje sem rigidez no seu plano e laje sem rigidez no seu plano reforçada em algumas casas). Com esta análise pretendeu-se avaliar a influência do edifício de betão, independentemente do tipo de funcionamento dos pavimentos. As análises sísmicas foram apenas efectuadas para o modelo calibrado sem edifício dos correios.

6.2.4.1 Modelo global do quarteirão sem edifício de betão com lajes e paredes calibradas

Foi desenvolvido o modelo numérico representado na Fig. 6.50 com os mesmos materiais do modelo “base” (capítulo 6.2.1) mas agora sem o elemento rígido no seu topo. Analisou-se a resposta da estrutura e avaliaram-se as diferenças do seu comportamento global.

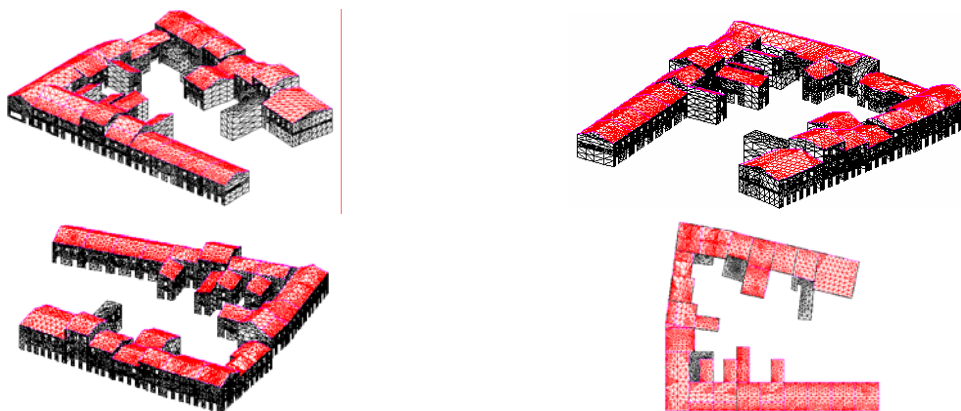


Fig. 6.50- Quarteirão – modelo global com os pavimentos calibrados sem edifício dos correios

Comparando os resultados da Fig. 6.51 com os da Fig. 6.3 pode-se verificar que existem algumas diferenças nos valores das frequências das estruturas junto ao edifício dos correios. As configurações modais não têm alterações significativas, variando apenas o valor da frequência associada. O primeiro modo por exemplo, deixa de mobilizar um dos cantos do quarteirão, mas sim a estrutura de topo da rua Serpa Pinto. O agora segundo modo tem praticamente as mesmas características do primeiro da estrutura com o edifício dos correios.

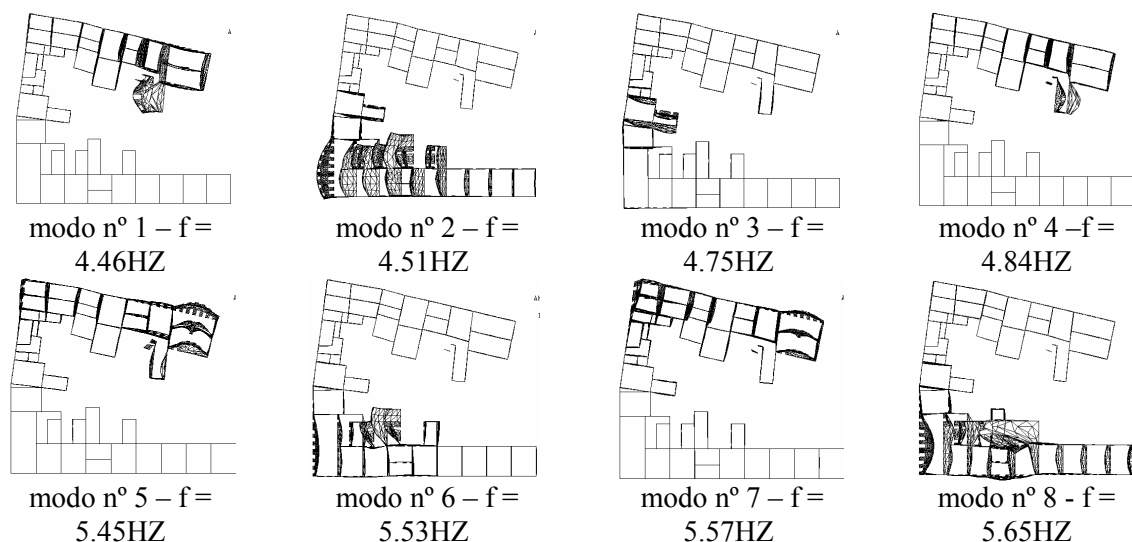


Fig. 6.51- Quarteirão – modelo global com os pavimentos calibrados sem edifício dos correios.
Modos de vibração

A existência de um edifício rígido no topo do quarteirão não se mostra muito condicionante do comportamento global do mesmo, tendo apenas efeitos locais nas estruturas mais próximas.

6.2.4.2 Modelo global do quarteirão sem edifício de betão com paredes calibradas e lajes sem rigidez no seu plano

No caso da inexistência de rigidez dos pavimentos no seu plano (Fig. 6.52), e comparando os resultados com os obtidos com o edifício de correios, observa-se que as diferenças não são significativas, estando as maiores variações também localizadas na proximidade das juntas com o edifício de betão. A casa nº 18 da rua Serpa Pinto é mobilizada no primeiro modo acompanhada por deformações na casa nº 16 essencialmente no corpo das traseiras.

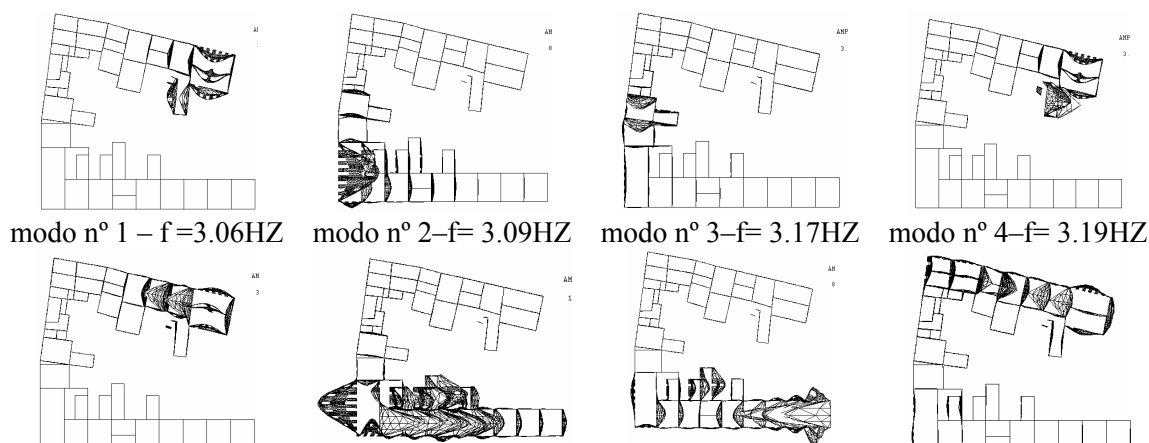


Fig. 6.52- Quarteirão-modelo global sem edifício dos correios com pavimentos sem rigidez no plano. Modos de vibração

6.2.4.3 Modelo global do quarteirão sem edifício de betão com paredes calibradas e lajes com rigidez em apenas quatro casas

O reforço das lajes foi igualmente incluído nesta análise tendo-se obtido os resultados da Fig. 6.53. A eficácia dos reforços no quarteirão é pouco influenciada pela existência do edifício dos correios. O 2º e 6º modos que mobilizam o canto 1 perdem significado e expressão, tendo um aumento de frequência de cerca de 20%. O modo nº 8, embora continuando a ser mobilizado, diminui a sua expressão e o número de casas mobilizadas. Permanecem os modos de elementos locais com heterogeneidades em planta (modo nº 5, 6 e 7) ou com maiores dimensões sendo mobilizados na direcção transversal (modo nº 1).

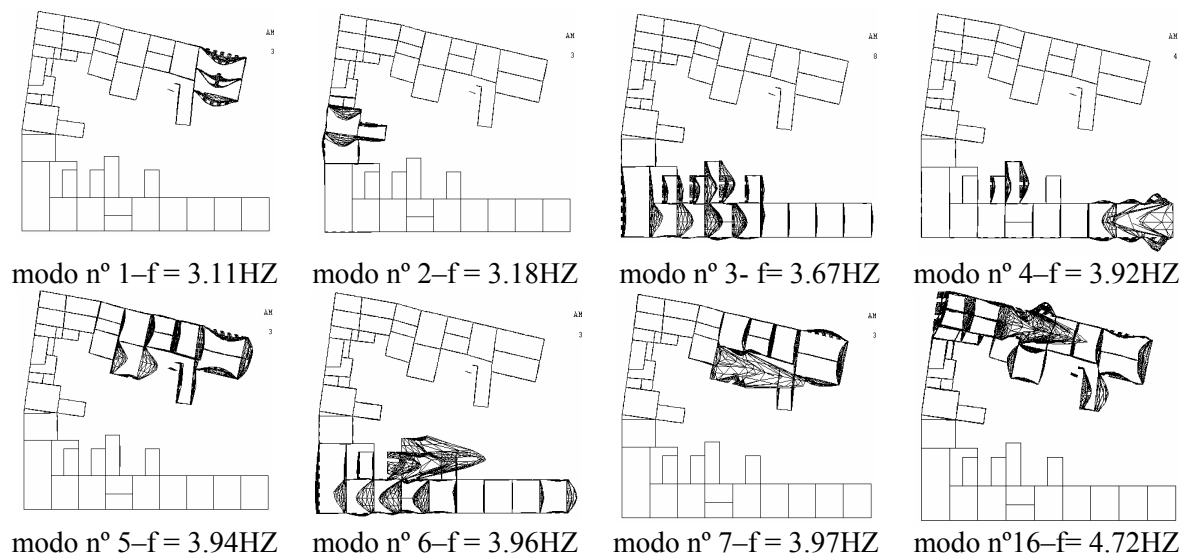


Fig. 6.53- Quarteirão – modelo global sem edifício dos correios com pavimentos sem rigidez no plano e reforçado. Modos de vibração

Dos gráficos da Fig. 6.54 e observando paralelamente os modos correspondentes, pode-se verificar que o reforço atinge com maior eficácia os modos do canto 1 e da casa nº 16. A existência de paredes-mestras interiores nas casas do canto 2 e ao longo da Rua Serpa Pinto limitam a influência do efeito de grupo. Veja-se por exemplo que o modo nº 18 do modelo sem rigidez, mobiliza um conjunto de estruturas e não apenas uma parede.

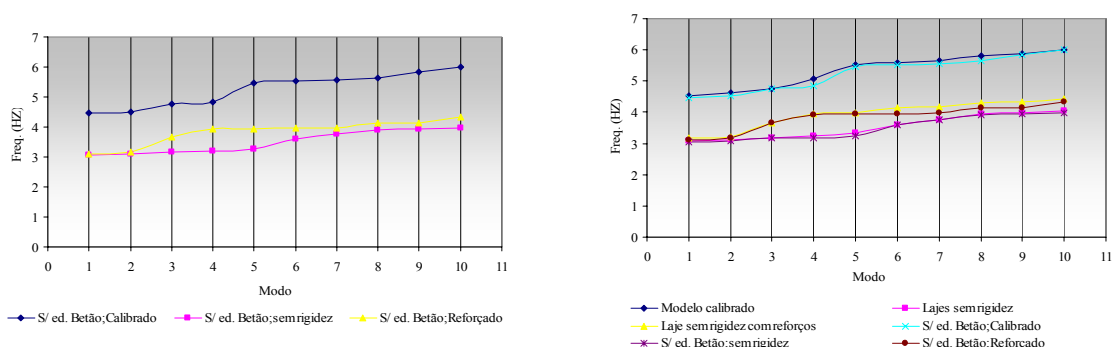


Fig. 6.54 Quarteirão sem edifício dos correios– Influência do reforço nas frequências do quarteirão

Os resultados modais, considerando ou não o edifício de correios são sensivelmente iguais, independentemente da rigidez dos pisos considerada. Se por outro lado se analisar a variação das frequências dos cantos 1 e 2 e da casa 16, pode-se concluir:

- O edifício dos correios não tem influência nos modos nestes elementos.
- O canto 1 e a casa 16 têm grande influência da rigidez dos pisos e o reforço dos seus pavimentos tem razoável eficácia. O canto 2 tem menor influência dos pavimentos e o seu reforço isolado parece ineficaz.

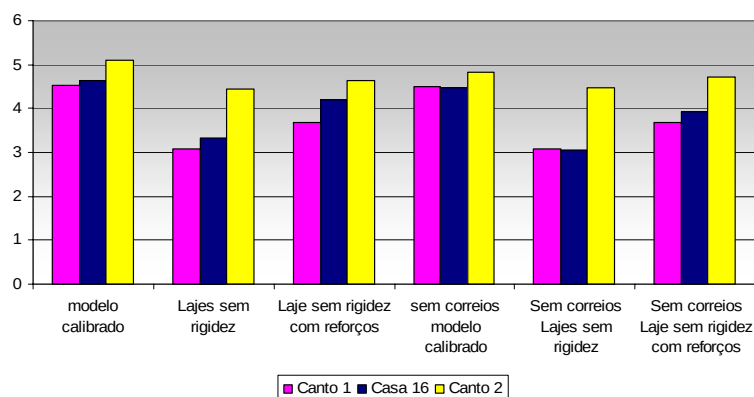


Fig. 6.55 Quarteirão sem edifício dos correios; Influência do reforço nas frequências do quarteirão

Para além dos resultados numéricos é importante referir que a ligação das estruturas na zona das juntas entre o edifício de betão e os edifícios de alvenaria é conferida apenas pelo atrito entre os dois materiais na direcção transversal e pelo contacto devido a deslocamentos em sentidos opostos

na direcção longitudinal. Sendo estruturas independentes, não mobilizam tracções naquela zona, pelo que a consideração do elemento de betão pode não ser o modo mais adequado para avaliar o comportamento global. Os resultados obtidos, mostram no entanto que a influência do edifício dos correios não é elevada nas zonas mais esforçadas. Em outros casos no entanto, pode ser importante avaliar de uma forma mais completa o tipo de comportamento existente neste tipo de juntas.

6.2.4.4 Análise sísmica - tensões

A influência do edifício dos correios foi analisada ao nível das tensões com base no modelo da Fig. 6.50. Ao contrário do efectuado na análise dos resultados dinâmicos, apenas se apresentam e analisam os resultados das tensões do modelo sem edifício de betão mas com os pavimentos com as características calibradas. Assim na Fig. 6.56 a Fig. 6.58 representam-se as tensões principais de tracção e compressão nas fachadas principais dos edifícios.

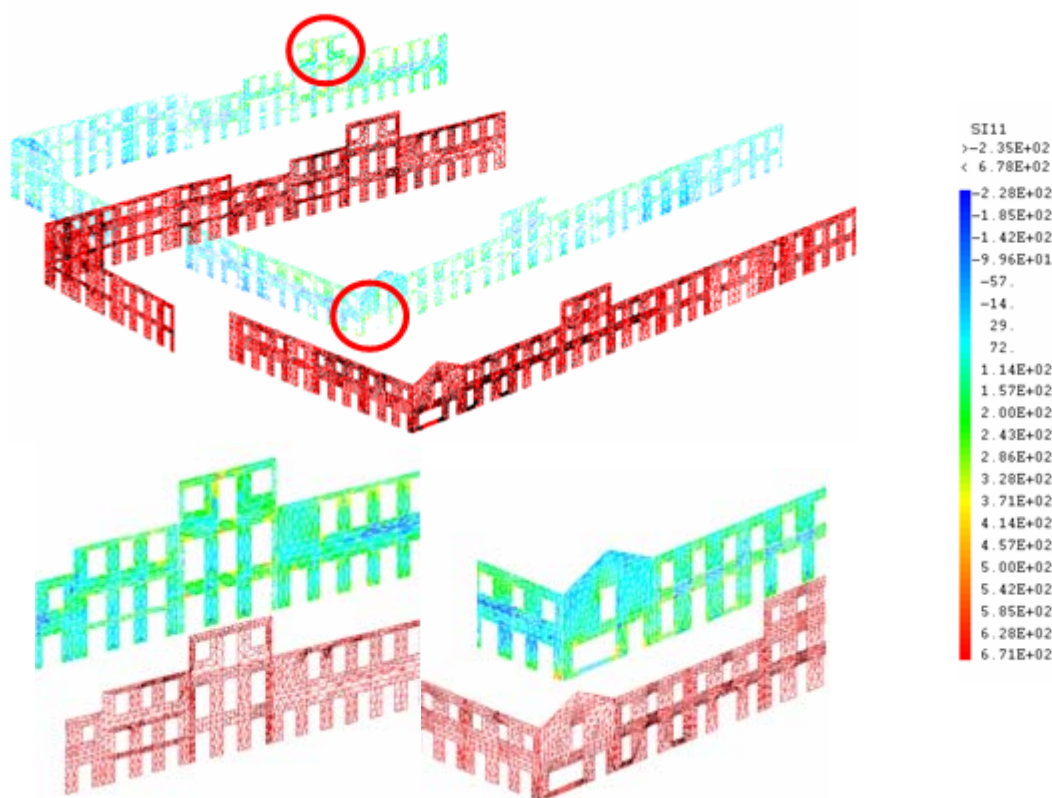


Fig. 6.56- Quarteirão; modelo global sem edifício dos correios com rigidez. Tensões de tracção (kPa).

Os valores das tensões, 1043kPa de compressão e 677 kPa de tracção são muito semelhantes aos observados nas Fig. 6.7e Fig. 6.8, não havendo por isso grande influência do edifício de betão

nos valores máximos das tensões. Existem no entanto algumas diferenças nos edifícios próximos do edifício de betão.

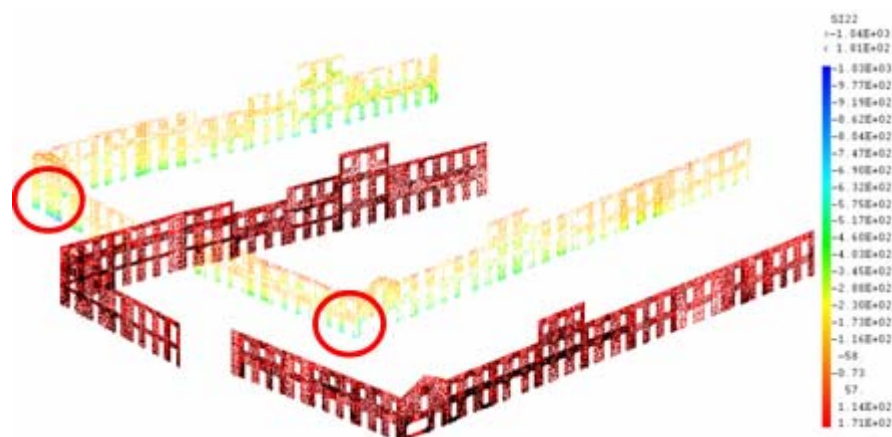


Fig. 6.57 Quarteirão; modelo global sem edifício dos correios com rigidez. Tensões de compressão (kPa).

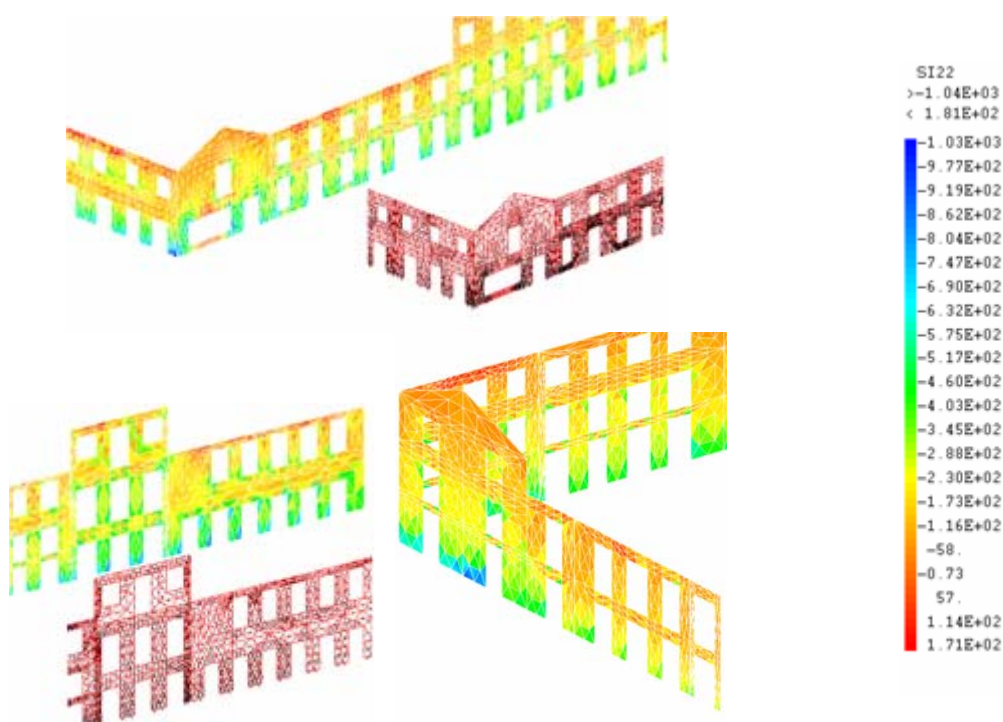


Fig. 6.58 Quarteirão; modelo global sem edifício dos correios com rigidez. Tensões de compressão (kPa).

Os cantos e a casa nº 16 estão localizados já a alguma distância do edifício de betão, sofrendo pouca influência daquele. Por outro lado são locais com um comportamento dinâmico próprio e localizado, quase independentes do comportamento das estruturas mais afastadas. A influência do edifício de betão poderia ser maior no caso de não existirem edifícios no topo oposto (Travessa Sá de Noronha). Neste caso poderia existir um efeito de encastramento da banda das casas no edifício

que condicionaria o comportamento das estruturas de alvenaria. Este comportamento poderia ser visível, embora com menor intensidade no caso da inexistência do edifício de betão, funcionando as estruturas da travessa como encastramento das localizadas em banda nas ruas Serpa Pinto e Comendador Ernesto Rebelo, originando ligeiros aumentos das tensões nos elementos mais próximos do “encastramento”. No entanto a menor rigidez dos cantos das estruturas em alvenaria tradicional, sendo mesmo os pontos com menores frequências não permitem a mobilização do “encastramento fictício”. Em trabalhos futuros, poder-se-á avaliar mais aprofundadamente o comportamento da junta entre os dois tipos de estruturas. Neste trabalho, no entanto, a baixa influência do edifício no comportamento global, particularmente nos locais mais vulneráveis foi importante, na medida em que valida as tensões máximas obtidas e os estudos efectuados, independentemente da existência do edifício.

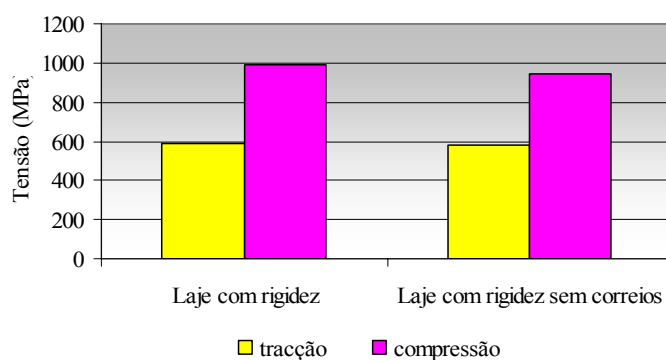
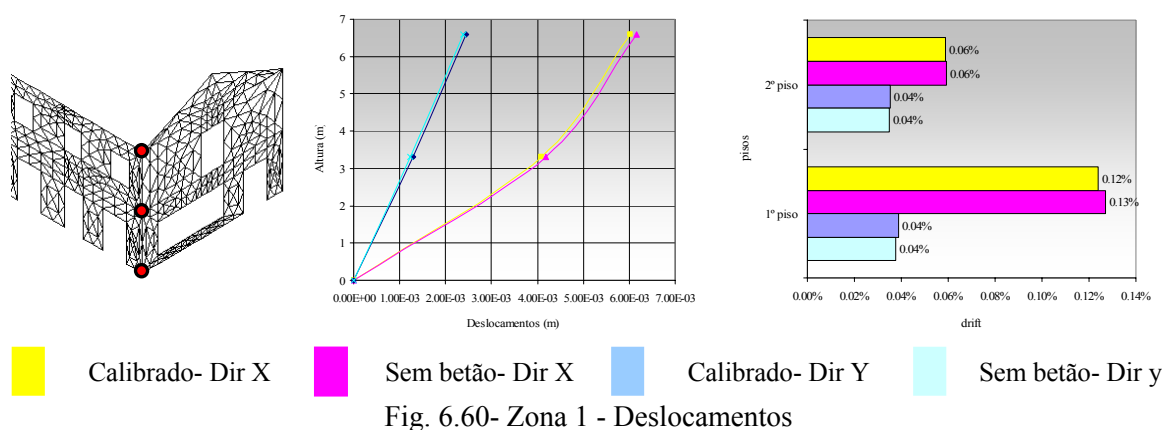


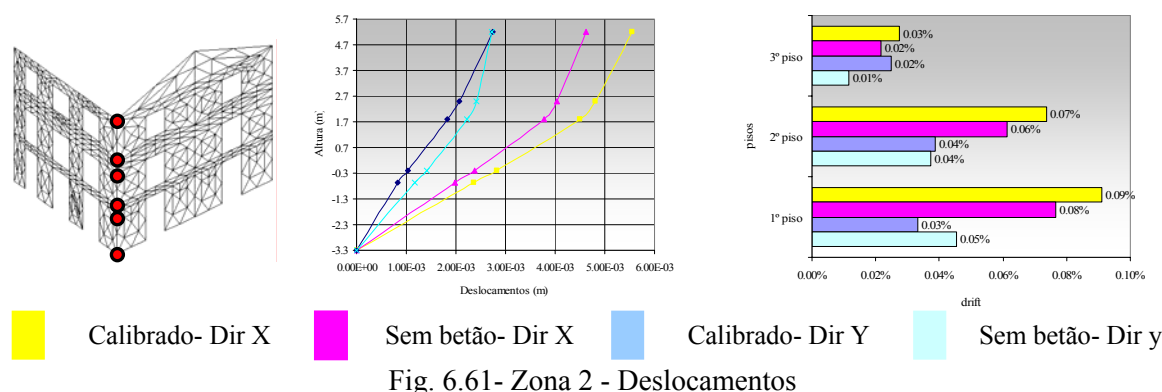
Fig. 6.59- Quarteirão; Tensões máximas

6.2.4.5 Análise sísmica - deslocamentos

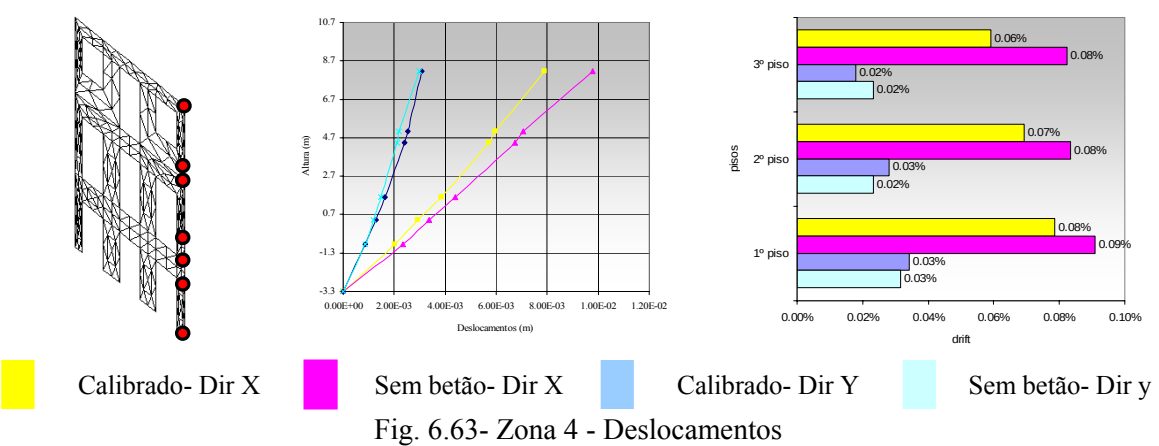
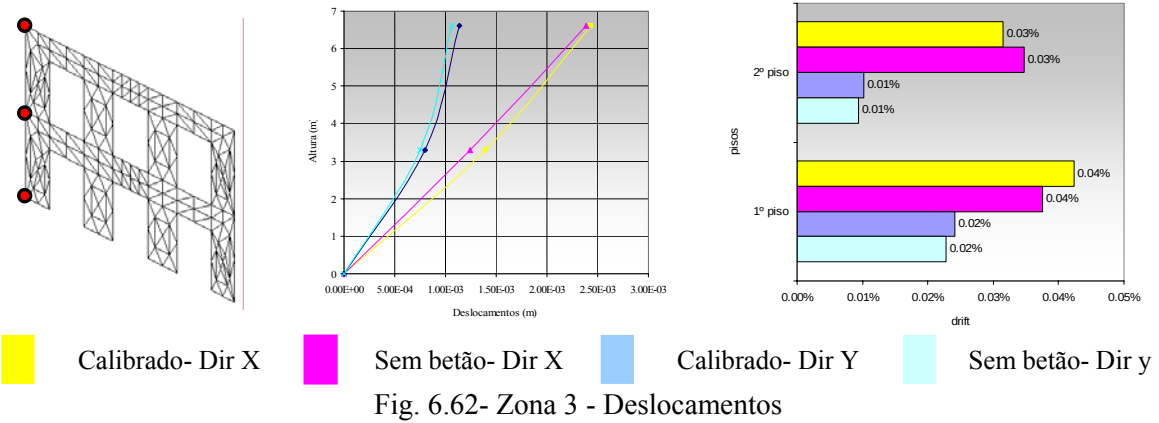
Nas figuras seguintes (Fig. 6.60 a Fig. 6.65), pode-se observar a influência do edifício de betão nos deslocamentos globais do quarteirão. Desde logo se verifica que a influência dos correios aumenta com a proximidade. Assim as zonas 1 e 2 (Fig. 6.60 e Fig. 6.61) têm um comportamento quase independente da existência do edifício de betão no topo oposto, as zonas 3 e 4 (Fig. 6.62 e Fig. 6.63) sofrem já alguma influência e as zonas 5 e 6 (Fig. 6.64 e Fig. 6.65) são muito influenciadas pela presença do elemento mais rígido.



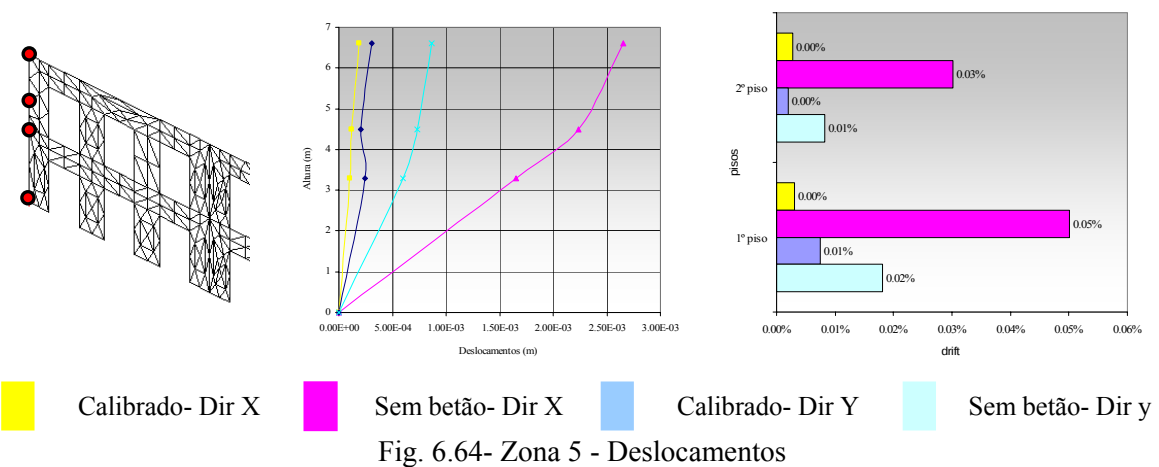
Os deslocamentos da zona 2 mostram uma maior influência do edifício de betão. De facto, observando os resultados modais da Fig. 6.51 constata-se que o modo que mobiliza a zona 2 tem alguma influência das casas mais próximas do quarteirão o que não acontece com a zona 1 mais “independente”.

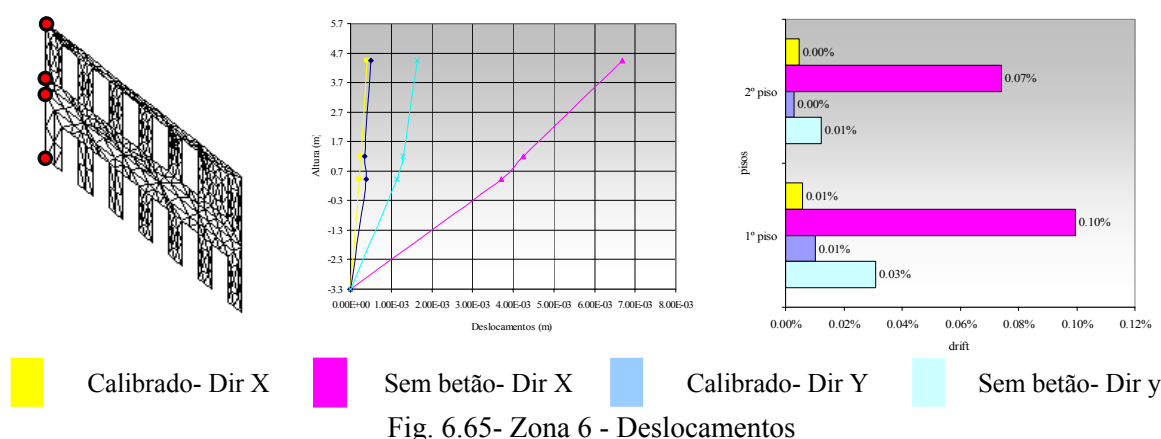


Nas zonas 3 e 4, passa-se sensivelmente o mesmo das zonas 1 e 2. A zona 3 localizada na rua Comendador Ernesto Rebelo tem menos influência do que a casa nº 16 que se situa no alinhamento da rua Serpa Pinto, mais rígido mas com comportamento mais uniforme. Para além disso, a casa nº 16 com três pisos, sendo mais flexível que as vizinhas, tendendo a ter um comportamento mais isolado é mais dependente da rigidez das estruturas vizinhas.



Ao contrário das zonas 1 a 4, as zonas 5 e 6 encostadas ao edifício de betão têm variações significativas nos seus deslocamentos.





Os deslocamentos atingem no máximo 7mm com “drift” a atingir 0.1%. São valores que por si só não são suficientes para provocar algum colapso nas estruturas, no entanto o aumento verificado pode provocar noutros locais das paredes deslocamentos mais elevados. É interessante verificar que os deslocamentos na direcção longitudinal são significativamente maiores do que na direcção transversal. Tendo a ligação entre edifícios características de “junta seca” é previsível que durante um sismo as estruturas próximas do edifício dos correios sofram deslocamentos mais elevados aproximando-se no limite dos resultados desta análise numérica.

6.3 MODELO DO QUARTEIRÃO “FICTÍCIO” SÓ COM CASAS

No seguimento da análise da influência do edifício de betão, procurou-se generalizar a análise do quarteirão, a outros idênticos mas só constituídos por estruturas de alvenaria tradicional. Trata-se evidentemente de uma hipótese fictícia mas que pode ser útil na validação e consideração deste estudo em outros que se possam vir a realizar com estruturas idênticas. Este novo modelo é baseado no modelo real calibrado, com duas diferenças essenciais:

- Substituição do edifício de betão por estruturas de alvenaria
- Supressão do desnível considerado entre as Ruas Serpa Pinto e Comendador Ernesto Rebelo, nivelando todas as casas.



Fig. 6.66- Quarteirão – modelo global fictício só com estruturas de alvenaria tradicional.

Foram efectuadas as análises dinâmicas e sísmicas para esta “nova” estrutura, tendo por base os materiais utilizados no quarteirão no capítulo anterior e os pavimentos com rigidez no plano.

6.3.1 Análise dinâmica

A análise dinâmica conduziu aos modos de vibração representados na Fig. 6.67.

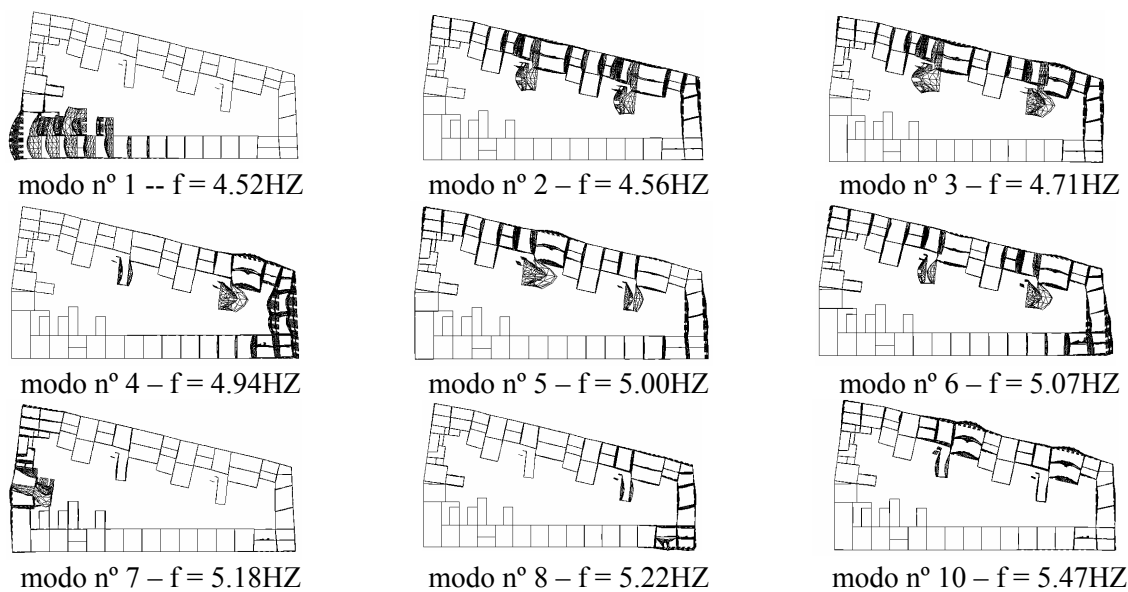


Fig. 6.67- Quarteirão – modelo global fictício- Modos de vibração.

Os modos observados, mostram mais uma vez os cantos como os locais mais flexíveis com menores frequências. Os edifícios mais altos, simulados na Rua Serpa Pinto, (agora com duas casas mais altas) provocam descontinuidades no comportamento estrutural global. É interessante verificar que as casas da Rua Comendador Ernesto Rebelo afastadas dos cantos têm frequência mais elevada devido à homogeneidade das construções existentes. São visíveis igualmente os modos que mobilizam os anexos nas traseiras das casas que materializam as heterogeneidades em planta. No 4º modo deste quarteirão, vê-se que um dos topos do quarteirão se deforma perpendicularmente ao seu desenvolvimento. Este comportamento não havia ocorrido na travessa Sá de Noronha, provavelmente devido à maior dimensão das paredes meeiras, localizadas principalmente numa das casas que conferiu àquela zona maior rigidez. Este modo é também provocado pela grande proximidade dos cantos, que sendo fisicamente equivalentes, interagem provocando este efeito global.

De uma maneira geral, e relativamente ao quarteirão existente, não existem diferenças significativas nos modos das estruturas mais flexíveis aí observados.

6.3.2 Análise sísmica de tensões

Efectuaram-se igualmente algumas análises sísmicas, cujos resultados se apresentam de seguida. Os resultados obtidos permitem observar algumas concentrações de tensões não existentes no modelo calibrado. Verifica-se em primeira análise que as tensões de tracção e compressão nos cantos, e na casa nº 16 (Fig. 6.68) são semelhantes aos obtidos no modelo calibrado.

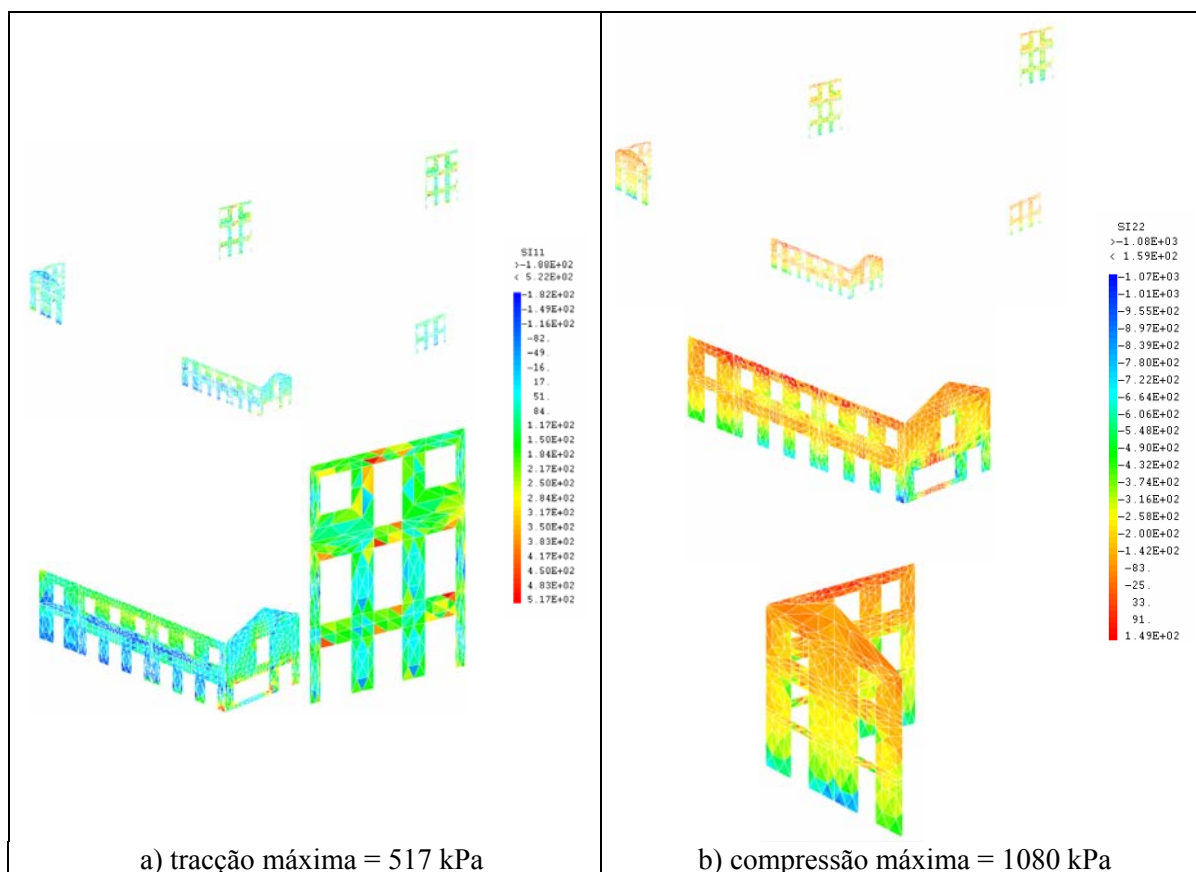


Fig. 6.68 - Quarteirão – modelo global fictício - Tensões máximas em algumas casas.

Este facto é importante, principalmente na zona 1 (ver cap. 6.2), uma vez que reforça a sua “independência” da parte do quarteirão mais afastada.

Um dos resultados interessantes verificados é a concentração de tensões na casa assinalada na Fig. 6.69.

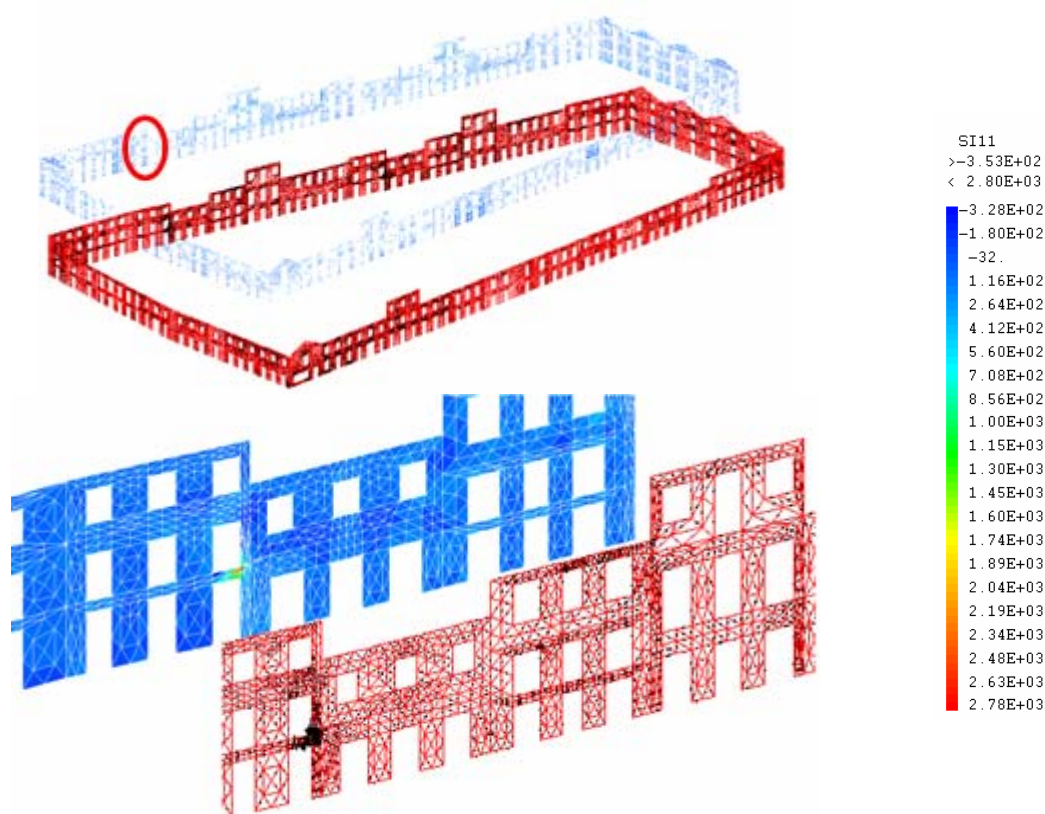


Fig. 6.69- Quarteirão – modelo fictício global com rigidez dos pavimentos. Tensões de tracção (kPa).

Confrontando os resultados dinâmicos desta solução (Fig. 6.67-modo nº 2) com os do modelo calibrado (Fig. 6.3 – modo nº 4), pode-se constatar que o aumento do número de construções de alvenaria no alinhamento da rua Serpa Pinto, provocou uma diminuição de rigidez dessa zona relativamente ao canto. Assim sendo, as cargas sísmicas são em parte transmitidas ao canto (agora mais rígido), provocando concentrações de tensões junto àquele local. No caso assinalado em que a tensão é bastante elevada, existe uma descontinuidade no nível das lajes, o que provoca aumentos bruscos de esforços na parede. Nas situações anteriores, este comportamento não era tão visível, uma vez que o canto era mais flexível e transmitia as suas forças ao longo do alinhamento da travessa Sá de Noronha, a qual devido à grande inclinação tinha os seus apoios a cotas variáveis, chegando à cota do piso 1 da rua Serpa Pinto.

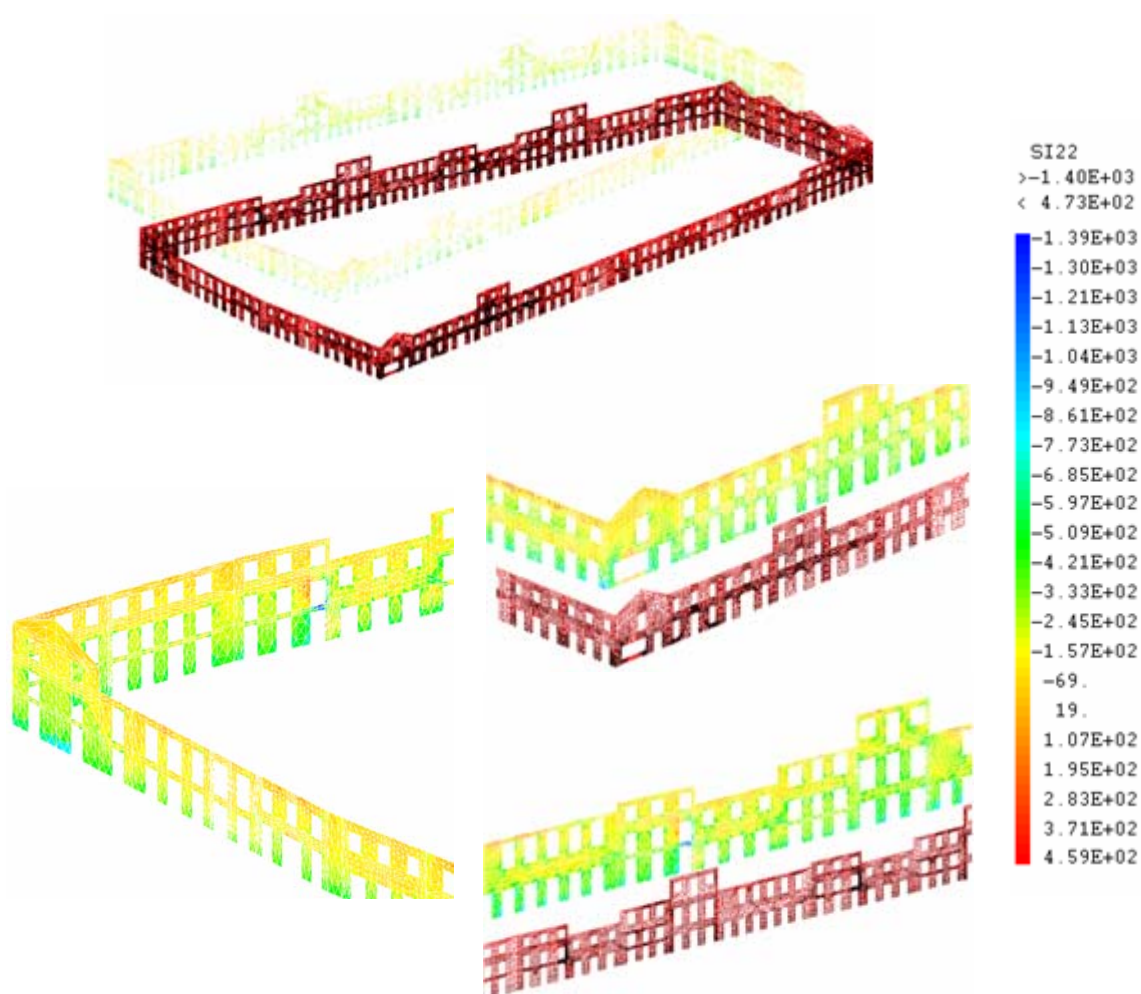
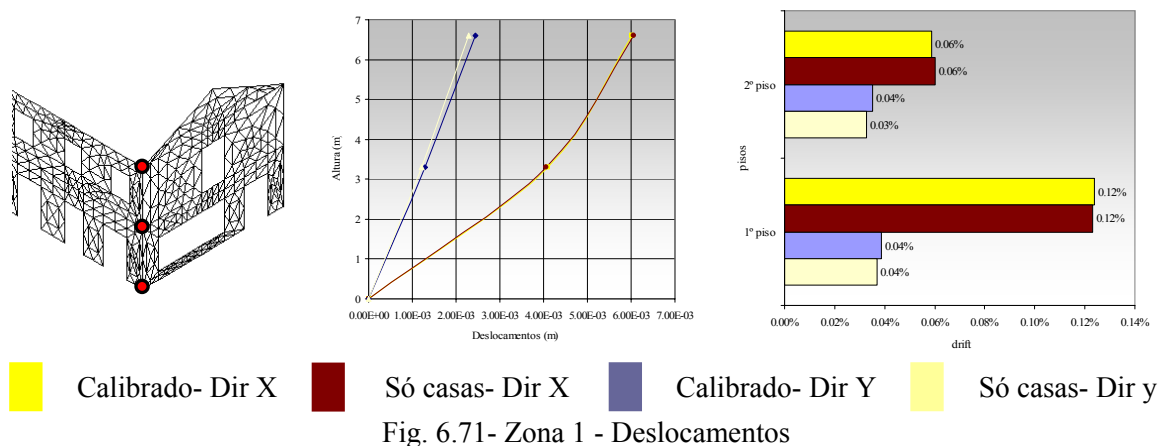


Fig. 6.70- Quarteirão – modelo fictício global com rigidez dos pavimentos. Tensões de compressão (kPa).

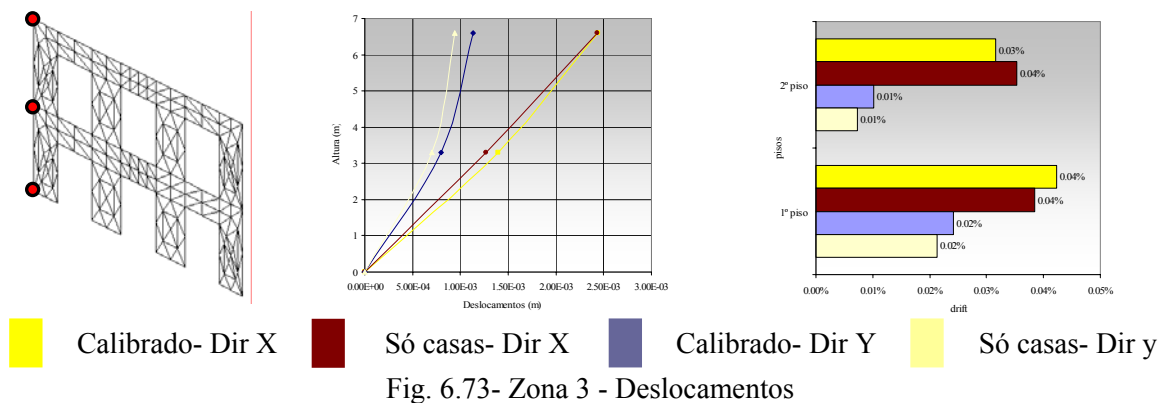
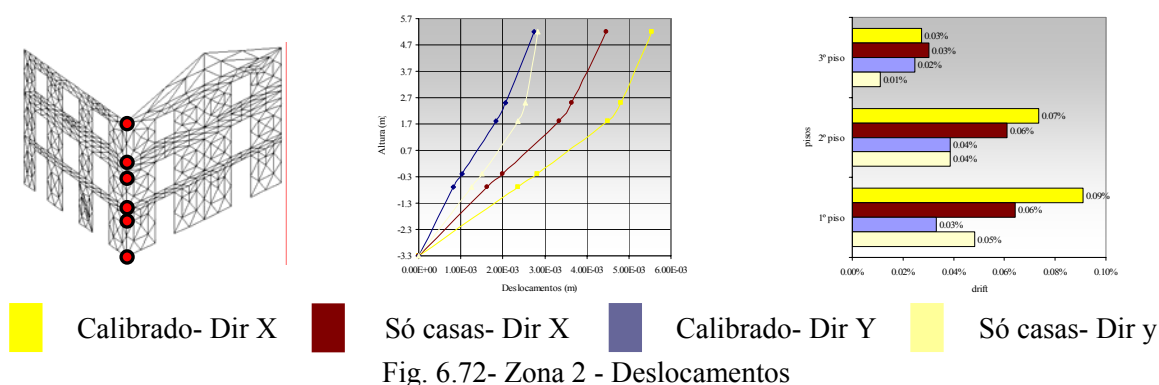
Como se pode constatar, estes dois efeitos conjugados aumentam localmente as tensões. Este facto é importante, uma vez que salienta este tipo de locais com descontinuidades nas lajes. Tendo estes, rigidez no seu plano, as descontinuidades podem provocar tensões de flexão e corte nas paredes comprometendo localmente a sua estabilidade. São zonas a que se deverá dar atenção de forma a minimizar possíveis problemas.

6.3.3 Análise sísmica de deslocamentos

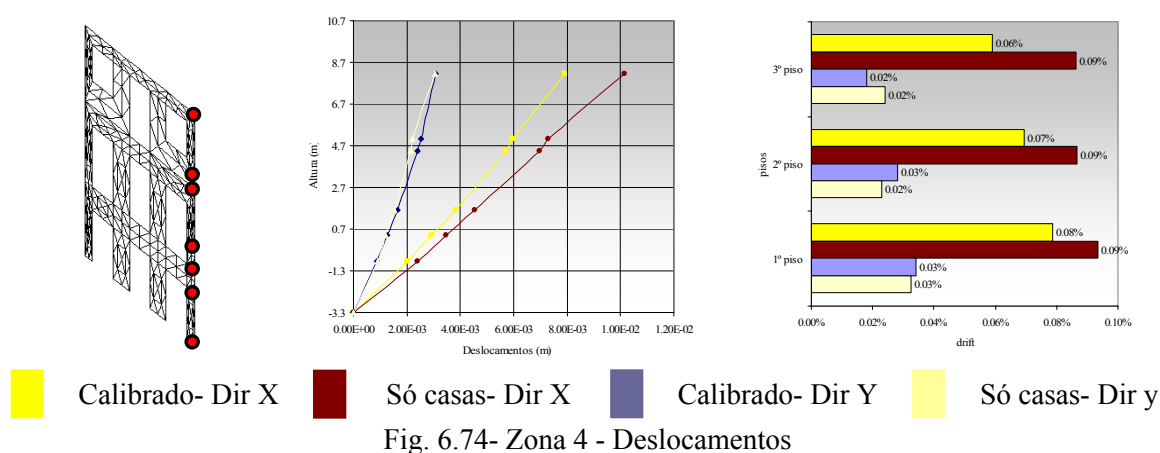
Os deslocamentos na zona 1 (Fig. 6.71) provam mais uma vez a baixa influência da alteração do modelo no comportamento daquele canto.



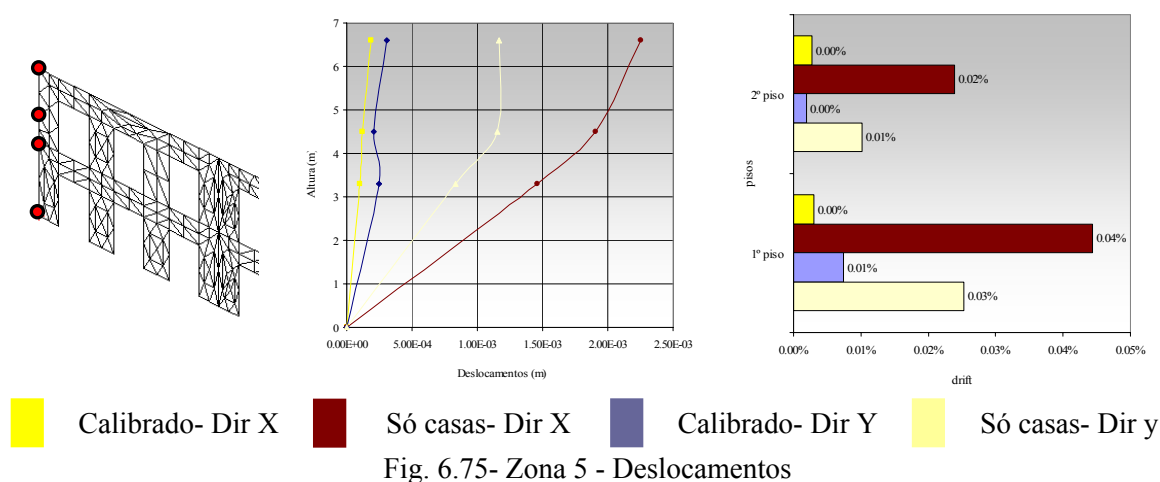
Pelo contrário no canto da zona 2 (Fig. 6.72), observam-se diferenças de deslocamentos. Verifica-se que o modelo calibrado é nesta zona mais “flexível”. De facto no modelo calibrado, um dos modos mobiliza o canto em conjunto com um elevado número de casas vizinhas no alinhamento da rua Serpa Pinto. Pelo contrário no modelo só com casas, este canto é menos mobilizado, sendo apenas solicitada pelos movimentos conjuntos das estruturas ao longo da Rua Serpa Pinto. Relativamente à zona 3 (Fig. 6.73), não são visíveis grandes alterações, aliás como acontece no mesmo alinhamento mas na zona 1.

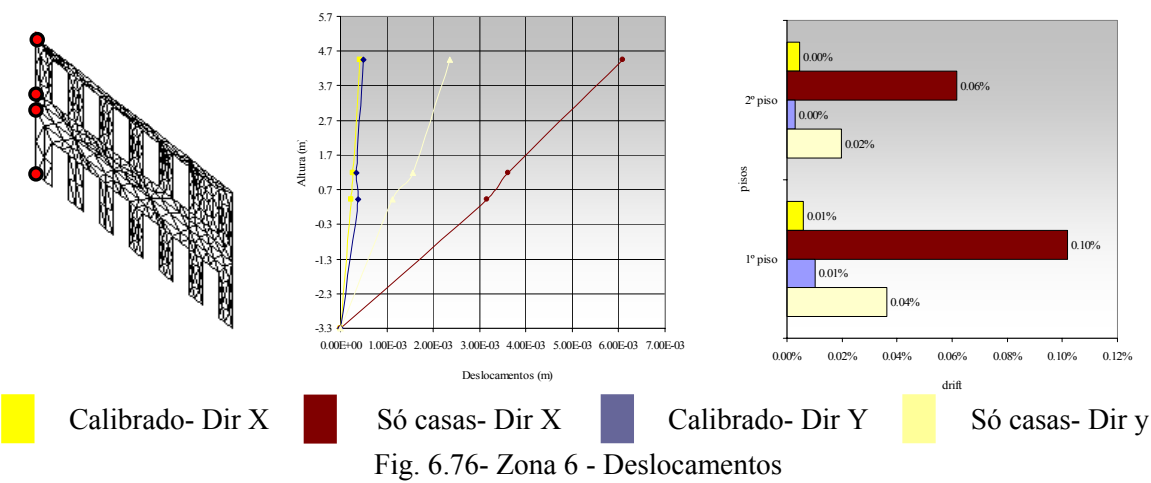


A zona 4 (Fig. 6.74) está localizada num local que sofreu algumas alterações no seu comportamento dinâmico. Em sequência do que já foi dito anteriormente, a supressão do edifício de correios e a sua substituição por um conjunto de casas provocou uma flexibilização do comportamento global dessa zona. Saliente-se por exemplo que nesta zona foram consideradas duas casas do tipo da casa 16, que por si só condicionam o comportamento das vizinhas. O maior deslocamento na hipótese do quarteirão fictício está assim justificado. A diferença é visível apenas na direcção longitudinal do quarteirão, que é a mais mobilizada nas configurações modais já apresentadas.

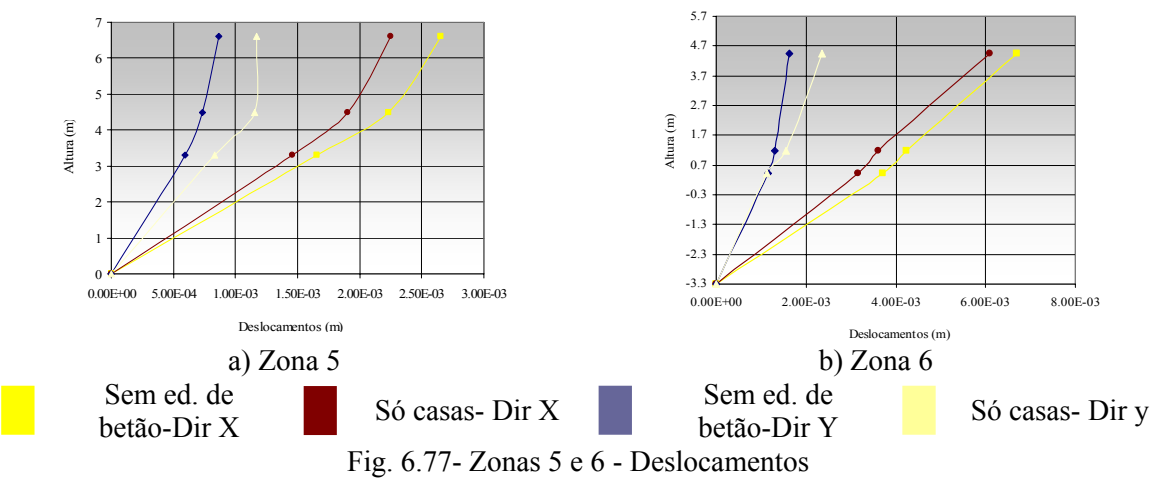


Relativamente às zonas 5 e 6 (Fig. 6.75 e Fig. 6.76) são visíveis os aumentos dos deslocamentos em ambas as direcções, devido essencialmente à inexistência do edifício de grande rigidez existente no modelo calibrado.

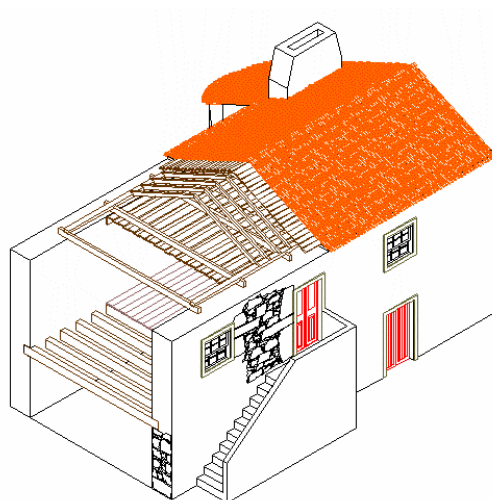




Se for feita ainda uma comparação dos deslocamentos das zonas 5 e 6 com o modelo calibrado sem edifício de betão observam-se os resultados da Fig. 6.77 nos quais se verifica que os deslocamentos sem edifício de betão são maiores na direcção longitudinal mas menores na direcção transversal. Neste último caso as diferenças são menos significativas e podem estar associadas ao aumento de massa mobilizada na zona que apesar da maior rigidez provoca deformações maiores.



6.4 SOLUÇÕES DE REFORÇO



6.4.1 Modos de Prever ou Remediar os efeitos causados pelas Solicitações Sísmicas - Geral.

As acções sísmicas são normalmente as mais gravosas que actuam numa edificação. Para além da sua grande intensidade, acresce o facto de as estruturas de alvenaria, de uma forma geral, não serem dimensionadas tendo em conta as acções horizontais. Daí que se tenham estudado diferentes modos de reforçar estes edifícios por forma a oferecerem maior resistência aos sismos. Estes reforços podem actuar melhorando o comportamento global da estrutura ou reduzindo os efeitos dos sismos.

6.4.1.1 Melhoramento do comportamento estrutural

Uma das formas de melhoramento estrutural consiste no melhoramento das características dos materiais (injecções - Fig. 6.78).

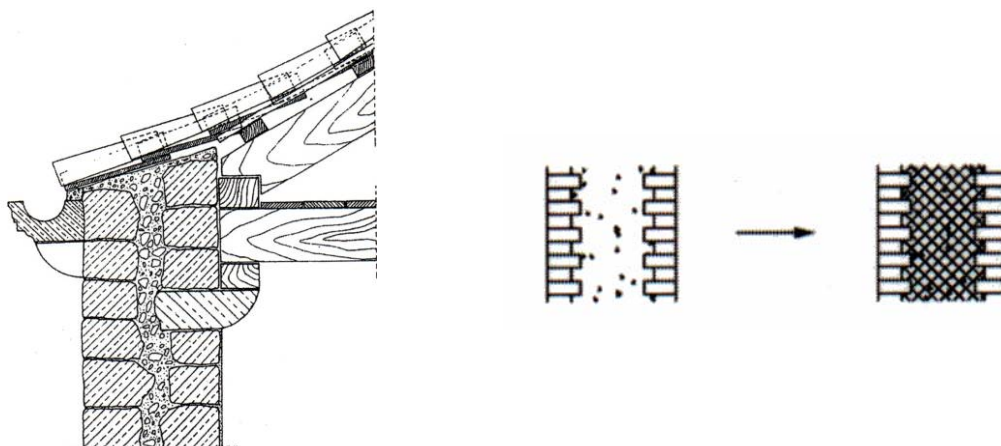
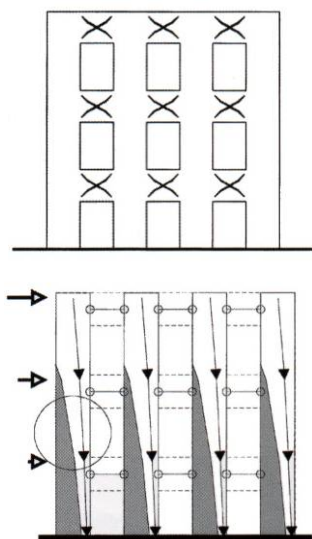


Fig. 6.78 Injecções nas paredes

Este processo contém variadas metodologias de forma a obter materiais mais resistentes. Um dos materiais que muitas vezes deve ser reforçado é a argamassa (elemento de ligação dos blocos) que por intermédio de injecções pode ser melhorada. Estas metodologias de melhoramento dos materiais estão directamente associadas ao tipo de elemento e ligações entre blocos (já referidos) existentes na estrutura.

O tipo de reparações a efectuar pode ser baseado no tipo de fendas observadas ou pela distribuição física dos estragos. Deve-se ter em atenção os locais considerados como os mais frágeis como os painéis da parede imediatamente abaixo das janelas ou dos apoios da laje. É importante averiguar qual dos comportamentos (flexão ou esforço transversal) é o mais condicionante para desse modo intervir convenientemente (Crocì, G., 1998).



a) Comportamento tipo Flexão



b) Comportamento tipo Esforço Transverso

Fig. 6.79 Modos de rotura das paredes por acção horizontal no seu plano

Se o comportamento é do tipo flexão são criadas escoras fictícias e independentes devido à formação de fendas nos locais mais frágeis do elemento isto é , acima e abaixo das janelas. Se pelo contrário ocorrer um comportamento tipo esforço transversal cada piso escorrega sobre o outro devido às fendas localizadas nos painéis entre as janelas. Este só existe quando as forças horizontais necessárias à sua ocorrência, são superiores àquelas que induzem o comportamento tipo flexão, apenas acontecendo quando as partes inferiores das janelas são suficientemente fortes ou são reforçadas.

No primeiro caso devem-se colocar reforços acima ou abaixo das janelas de forma a garantir ligações horizontais ao nível dos pisos convenientes. Estes reforços podem ser feitos de aço ou através de injeções nas paredes. De notar que são muitas vezes pouco estéticos, o que pode ser condicionante principalmente quando estão em causa edifícios com importância histórica.

Relativamente ao comportamento de esforço transversal, deve-se fortalecer os painéis entre janelas. Este processo é um pouco mais complexo uma vez que usualmente é necessária a colocação de cabos ou barras verticais ou inclinadas. Este comportamento pode ocorrer nos locais onde as ligações dos pisos tenham sido melhoradas.

O efeito de arco existente quando a acção do sismo é perpendicular ao elemento tem maior importância em zonas próximas dos cantos e por baixo do telhado onde o peso da cobertura pode não ser suficiente para assegurar uma ligação segura (Fig. 6.80). Nesse caso pode ser necessário a utilização de barras ou cabos que podem ser pré-esforçados. Caso as ligações das paredes com as paredes vizinhas ou mesmo com as lajes sejam insuficientes, podem ocorrer situações gravosas e irreversíveis para a segurança da estrutura, podendo ser evitadas com a aplicação de tirantes ligando paredes opostas.

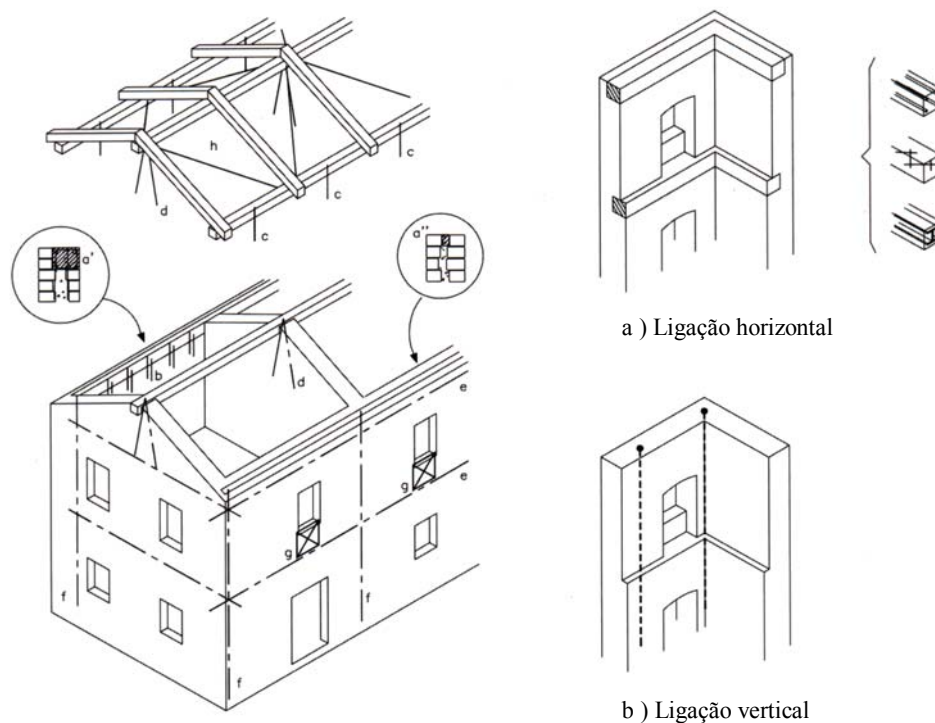


Fig. 6.80 Reforços nas paredes das estruturas

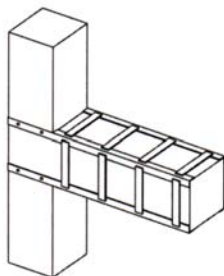
Os pisos e os telhados não são normalmente alvos de quaisquer tipos de reforço uma vez que a variação das forças verticais mediante a acção do sismo não é significativa e as forças horizontais actuam no seu plano de maior resistência. Deve no entanto ser verificado periodicamente o seu estado de conservação

Uma outra forma de reforço da estrutura é a consideração de um reforço global por forma a homogeneizar os esforços e assim controla-los nas zonas mais críticas.

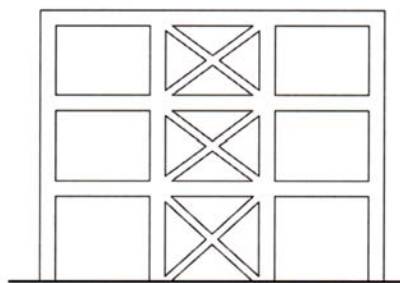
Deste modo apresentam-se algumas soluções (Croci, G., 1998):

- Colocar entre as paredes reforços horizontais (tirantes) feitos de aço ou fibra sintética por forma a garantir um melhor comportamento.
- A resistência nos cantos deve ser melhorada devido à baixa carga vertical aí existente. Isso pode ser feito usando cabos verticais (pré-esforçados ou não) de forma a garantir maior tensão vertical e consequentemente maior resistência às acções horizontais derivadas da actuação de um sismo.
- Verificar o estado dos apoios
- Reforçar se necessário os lintéis colocando pequenas vigas de aço em cada lado do lintel e convenientemente ancoradas à parede.

- Verificar as ligações entre os pisos e o telhado e as paredes reforçando-as se necessário.



a) Reforço das Juntas



b) Reforço da estrutura

Fig. 6.81 Exemplo de reforços na estrutura

Durante a ocorrência do sismo as fundações devem evitar a existência de deformações verticais diferenciais devido ao assentamento do solo e a deformações horizontais devido à presença de acelerogramas. Para isso pode-se melhorar as características do solo ou aumentar as dimensões das sapatas. De modo a impedir a existência de assentamentos diferenciais deve-se unir as sapatas isoladas através de vigas armadas ou pré-esforçadas. O comportamento estrutural deve ser mantido ao longo do período de ocorrência do sismo.

6.4.1.2 Redução dos efeitos sísmicos

Para além dos reforços na estrutura é possível diminuir a acção que sobre ela age no caso de um sismo. Um dos métodos é a diminuição da energia transferida para a estrutura.

Este processo consiste em isolar a edificação, isto é cortá-la por forma a criar uma junta que permita alguns movimentos relativos. Estes movimentos são assim parcialmente absorvidos por mecanismos especiais colocados na junta, havendo uma dissipação de parte da energia libertada pelo sismo. Deste modo a estrutura vai receber apenas parte dessa energia reduzindo-se assim as forças sísmicas aplicadas. Os mecanismos para além de dissiparem parte da energia do sismo podem alterar a frequência própria da estrutura. Usualmente esta alteração traduz-se numa diminuição da rigidez da estrutura, diminuindo por isso a sua frequência própria e consequentemente as forças sísmicas aplicadas, tornando-se assim mais dúctil. Com isto afasta-se a estrutura da zona de ressonância diminuindo assim os riscos de colapso.

A diminuição das forças sísmicas e consequentemente da frequência própria da estrutura pode também ser obtida a partir dos seguintes procedimentos:

- Diminuir ao máximo a massa existente nos pisos mais altos e se possível transferi-la para os mais baixos. Diminui-se assim a rigidez da edificação mantendo a massa.

- Reduzir as assimetrias existentes na edificação por forma a evitar fenómenos de torção que originam grandes tensões particularmente nas paredes e nas ligações. Este factor assume maior importância quando existem grupos muito heterogéneos de edifícios, criando-se assim centros de rigidez em torno dos quais as partes menos rígidas se podem deformar. Se necessário deve-se corrigir a posição do centro de rigidez modificando a posição quer de paredes quer de escadas ou mesmo introduzir elementos de maior rigidez nos locais menos rígidos.

Relativamente aos pavimentos, as vigas dos pisos devem estar bem ancoradas caso contrário podem saltar dos seus apoios causando o derrube do piso. A função das lajes e telhados, é distribuir as forças aplicadas ao edifício pelas paredes resistentes devido à rigidez que apresentam no seu plano. Se esta rigidez for insuficiente o contributo destes elementos será diminuído.

6.4.2 Reforço de casas no quarteirão

6.4.2.1 Geral

Dadas as exigências arquitectónicas e patrimoniais muitas vezes existentes neste tipo de estruturas tradicionais, os trabalhos de reforço e reabilitação devem ser convenientemente planeados e preparados por forma a minimizar a “visibilidade” da intervenção. Deste modo, o processo de “intervenção compreende numa primeira fase o levantamento “*in-situ*” do edifício incidindo na geometria do espaços e na identificação dos elementos estruturais existentes. Esta identificação deve incluir a detecção e caracterização dos vários tipos de elementos estruturais existentes assim como o seu estado de conservação ou degradação, permitindo ao mesmo tempo o conhecimento da história do edifício. Após a inspecção inicial torna-se fundamental avaliar as características mecânicas dos materiais existentes, bem como o seu funcionamento conjunto. Alguns estudos têm vindo a ser desenvolvidos com vista a caracterização das propriedades dos elementos estruturais das construções da ilha do Faial, cujos resultados constituíram um bom contributo para o desenvolvimento deste trabalho.

Os reforços e reparações dos edifícios “tradicionais” enquadrados na reabilitação sísmica, devem ser se possível de carácter cirúrgico permitindo em grande parte dos casos a sua ocupação por parte dos habitantes/residentes durante a execução da obra. Para além disso, se possível, devem ser mantidos os materiais estruturais “tradicionais” nas operações de reforço e reabilitação, mantendo assim uma homogeneidade dos mesmos, não alterando significativamente as propriedades do edifício e o seu sistema estrutural. Para além disso, sendo um local insular onde os materiais locais apresentam grandes vantagens essencialmente ao nível da “mobilidade” e custo, é muito importante

manter os materiais originais (madeira e pedra) e projectar reforços tendo em conta as suas características. Só em casos extremos se deve utilizar outro tipo de materiais. Estes factos obrigam a que se conheça e compreenda o processo construtivo utilizado na construção tradicional da ilha do Faial, e ao mesmo tempo procurar conhecer as propriedades mecânicas dos materiais constituintes.

Deste modo, as técnicas de construção utilizadas e recentemente baseadas no uso do betão armado, podem em alguns casos ser inadequadas, existindo tecnologias de reforço estrutural de alvenarias que minimizam o carácter intrusivo das referidas soluções.

As construções estudadas neste trabalho são caracterizadas por uma origem tradicional e muitas vezes rural que se traduzem em materiais pobres e técnicas de construção rudimentares desajustadas a acções nefastas como o sismo. No entanto o carácter tradicional e a sua importância no património histórico obrigam à sua preservação.

Ao longo dos últimos anos têm-se verificado perdas importantes no património edificado por acção de sismos que afectam essencialmente as estruturas mais frágeis e vulneráveis a este tipo de acção. Este facto tem vindo a confirmar a necessidade de melhorar e aumentar o conhecimento do tipo de resposta sísmica em edifícios ditos de alvenaria tradicional e não menos importante avaliar a adaptabilidade e eficácia de processos de reforço/reabilitação já utilizados ou a utilizar. Refira-se a título de exemplo que após o sismo de 1926 no Faial foram utilizados em algumas casas da cidade da Horta esticadores metálicos e pregagens que mostraram boa eficiência de acordo com danos de sismos mais recentes. Pelo contrário durante a ocorrência do sismo no Faial em 1973 a cintagem parcial das paredes não se mostrou tão eficiente.

Neste âmbito é importante a criação de bases de dados com a caracterização do património edificado que se enquadra neste problema. Parâmetros como geometria das casas, data de construção, sistema estrutural existente, danos observados e a sua interpretação, devem ser convenientemente registados e avaliados para assim ser possível de uma forma mais prática e precisa proceder a trabalhos de reforço adequados. Devem ser feitos igualmente ensaios em laboratório para identificar a constituição química dos elementos das paredes de alvenaria que por si só pode inviabilizar algumas soluções mais comuns de reforço comprometendo por ex. a durabilidade dos elementos estruturais.

Na solução de reabilitação e reforço deve haver sempre um compromisso entre não interferir com o conceito original do edifício e a necessidade de assegurar exigências de segurança. Estas medidas têm que assegurar continuidade adequada e conexões entre todos os elementos estruturais principais de paredes, pisos e telhados, conseguindo-se assim o melhoramento do comportamento estrutural. Deve igualmente ser prestada atenção à estabilidade de elementos não estruturais, como

entablamentos, cimbalhas, cornijas, frontais, pináculos, etc. usando, se for necessário, ligações especiais.

Para além da questão estrutural que por si só condiciona a decisão, devem ser tidos em linha de conta aspectos como a garantia de funcionalidade de edifícios (como por exemplo hospitais) a vantagem/desvantagem de recuperar em vez de fazer novo e a justificação do sobre-custo em qualquer das opções. A título de exemplo pode-se ver alguns casos que pelo seu tipo de utilização ou grau de manutenção, é possível tomar algumas decisões:

- Concentrar as intervenções nas partes mais urgentes (estruturas para actividades agrícolas podem ser deixadas de lado na primeira fase);
- Edifícios com elevado valor patrimonial - recuperação
- Edifícios já degradados antes do sismo sem condições para os seus utentes/residentes – reconstrução integral
- Edifícios cujo colapso possa afectar construções vizinhas – Aumentar o cuidado na concepção e no estudo das soluções.

Face à tipologia construtiva existente na Ilha do Faial, pode-se concluir que a generalidade dos edifícios são executados segundo as regras da construção tradicional e daí os problemas surgidos com o sismo serem muito semelhantes. Assim na zona rural, a construção típica tradicional apresenta alguma homogeneidade construtiva, com um ou dois pisos, áreas em planta da ordem de 100 m² por piso, com paredes exteriores de alvenaria de baixa resistência e pavimentos e coberturas de madeira. Na cidade, alguns dos edifícios têm uma alvenaria de melhor qualidade e os processos construtivos usados foram, na maior parte dos casos, mais cuidados. As madeiras, normalmente também são de melhor qualidade. Se os problemas são semelhantes, as técnicas de reparação e reforço também devem ser semelhantes, com excepção dos casos particulares que possam surgir, devido à existência de elementos estruturais que apresentem alguma anomalia que obrigue a algum detalhe específico, ou processo construtivo diferente.

A análise numérica efectuada nos capítulos anteriores permitiu localizar e avaliar os pontos mais críticos de algumas casas do quarteirão e globalmente do próprio quarteirão. Esta localização tem um papel importante permitindo validar processos de reforço e não menos importante quantificar os custos associados. De uma forma geral pode-se caracterizar alguns dos problemas verificados:

- Paredes com ligantes fracos e mal travadas;
- Paredes com falta de apoios ao longo da altura - empenas soltas ;

- Tirantes não funcionam como tal e sim como escoras;
- Falta de rigidificação dos pisos de madeira;
- Má solução construtiva das coberturas, que não trava as paredes e dão origem à presença de forças horizontais na zona mais crítica da parede;
- Existência de descontinuidades verticais e horizontais, que dão origem a forças sísmicas maiores nas zonas de ligação;
- Cantos dos quarteirões mais sensíveis à acção dos sismos

Para cada um destes problemas devem ser adoptadas soluções de reabilitação sísmica, que permitam garantir o seu adequado reforço. Assim, as soluções de reabilitação sísmica, vão consistir em pôr em prática uma ou mais estratégias a seguir indicadas (Matos, 2000):

- eliminação de deformações;
- consolidação de paredes de alvenaria;
- consolidação das estruturas de madeira;
- cintas de solidarização no coroamento das paredes;
- tirantes de travamento de paredes;
- modificação local de componentes estruturais;
- aumento global da rigidez, da resistência e do contraventamento das paredes.

6.4.2.2 Consolidação entre os elementos de construção

A importância de garantir o funcionamento global do edifício obriga a garantir a solidarização entre todos os elementos constituintes, para dessa forma evitar colapsos locais que se podem reflectir no colapso global.

i Consolidação das paredes de alvenaria

Como foi referido anteriormente grande parte das casas existentes têm as paredes de alvenaria de pedra seca ou fracamente argamassada, pelo que muitas delas devem sofrer obras de consolidação daqueles elementos, embora com alguns cuidados.

Nestes casos, deve-se proceder à limpeza das superfícies e das juntas (removendo resíduos até à maior profundidade possível, incluindo a argamassa anterior) e ao seu refechamento com argamassa pobre de cimento ao traço de 1:3 (deverá ser prevista uma parte em cinzas vulcânicas, para aproveitar as suas propriedades pozolânicas), ou betão de granulometria fina para o preenchimento

de volumes maiores (Costa; Vasconcelos, 2001). Muitas vezes as paredes são picadas nas duas faces com limpeza a jacto de água antes da aplicação das argamassas. Como já se referiu a componente vertical do sismo tem um efeito destruidor nestas paredes, portanto é necessário consolidar as paredes, pelo que o reboco deve ser executado com argamassa de cimento incorporando uma rede metálica de aço inox. Assim, após o refechamento das juntas (com estas humedecidas) é aplicado o reboco de recobrimento com espessura mínima de 3cm incorporando a rede de aço e com acabamento areado para receber a pintura final (Fig. 6.82).

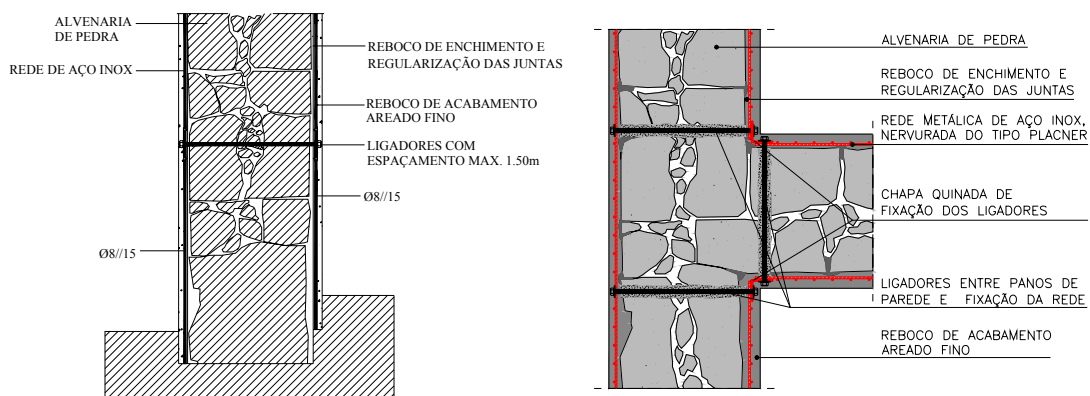


Fig. 6.82 Casa reabilitada na cidade da Horta

Estes trabalhos devem ser executados desde o nível de fundação das paredes em ambas as faces, excepto em casos pontuais, no paramento interior no caso de haver um razoável travamento por parte dos elementos interiores.

Como solução base recomenda-se a utilização de malhas metálicas de aço macio com uma densidade de 2Kg/m² de paramento de parede para edifícios até dois pisos (Carvalho, E., *et al*, 1998). No caso de aplicação só na face exterior esta densidade deve ser duplicada. Para edifícios de maior porte (mais altos) recomenda-se o dimensionamento mais cuidado da malha a utilizar. Esta deve ter abertura suficiente para assegurar a perfeita integração com a argamassa, devendo ser da ordem dos 3 a 5cm.

No caso das paredes de duas folhas a consolidação deve igualmente incluir colocação de elementos metálicos transversais, ancorados em cada uma das faces no reboco através de ganchos ou cotovelos abraçando pelo exterior a malha metálica descrita anteriormente (Fig. 6.83 e Fig. 6.84). Este processo pode melhorar a capacidade resistente em mais de 50%, (Costa, 1999). Devem ser tomadas medidas adicionais na zona dos cantos e nas zonas das aberturas, com a colocação de cantoneiras metálicas ou parafusos que permitam fazer uma ligação eficiente entre as paredes e entre as pedras, (Fig. 6.83).



a) Reforço das paredes

b) Reforço das intersecções de paredes

Fig. 6.83 Esquemas de reforço das paredes



Fig. 6.84— Reabilitação de edifícios na cidade da Horta com reforço das paredes de alvenaria

Para os casos mais usuais, os elementos transversais devem ser constituídos por varões de $\varnothing 8$ mm afastados de 0.8m a 1m nas direcções horizontal e vertical. Estes devem ser protegidos contra a corrosão com uma pintura de primário e bem argamassados nas juntas entre pedras. O reboco de consolidação deve ter uma espessura de 5cm por forma a garantir uma adequada protecção anticorrosiva da malha metálica. Um recobrimento de no mínimo 3cm é igualmente aceitável desde que estejam presentes as preocupações ao nível da protecção anticorrosiva, devendo ser cuidadosamente aplicada para assegurar uma boa compacidade e uniformidade. Para melhorar a durabilidade pode-se acrescentar à argamassa um aditivo hidrófugo ou o acabamento ser feito com uma tinta plástica. Em elementos enterrados é conveniente aumentar a espessura do reboco e para reduzir os

efeitos de subida das águas por capilaridade junto às fundações, recomenda-se a colocação de tubos de drenagem perfurando a base das paredes.

Como é evidente, muitas vezes a utilização destas malhas nas alvenarias de pedra dos arcos, das ombreiras e das prumadas verticais e horizontais, deverá ser cuidada de modo a que continuem à vista, sendo para isso necessário usar elementos metálicos que cozam esses cantos ou que cruzem as paredes em sentido oblíquo para permitirem a ligação das malhas. É por vezes fundamental numa intervenção deste tipo para que os alçados se mantenham inalteráveis.

Para além das paredes exteriores é necessário reforçar a ligação das paredes interiores que contribuem para a estabilidade dos edifícios. Assim, as paredes meeiras devem ser também devidamente reforçadas (usando-se a solução descrita para as paredes exteriores) e convenientemente ligadas às paredes exteriores de acordo com o processo ilustrado na Fig. 6.85 a). Em algumas estruturas é adequado reforçar as paredes interiores, nomeadamente a sua ligação com as paredes exteriores ou mestras interiores, conforme o detalhe apresentado na Fig. 6.85 b).

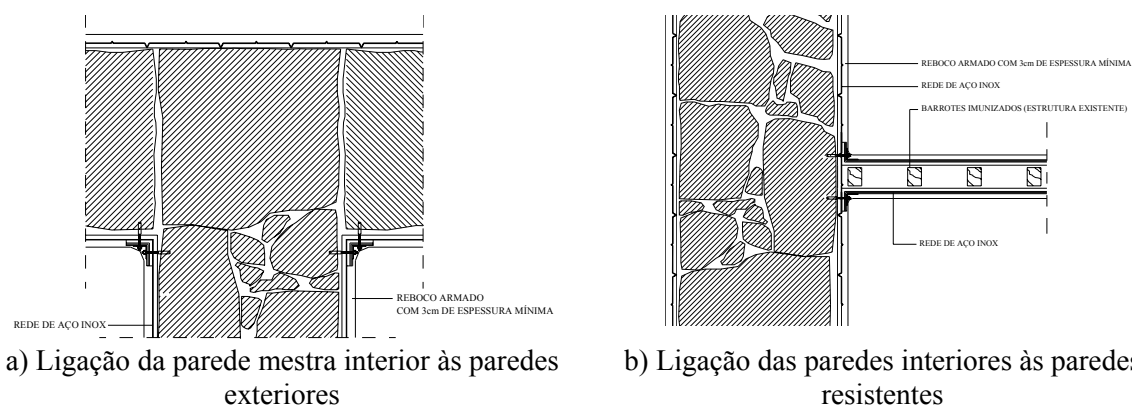


Fig. 6.85 Esquemas de reforço das paredes

ii Processos de execução da consolidação das alvenarias

A execução dos trabalhos de reforço e reabilitação de estruturas antigas ou tradicionais deve obedecer a alguns cuidados e métodos de modo a garantir a sua eficácia.

No Quadro 6.2 descrevem-se algumas tarefas normalmente executadas neste tipo de trabalhos.

Quadro 6.2 Descrição de algumas operações; Técnicas e equipamentos utilizados.

Operações	Técnicas e equipamentos
Preparação das superfícies das paredes de alvenaria e dos contornos dos reforços	Equipamento de remoção com recolha dos detritos e poeiras por meio de sucção
Execução de furos para conectores e fixação das armaduras de reforço	Equipamento de furação dotado de aspiração e recolha de poeiras
Conectores	De montagem fácil, isento de fugas de calda de selagem
Execução do atravessamento das lajes	Equipamento de furação com ferramentas diamantadas e aspiração da água e detritos
Moldes	Metálicos, estanques, dotados de sistema e vedação ao longo de todo o contorno e dispositivos de ligação do equipamento de injeção
Colocação do betão	Por injeção de argamassa com prévia colocação dos agregados
Argamassa de injeção	Pré - misturada, adicionando-se, em obra apenas água

Todos os equipamentos deverão ser de preferência eléctricos de baixo nível de ruído e isentos de vibrações. A utilização de perfis de aço neste tipo de intervenção (ex. reforço do cunhais) embora permita soluções secas, levanta alguns problemas ao nível do peso dos elementos a colocar em obra e na dificuldade de garantir a continuidade entre pisos. Se possível deve-se procurar materiais idênticos aos tradicionais com eventuais modificações na sua composição para melhorar as suas características mecânicas e introduzir igualmente algumas modificações nas tecnologias de aplicação.

Pode-se igualmente recorrer a materiais que apesar de não serem “tradicionais” revelam-se de elevada eficácia. É o caso dos compósitos com a agregação de fibras sintéticas de elevada resistência através de resinas de epóxico ou de poliéster que permitem estruturas mais leves e ao mesmo tempo mais resistentes. Ao nível do reforço, a sua leveza (1/4 do peso do aço) associada à elevada resistência (de cerca de 5 a 10 vezes a resistência do aço) permitem novas possibilidades e intervenções “secas”, sem necessidade de recorrer ao cimento.

Podem igualmente ser utilizados outro tipo de dispositivos nomeadamente de dissipação de energia. Este tipo de solução é particularmente interessante uma vez que por um lado minimizam as alterações arquitectónicas associadas ao reforço, e por outro lado, o seu método de aplicação minimiza o incómodo provocado aos residentes possibilitando a sua execução sem haver desalojamentos temporários.

iii Cuidados na execução da consolidação das alvenarias

Chama-se a atenção de seguida para os cuidados a ter com algumas técnicas de reforço de paredes (já enumeradas) que se manifestam inapropriadas ou pouco eficazes devido essencialmente ao baixo conhecimento dos materiais e à má execução dos trabalhos.

Um dos casos correntes consiste no preenchimento e colmatação de fendas e vazios existentes no interior das paredes com injeção de GROUT. Este tipo de reforço só deve ser executado se se souber com boa precisão os materiais que constituem as paredes, a sua composição e a sua compatibilidade com o “grout”, caso contrário pode contribuir para a degradação das propriedades das paredes.

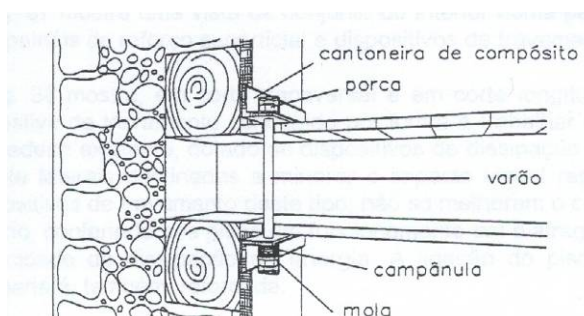
Relativamente aos rebocos “tradicionais” deve haver cuidado com a qualidade dos materiais utilizados. As areias por exemplo devem ser previamente lavadas, ou num tanque ou no mínimo duas vezes com uma mangueira por forma a limpar o sal e a matéria orgânica. A utilização de areia armazenada durante muito tempo em estaleiro, também se considera suficiente. É aconselhável utilizar o seguinte traço (em volume): duas de areia do mar + uma de cinza do vulcão + uma de cimento Portland normal (Matos, 2000).

A utilização de aditivos que melhorem as propriedades mecânicas do betão, não fazem muito sentido, no entanto poderemos recomendar a utilização de aditivos hidrófugos, que também têm propriedades plastificantes. A utilização de armaduras galvanizadas e pinturas adequadas no reboco poderá aumentar a vida útil das armaduras.

A heterogeneidade das paredes e a dificuldade em ligar as duas faces das paredes são alguns dos problemas existentes na execução, que se traduzem em erros que comprometem a sua eficácia. Assim deve haver o cuidado de garantir o empalme das malhas metálicas nos cantos de paredes e na espessura dos pavimentos, evitando descontinuidades nas paredes (Fig. 6.86).



a) Empalme da malha de aço com perfis na zona dos pavimentos.



b) Dispositivo de união dos painéis através dos pisos.

Fig. 6.86 Pormenores que garantem a continuidade do reforço na altura dos pisos

Do mesmo modo deve-se garantir a existência de sobreposições (empalmes) entre painéis de malha adjacentes evitando igualmente descontinuidades nas paredes. É muitas vezes verificada a ausência ou elevado espaçamento entre os conectores transversais, o que pode provocar a separação entre as “camadas” de reforço e as paredes e a consequente ineficácia do reforço. Saliente-se igualmente que a espessura insuficiente do recobrimento pode originar problemas de corrosão do aço.

Para além dos problemas de eficácia, durabilidade e adequabilidade dos sistemas de reforço deve também haver particular cuidado na concepção do sistema de reforço, nomeadamente evitar deficiente distribuição das camadas de reforço em planta o que pode originar efeitos de torção indesejados.

iv Travamento das paredes de alvenaria

Os pisos e telhados normalmente não necessitam de ser reforçados, já que os sismos os solicitam segundo a direcção em que eles têm maior rigidez. Deve haver no entanto o levantamento cuidadoso do seu estado podendo ser indispensável em alguns casos proceder a um melhoramento da estrutura de cobertura, e eventualmente colocar uma nova. Recorde-se que estes elementos têm um papel fundamental a desempenhar, que é o de restringir os movimentos das paredes, evitando que a mesma funcione como uma consola para passar a trabalhar como uma viga apoiada no terreno e ao nível dos pisos e da cobertura. Também aqui é fundamental haver alguns cuidados, uma vez que o travamento das paredes deve ser assegurado, nomeadamente as empenas de topo, que não apoiando os pavimentos devem ser objecto de um travamento próprio, (Fig. 6.87 e Fig. 6.88).

Nas coberturas e nos pavimentos de madeira recomenda-se a colocação de contraventamentos nos respectivos planos por meio de elementos diagonais de madeira ou preferencialmente por meio de varões de aço de 16mm de diâmetro com afastamento não superior a 3 m, devendo ser bem ancorados na cinta periférica de coroamento. Estes elementos destinam-se a proporcionar aos pavimentos e coberturas um melhor funcionamento de distribuição das forças sísmicas e devem ser bem ancorados às paredes uma vez que funcionam apenas à tracção.

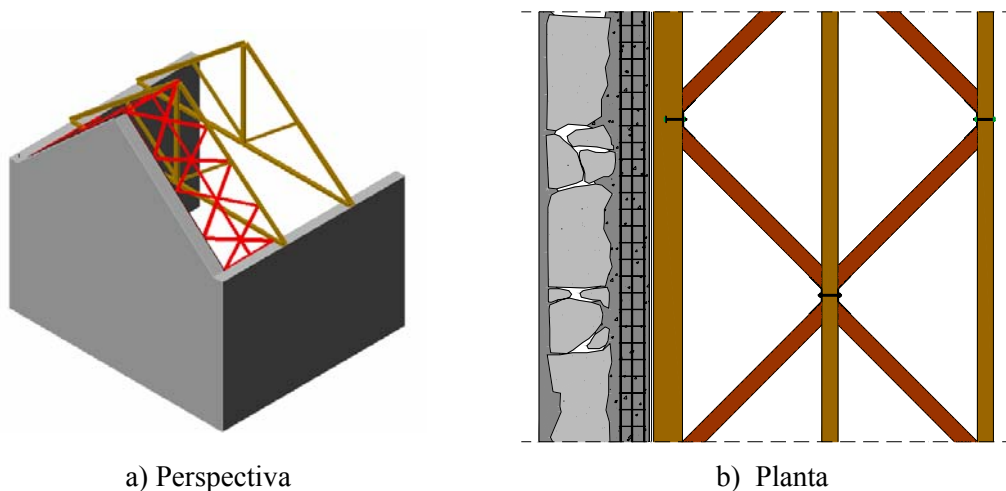


Fig. 6.87– Esquemas de Travamento das empenas ao nível da cobertura



Fig. 6.88– Esquemas de travamento das empenas ao nível dos pisos

Em paredes longas com um comprimento maior do que 15m, principalmente quando não existem montantes de travamento ou quando o edifício tem mais do que um piso, devem ser colocados tirantes de aço com pelo menos 16mm de diâmetro a ligar duas paredes opostas convenientemente ancorados na cinta periférica de coroamento e em elementos metálicos. Estes “ligadores” devem ser colocados ao nível dos pisos e ao nível da cobertura (Fig. 6.89).



Fig. 6.89– Esquemas de ligação de duas paredes opostas

v Consolidação das estruturas de madeira

Os pavimentos existentes deverão ser em grande parte mantidos, procedendo-se à substituição dos elementos estruturais e do soalho que se encontrem deteriorados. As ligações das vigas de madeira às paredes resistentes que lhes dão apoio serão reforçadas pela introdução de um perfil em chapa quinada de acordo com a Fig. 6.90. A viga trolha (ou viga principal) deverá ser mantida e as vigas de madeira, que nela apoiam, serão ligadas por forma a conferir-lhes continuidade. Por outro lado as vigas deverão ser convenientemente ligadas às paredes, conforme indicado na Fig. 6.90 (Costa; Vasconcelos, 2001).

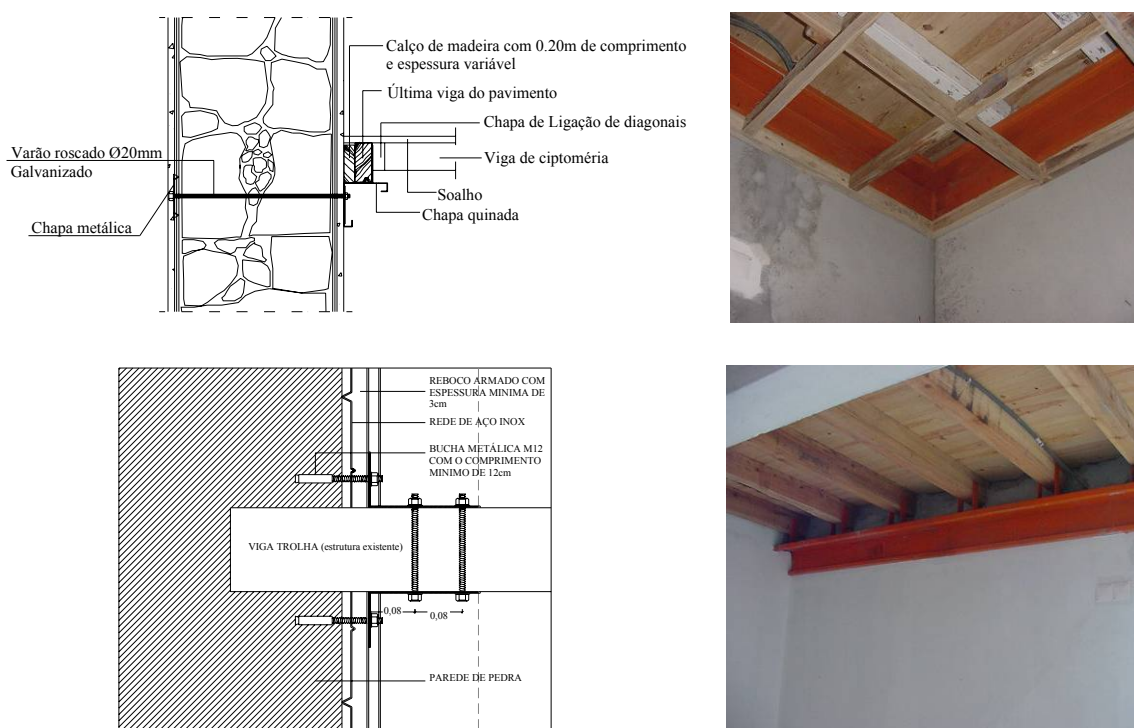


Fig. 6.90 Esquemas de reforço das ligações dos pavimentos às paredes

A cobertura tem um papel fundamental no comportamento deste tipo de estruturas dado que lhe confere apoio ao nível superior. Atendendo à sua forma, esta comporta-se como uma casca, constituindo um elemento bastante rígido desde que seja devidamente solidarizado. Para isso deverá ser adoptado o procedimento ilustrado no pormenor da Fig. 6.91, de modo a garantir a ligação dos tirantes às paredes exteriores através duma cantoneira em chapa quinada que deverá correr todo o perímetro do edifício, sendo assegurada a continuidade nos cantos. As diversas peças de madeira que realizam a cobertura deverão ser inspeccionadas e substituídas no caso de não estarem em boas condições de conservação e funcionamento. As empenas deverão ser travadas ao nível da cobertura, segundo o esquema ilustrado no pormenor do telhado na Fig. 6.91 (Costa *et al*, 2001).

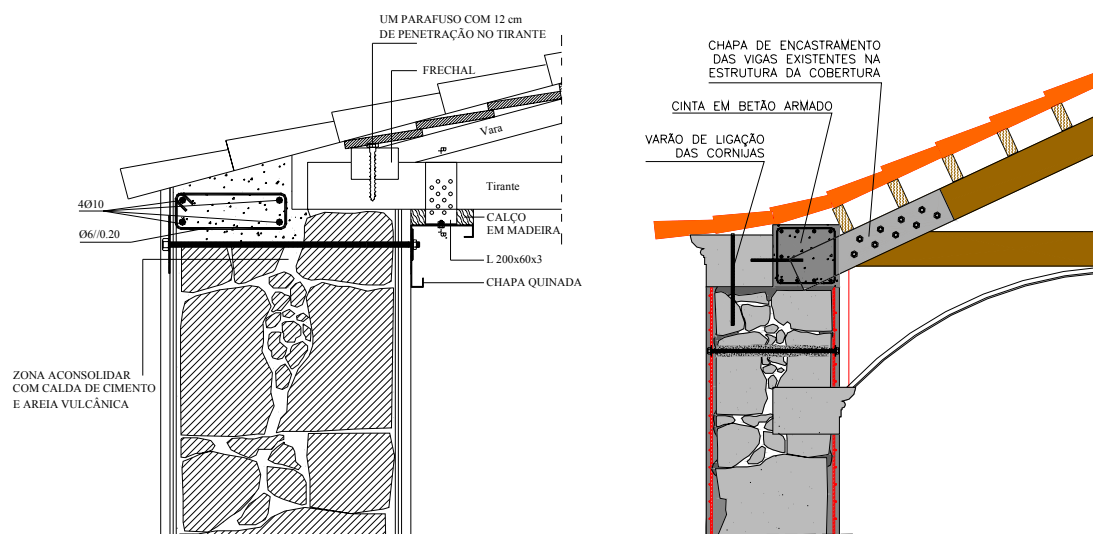


Fig. 6.91 Consolidação e reforço do coroamento das paredes e reforço da cobertura

Na cobertura e no pavimento de madeira deverão ser reconstituídas as ligações danificadas pelo sismo ou deterioradas pela humidade. A figura Fig. 6.92 esquematiza uma técnica de reforço das ligações para consolidação da estrutura de madeira e que serve para conferir apoio à parede (Costa; Vasconcelos, 2001). É indispensável a colocação de uma cinta de betão armado no coroa-mento das paredes exteriores, em toda a periferia do edifício. A largura da cinta deve ser igual à espessura da parede. A cinta deve ser interligada aos elementos da cobertura por meio de elementos metálicos (chapas ou cantoneiras) convenientemente amarrados (Fig. 6.93). Esta cinta deverá ser ligada à estrutura de madeira da cobertura, nomeadamente no seu elemento de cumeeira. Deverá haver cuidado na mudança de ângulo, para que a ligação entre as armaduras seja efectiva. Assim deverá ser usada uma chapa de aço que assegure sua amarração.

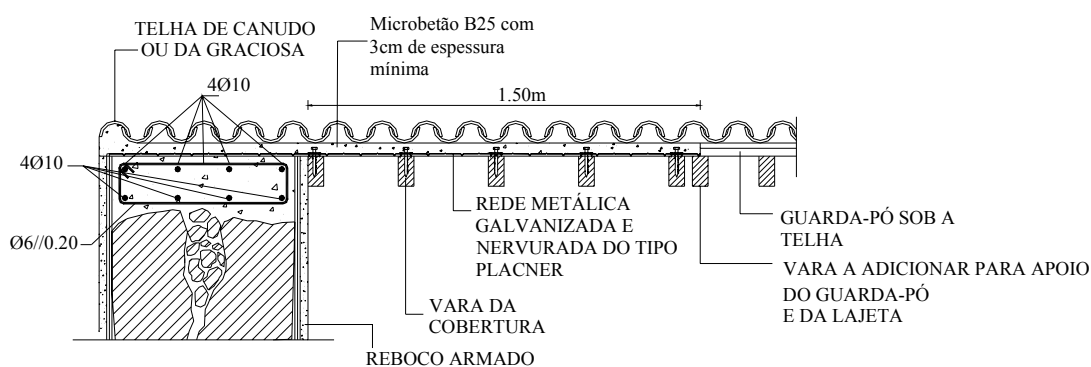


Fig. 6.92 Cintagem das coberturas de madeira nas empenas com lajeta de betão



Fig. 6.93 Ligação das cintas à estrutura do telhado

6.4.3 Eliminação de deformações

Em algumas paredes de alvenaria de pedra, não muito danificadas, deve-se proceder à eliminação de desaprumos ou enfolamentos localizados com a recolocação das pedras nos seus locais originais (Carvalho, E., *et al*, 1998). Este processo pode ser feito através da aplicação de uma força perpendicular à parede através de cabos, tirefonds ou macacos havendo sempre o cuidado de garantir uma adequada distribuição da força no paramento. Este tipo de intervenção é justificada se os danos afectarem menos do que 15% do paramento, devendo em caso contrário (salvo exigência arquitectónica), ser demolida e reconstruída. Os desaprumos que eventualmente persistam após a intervenção devem ter um desalinhamento de no máximo 1.5% com o máximo de 5cm podendo ser um pouco maior caso a parede tenha um sistema de travamento adequado e sistemas de ligação eficazes entre a parede exterior e as paredes e os pisos interiores.

6.4.4 Novas soluções de reforço.

Para além das soluções de reforço e reabilitação estrutural referidas nos capítulos anteriores, existem outras com base em novos materiais com características e propriedades que se adequam a este tipo de reforço. Apesar de não ser comum na campanha de reabilitação das casas nos Açores, devido à mais valia dos materiais “locais”, a sua utilização é cada vez mais viável e eficaz.

A utilização de materiais não tradicionais como os compósitos compostos por uma matriz de resina de epóxido ou de poliéster, agregando fibras sintéticas de grande resistência, tem como objectivo a melhoria do comportamento sísmico de edifícios antigos de alvenaria. É uma metodologia recente que permite estruturas mais leves e resistentes, para além de uma maior flexibilidade de formas. Estes materiais apresentam resistências da ordem de 5 a 10 vezes maiores do que a do aço, e são cerca de 4 vezes mais leves (Silva, V.C., 1997). Trata-se de soluções que podem ser incluídas nas intervenções de reforço estrutural “secas”, sem o recurso ao cimento e ao betão. São adequadas igualmente a serem combinadas com dispositivos de dissipação de energia. Esta “tecno-

logia” é particularmente bem-vinda no caso de edifícios antigos com relevância arquitectónica mas é igualmente útil em edifícios correntes uma vez que reduzem a perturbação e o incómodo causado aos utentes e residentes das casas.

6.4.4.1 Vigas horizontais de rigidez de reforço das paredes de fachada

São elementos destinados a funcionar no plano horizontal por forma a melhorar a rigidez das paredes no plano horizontal, devendo ser colocados ao longo das paredes-mestras (Silva, V.C., 1997). A sua construção é baseada na utilização de compostos avançados com núcleo de espuma e casca de resina reforçada. Tratam-se de materiais leves e modulados, facilitando assim a sua montagem. A ligação às paredes é feita com dispositivos que a tornem suficientemente flexível e com capacidade de absorver energia podendo ser feito com elastómeros. Normalmente estes elementos são colocados abaixo dos pavimentos (Fig. 6.94).

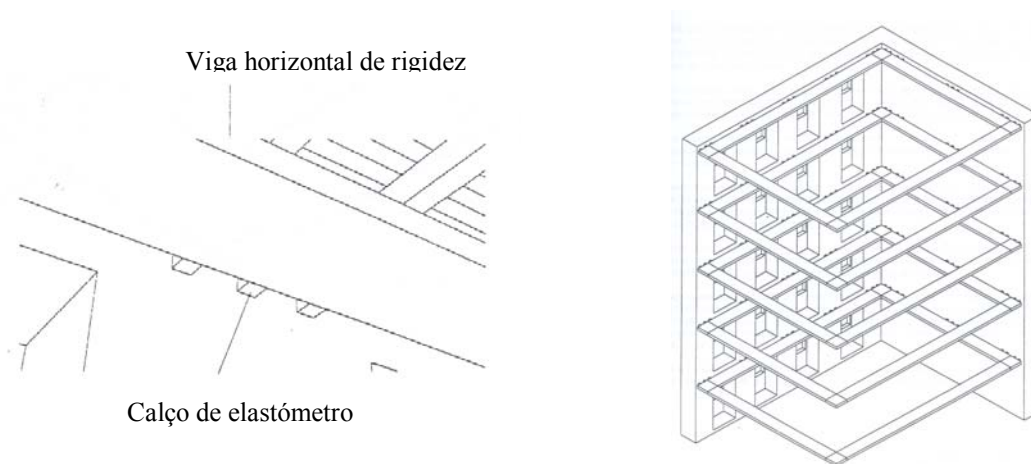


Fig. 6.94 Vigas horizontais de rigidez

Este sistema é muito útil por exemplo para conferir aos pavimentos um funcionamento de diafragma aumentando a sua rigidez no plano.

6.4.4.2 Dispositivos de contraventamento de nembos opostos

Estes dispositivos foram criados para estabelecer um conveniente travamento entre paredes opostas (Silva, V.C., 1997). É constituído por dois elementos longitudinais que vencem o vão entre as duas paredes a travar ou eventualmente apoiando numa parede intermédia. São constituídos com núcleo de espuma e casca de resina reforçada com fibras. Estas duas peças estão travadas entre si. A ligação às paredes é feita através de dispositivos compostos por peças metálicas ou mistas composto/metal que conferem ductilidade à ligação permitindo uma boa dissipação de energia (Fig. 6.95).

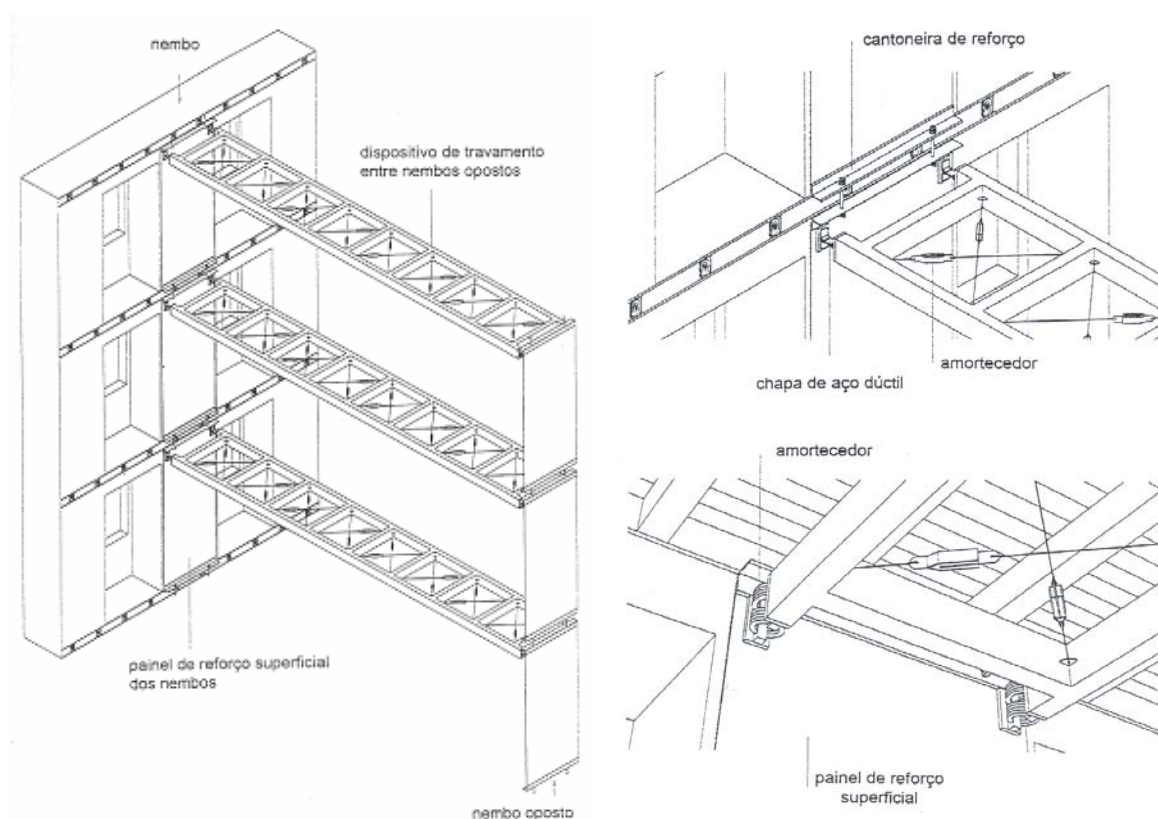


Fig. 6.95 Interior de uma fachada reforçada com painéis de reforço superficial com dispositivos de travamento entre nêmbos opostos.

O reforço das faces dos nêmbros pode ser feito igualmente através de painéis de reforço superficial construídos em material compósito com reforços nas extremidades e nas zonas das fixações (Fig. 6.96). Este painel tem a mesma função do reforço executados nas paredes das casas dos Aço- res referido no capítulo 6.4.2.2i.

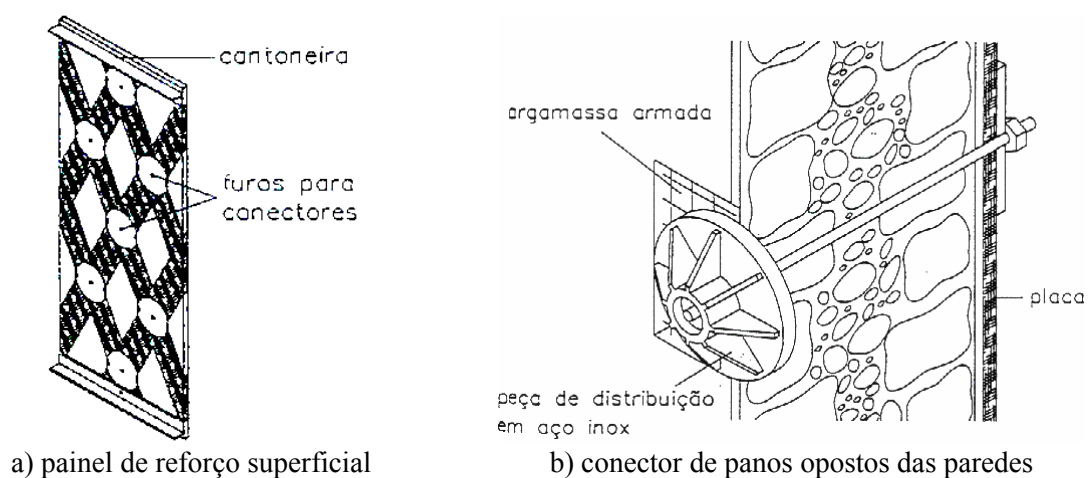


Fig. 6.96 Painéis de reforço dos nêmbros

Na Fig. 6.97 estão representados alguns pormenores de um dispositivo de travamento concebido para trabalhar em conjugação com o piso de madeira existente, dotado de dispositivos para melhoria da ligação às paredes de alvenaria, de dispositivos de dissipação de energia e de chapas de remate laterais destinadas a melhorar o carácter visual da intervenção.

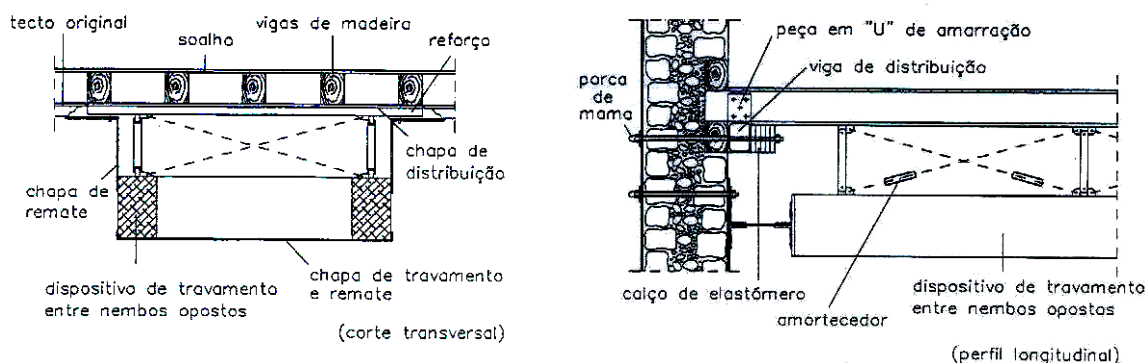


Fig. 6.97 Ligação do dispositivo de travamento por meio de um amortecedor

6.4.4.3 Painéis de dissipação de energia

São painéis destinados a funcionar no plano vertical (Fig. 6.98), ligados a paredes interiores transversais e às paredes resistentes, desenvolvendo-se ao longo da sua altura. São fixados aos pisos ao longo do seu contorno exterior e interior e lateralmente uns aos outros. Nos locais dos vãos interiores a continuidade da rigidez dos painéis é garantida por pequenos elementos rígidos (Silva, V.C., 1997).

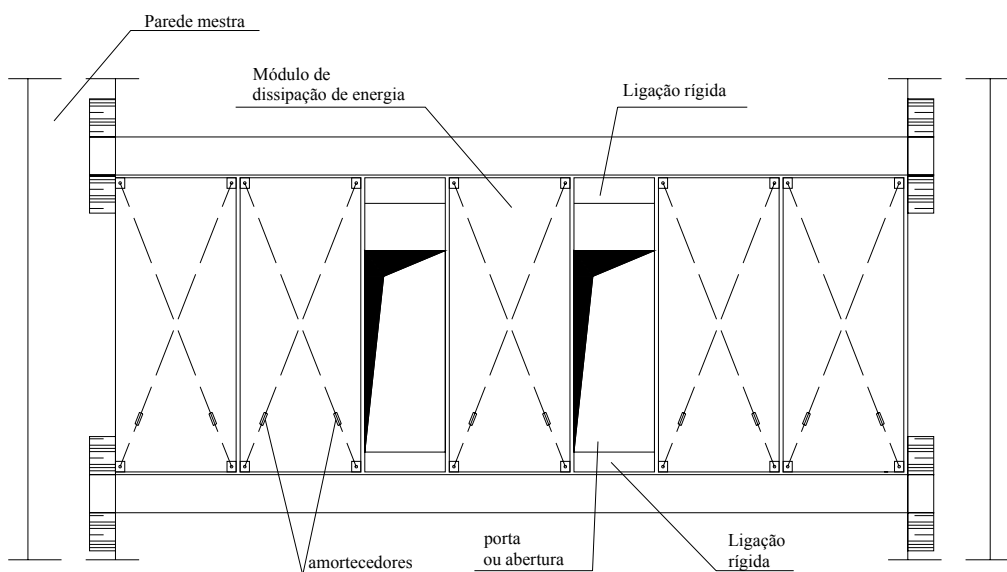


Fig. 6.98 – Painéis de dissipação de energia

6.4.5 Conclusões

A título de resumo referem-se alguns meios de melhorar o comportamento sísmico das estruturas:

- Reparação/reforço da estrutura resistente – melhoria dos materiais – paredes e soalhos
 - o Modificação local de componentes estruturais
 - o Eliminação de irregularidades e descontinuidades
 - o Correção de algumas modificações nefastas efectuadas
- Aumento global da rigidez
 - o Melhoria da rigidez através da colocação de cantoneiras nos cantos das paredes-mestras com lamina de betão armado projectado ou aplicado por injeção
 - o Sistemas de melhoria da resistência de paredes isoladas – aumentar a resistência à flexão da parede quer no seu plano quer perpendicularmente ao seu plano
 - o Conector de panos opostos das paredes
 - o Pannel de reforço superficial dos nembos
 - o Pannel de reforço transversal dos nembos
 - o Dispositivo de união dos painéis através dos pisos
 - o Dispositivos de fixação dos painéis
 - o Aumento da capacidade de dissipação de energia
 - o Melhorar as ligações madeira-madeira e madeira-alvenaria
 - o Travamento de todas as paredes
 - o Sistema de melhoria do contraventamento das paredes
 - Melhorar a capacidade de travamento dos pisos de madeira
 - Melhorar a capacidade de travamento das paredes transversais.
- Redução da massa
- Isolamento Sísmico.

CAPÍTULO 7

CONCLUSÕES E DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

7.1 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Neste trabalho foram apresentados os resultados de um vasto trabalho de análise do comportamento sísmico de um quarteirão específico da Cidade da Horta.

Os elementos estruturais que constituem o quarteirão apresentam características mecânicas com heterogeneidades significativas, quer devido à sua própria constituição (ao nível local) quer devido à dimensão da “estrutura global” em estudo, por abranger várias construções que, embora do mesmo tipo, podem ter qualidades diferentes. Estas heterogeneidades só podem ser quantificáveis de modo realista através de ensaios, razão pela qual o presente trabalho se apoiou numa campanha experimental de medições de vibração ambiental.

Foram efectuadas algumas análises numéricas preliminares, por forma a planear convenientemente a prospecção “*in-situ*”, essencialmente ao nível dos pontos principais a serem medidos. Com base nos resultados preliminares e atendendo às limitações verificadas durante a execução dos trabalhos realizaram-se ensaios dinâmicos em três casas de alvenaria e no edifício de betão armado.

Apesar de algumas limitações ao nível da sensibilidade quando aplicadas em estruturas muito rígidas, as medições efectuadas forneceram resultados bastante satisfatórios para a calibração dos modelos numéricos que permitiram estimar valores realistas das características mecânicas dos materiais e aferir estratégias adequadas de modelação de alguns dos seus elementos (tais como os pavimentos de soalho, por exemplo). Estes resultados assumiram grande importância na parte numérica do trabalho, uma vez que foram usados de forma sistemática na modelação de todos os edifícios do quarteirão para se obter uma avaliação fidedigna da sua resposta sísmica.

Para tal desenvolveram-se modelos numéricos para as casas analisadas que foram convenientemente calibrados. Para duas delas (casa nº 15 e casa nº 16) foi possível calibrar de uma forma satisfatória os dois primeiros modos de vibração, enquanto que na terceira (casa nº 24) os resultados não foram tão satisfatórios devidos provavelmente à sua maior rigidez, tendo-se apenas calibrado o primeiro modo de vibração. Os resultados do edifício de betão permitiram apenas avaliar a frequência do modo fundamental, não tendo sido possível definir a configuração modal associada devido à elevada rigidez deste elemento estrutural.

Com base nos modelos calibrados procedeu-se à análise do comportamento sísmico de cada uma das casas. Neste processo, para além do modelo base calibrado efectuaram-se estudos em outros modelos que embora baseados no primeiro, permitiram avaliar a influência de dois factores fundamentais: o efeito de grupo e o efeito dos pavimentos. A utilização de modelos numéricos nesta fase revela-se de grande importância uma vez que permite estudar cuidadosamente alguns parâmetros e melhor compreender os factores condicionantes ou mais relevantes para o comportamento das estruturas. O modelo calibrado teve como base a consideração do efeito conjunto e os pavimentos com boa rigidez no seu plano. Esta última premissa apesar de resultar dos ensaios dinâmicos efectuados pode variar com a intensidade da acção a que os pavimentos estão sujeitos. O estado de conservação de algumas das casas, essencialmente dos pavimentos e a deficiente ligação destes às paredes permitem prever uma degradação das suas propriedades mecânicas com o aumento da acção. Foi por isso essencial, prever duas hipóteses adicionais, uma sem pavimentos e outra com pavimentos sem rigidez. Em todas as casas os resultados traduziram a necessidade do pavimento ser convenientemente ligado às paredes e ter igualmente alguma rigidez no seu plano. Só assim se obtêm valores aceitáveis quer ao nível de tensões quer ao nível dos deslocamentos das paredes. Relativamente ao estudo do efeito de grupo, provou-se que a consideração isolada de cada uma das casas revela-se errada, não devendo ser usada mesmo com o pressuposto de ser um estudo do lado da segurança. Na casa nº24 por exemplo situada próxima de um canto, o comportamento da parte é condicionado pelo todo existindo mesmo uma diminuição de rigidez associada ao comportamento conjunto. Para além das propriedades mecânicas o efeito de grupo altera a distribuição dos esforços nas paredes podendo globalmente causar um valor máximo menor, mas localmente aumentar o esforço e/ou a deformação. De um modo geral, os resultados dos modelos calibrados ao nível das tensões e dos deslocamentos garantem um razoável comportamento das casas sob a acção de um sismo regulamentar (“escalado” do registado durante a ocorrência do sismo de 1998 na ilha do Faial). Foi igualmente efectuado um enquadramento regulamentar (EC8 e FEMA 356/357) das casas estudadas para assim se contextualizar e melhor avaliar a qualidade, o comportamento e resistência destas construções à acção dos sismos. Os critérios regulamentares adoptados basearam-

se essencialmente nas disposições dos elementos resistentes em cada uma das casas, conduzindo a resultados bastante satisfatórios.

Apesar das análises das estruturas com as características dos materiais calibradas se mostrarem favoráveis, assim como o enquadramento e verificações regulamentares, existe a necessidade de avaliar a qualidade dos pavimentos, e se necessário proceder ao seu reforço. O reforço com lajes de vigotas pré-esforçadas de betão é viável mas não é estritamente necessário, uma vez que os materiais tradicionais (madeira de criptomeria p.ex) se bem aplicados e executados podem aliar a sua resistência (menor) ao seu baixo peso podendo diminuir a acção sísmica ao nível dos pisos. O estado de manutenção do soalho, as suas ligações às vigas e às paredes em que apoiam, são assim factores relevantes e condicionantes para o comportamento dinâmico deste tipo de estruturas uma vez que podem desempenhar um papel muito importante de travamento das paredes resistentes.

Relativamente às paredes é igualmente necessário verificar e eventualmente reforçar a sua qualidade evitando heterogeneidades como acontece na casa nº 15. Refira-se a concentração de tensões existente nos cantos, nos cunhais das casas, principalmente quando os pisos não têm rigidez no seu plano. A ausência de ligação entre paredes opostas e entre as paredes e as estruturas dos pisos pode provocar grandes deformações nas paredes conduzindo ao colapso dos cantos ou das fachadas. Foi igualmente visível a existência de elevadas tensões nos painéis entre aberturas que podem provocar mecanismos no plano das paredes “shear stresses” com fendas diagonais na parede, provocado essencialmente por mau posicionamento das aberturas e por diferenças de rigidez da parede entre aberturas.

.Numa segunda fase foi feita a análise global do quarteirão recorrendo a um modelo global calibrado de acordo os resultados das casas nº 15, 16 e 24. A impossibilidade da realização de ensaios dinâmicos e posteriores calibrações dos modelos numéricos de todas as casas do quarteirão obrigou à extrapolação dos resultados obtidos das casas referidas para as restantes com base em critérios de aparência das fachadas principais das casas. O modelo global principal foi assim obtido com as características das lajes baseadas nas calibradas das casas, com rigidez no seu plano. Os resultados dinâmicos e sísmicos (tensões e deslocamentos) deste modelo permitiram avaliar os pontos mais desfavoráveis e vulneráveis à acção do sismo, tendo em conta o comportamento global do quarteirão.

No seguimento dos estudos numéricos efectuados em algumas das casas, avaliou-se a influência das características dos pavimentos no comportamento global do quarteirão. Assim, considerou-se uma hipótese com as lajes sem rigidez no seu plano e avaliaram-se as diferenças associadas. A inexistência de rigidez dos pavimentos, diminui em alguns locais o “efeito” global do quarteirão, uma vez que a “continuidade” das estruturas é nesse caso garantida apenas pelas paredes resistentes.

tes. Os edifícios sem paredes mestras interiores sofrem agravamento de esforços nas suas paredes, enquanto que pelo contrário os que têm paredes mestras com uma boa distribuição são menos dependentes da constituição dos pavimentos.

Uma das análises efectuadas foi da influência de reforços localizados no comportamento global do quarteirão. Escolheram-se para tal, quatro casas a serem reforçadas; duas nos cantos, uma a meio de um alinhamento em banda mas mais alta, e outra, a meio de outro alinhamento com as mesmas características das vizinhas. Estas casas foram escolhidas com base nos resultados do modelo calibrado, mostrando-se as mais vulneráveis ao sismo com maiores tensões e deslocamentos. O modelo de laje reforçada consistiu na consideração das paredes calibradas em todas as casas mas com lajes com rigidez apenas nas casas referidas. Este reforço, se por um lado, melhorou o comportamento e a distribuição das tensões nas casas respectivas, provocou em alguns casos, aumentos de tensões. De facto o reforço de uma casa torna-a mais rígida relativamente às vizinhas, transformando-a num elemento com mais capacidade de absorver cargas transmitidas pelas restantes estruturas.

Para além dos reforços das lajes, foram igualmente estudadas duas soluções de reforço das paredes. A primeira consistiu na colocação de uma parede mestra em uma das casas do canto e a segunda em aumentar o módulo de elasticidade das paredes das casas a reforçar para 1.2 GPa. Os resultados do primeiro reforço são meramente locais, diminuindo as tensões e deslocamentos da casa do canto e de algumas (poucas) casas vizinhas. Já relativamente ao segundo reforço, observou-se igualmente um ligeiro aumento das tensões devido ao aumento de rigidez já focada no ponto anterior.

Estes estudos provaram a influência da parte no todo. Neste tipo de estruturas deve haver o cuidado na execução e estudo do reforço a realizar, devido a possíveis alterações no comportamento global que podemos estar a induzir. Melhorar os pavimentos de uma casa pode ser insuficiente ou mesmo nefasto se não se atender à qualidade das paredes resistentes. Recorde-se que este tipo de paredes têm um comportamento do tipo frágil, permitindo poucas redistribuições dos esforços gerados. Para além disso o valor elevado da aceleração vertical, no caso das paredes de alvenaria traz grandes problemas ao seu comportamento estrutural, dado que alivia o peso próprio desagregando-as com relativa facilidade.

A influência da existência de um edifício de betão no topo do quarteirão foi igualmente avaliada tendo-se feito um modelo só com as construções de alvenaria de pedra. Neste caso constatou-se que o edifício dos correios tem influência no comportamento das estruturas mais próximas mas muito baixa nas estruturas mais afastadas como por exemplo os cantos opostos. Assim neste caso em particular, em que os locais mais vulneráveis são precisamente os cantos referidos, a existência

do edifício de betão pouco influencia o comportamento global do quarteirão. Saliente-se no entanto que as casas a ele encostadas têm acréscimos significativos de deslocamentos e tensões se não existir o edifício de betão. Apesar dos cálculos efectuados, é importante salientar que a ligação entre os dois tipos de construções não é monolítica, sendo fisicamente caracterizada por uma junta seca. Os resultados do modelo sem edifício de betão mostraram que os edifícios de alvenaria mais próximos sofrem maiores deslocamentos longitudinais do que transversais ao quarteirão. Nestes casos, o quarteirão funciona como um apoio unilateral, dependendo dos sentidos relativos da deformação. O funcionamento da junta não foi alvo de estudo no âmbito deste trabalho, podendo ser efectuado em estudos futuros.

Foi ainda desenvolvido um modelo de um quarteirão “fictício” só constituído por estruturas de alvenaria do qual se obtiveram resultados dinâmicos e sísmicos. Neste modelo, consideraram-se todas as estruturas ao mesmo nível, ao contrário do que havia acontecido com o quarteirão existente. Os cantos, as heterogeneidades em altura e em planta permanecem os locais mais vulneráveis.

Finalmente fez-se uma breve descrição dos tipos de reforço que têm vindo a ser utilizados nas casas danificadas pelos sismos dos Açores, apontando-se alguns dos cuidados a ter na sua execução, as suas limitações e os seus objectivos. Os reforços descritos podem ser utilizados em outras estruturas com a mesma tipologia, não apenas para corrigir ou remediar os danos, mas também para adequar e melhorar o comportamento das estruturas de modo a conferir-lhes capacidade para resistir à acção de sismos. Foram referidas igualmente algumas “novas soluções de reforço” com maior capacidade de dissipação de energia, adequados aos problemas existentes nas estruturas de alvenaria de pedra.

7.2 DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

O âmbito deste trabalho consistiu na análise sísmica de um quarteirão localizado na Ilha do Faial na cidade da Horta. Foi possível avaliar a importância do comportamento global deste tipo de estruturas caracterizando alguns dos cuidados a ter na sua análise. A complexidade e a dimensão da estrutura em estudo apenas permitiu, neste trabalho, efectuar análises com base no comportamento linear dos materiais. As limitações associadas a este tipo de análise, essencialmente no estudo de edifícios de alvenaria devem ser colmatadas com análises não lineares. Um dos métodos recentemente introduzido no programa CAST3M foi o modelo de dano contínuo, a partir do qual é possível analisar o comportamento das juntas das paredes de alvenaria, contribuindo para uma melhoria e aperfeiçoamento das análises efectuadas. Outra das análises que pode então ser feita é a do comportamento das juntas entre edifícios de tipologias diferentes, tal como acontece no quarteirão analisado, nomeadamente na zona de ligação das estruturas tradicionais de alvenaria com o edifício de

betão. Apesar da análise linear ter registado resultados que permitiram obter algumas conclusões devem-se desenvolver no futuro estudos que permitam proceder à sua análise mais rigorosa através de modelos não lineares. O estudo rigoroso do comportamento dos soalhos, principalmente quando sujeitos a esforços elevados pode também ser desenvolvido, atendendo por exemplo à baixa capacidade de transmissão de esforços de tracção pelas paredes aos soalhos quando as ligações a estes são deficientes.

O trabalho realizado, assim como possíveis desenvolvimentos, podem ser bases para futuros estudos de edificios similares localizados em zonas sísmicas. Em Portugal existem locais classificados como património mundial (Baixa Pombalina ou ilha de S. Miguel) cuja localização sísmica adverte para a ocorrência periódica de fenómenos sísmicos. Em qualquer um dos casos referidos existem edificios similares aos estudados neste trabalho, que devem ser alvo de estudos e eventuais trabalhos de melhoramento e reforço por forma a evitar no futuro perdas irreparáveis humanas, materiais e patrimoniais.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

A

(Autodesk, 1999) Autodesk, Inc. – **AutoCad 2000** – U.S., 1999

(Azevedo, A., 1992) Azevedo A.F.M.– **Manual de utilização do programa S3DCAD** - 1992

B

(Bastos, 1999) Bastos, A.M.S., (1999) - **Estudo Experimental do Comportamento de Paredes de Alvenarias de Basalto Sob Acções Estáticas e Dinâmicas** - Relatório do Laboratório de Ensaio de Materiais de Construção da Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.

(Brincker, 2000), Brincker, - **Introductory Seminar: ARTEMIS EXTRACTOR SOFTWARE**. - Lisboa-2001.

(Buchet *et al*, 2000) Buchet, P.; Capéran, P.; Pegon, P. – **Visual Cast3m for Windows NT. User manual** – JRC, Ispra (VA), Italy, 2000.

C

(Caetano, 1992) Caetano, E. - **Identificação experimental dos parâmetros dinâmicos em sistemas estruturais**. - Tese de Mestrado em Engenharia Civil, FEUP, 1992.

(Carvalho, E., *et al*, 1998) Carvalho, E. (LNEC), Oliveira, C. (IST), Fragoso, M. (LREC), Miranda, V. (LREC) - **Regras gerais de reabilitação e reconstrução de edifícios correntes afectados pela crise sísmica do Faial, Pico e S. Jorge iniciada pelo Sismo de 9 de Julho de 1998**. – Região autónoma dos Açores, Laboratório Regional de Engenharia Civil, 1998.

(Carvalho *et al* , 2001) Carvalho, A.; Sousa, M.L.; Oliveira, C.; Nunes, J.C.; Costa, C.S.; Forjaz, V.H. – **Casualidade Sísmica do Grupo Central do Arquipélago dos Açores** – Sísmica 2001, 5º Encontro Nacional de Sismologia e Engenharia Sísmica – LREC, Açores, 2001.

(CEA, 1990), CEA 1990 - **CASTEM 2000, Guide d'utilisation** - CEA, France.

(Costa, 1999) Costa, A. - **Ensaio de Caracterização de Alvenarias Tradicionais** - ISBN: 972-98312-0-3. Editado pela M.M. – Trabalhos de Engenharia Civil, Lda, Porto, 1999.

(Costa, C. 2001) Costa, C. -**Análise do Comportamento da ponte da Lagoinha sob acção do Tráfego Rodoviário.** – Tese de Mestrado em Engenharia Civil, FEUP,2002.

(Costa; Vasconcelos, 2001) Costa, A.; Vasconcelos, O. - **Reforço De Moradias De Construção Tradicional. Dois Casos Práticos Da Ilha Do Faial, Açores** - . Sísmica 2001 – 5º Congresso Nacional de Engenharia Sísmica, 2001.

(Costa *et al*, 2001) Costa, A.; Arêde, A.; Moreira, D.; Neves, N.- **Técnicas de Reforço a usar numa Construção Tradicional Danificada pelo Sismo de 9/7/1998 na Ilha do Faial, Açores.** Sísmica 2001 – 5º Congresso Nacional de Engenharia Sísmica, 2001.

(Costa, A., 2002) Costa, A. - **Determination of mechanical properties of traditional masonry walls in dwellings of Faial Island, Azores.** Earthquake Engineering & Structural Dynamics, 2002.

(Crocì, G., 1998) Crocì, G. – **The conservation and structural restoration of Architectural heritage.** – Computational Mechanics Inc, 1998

(Cunha *et al*, 2004) Cunha, A.; Caetano, E.; Brincker, R. e Andersen, P. – **Identification from the Natural Response of Vasco da Gama Bridge.** - XXII Int. Modal Analysis Conference (IMAC), Dearborn, USA, 2004.

D

(D'Ayala *et al*, 1999) D'Ayala, D.; Speranza, E. - **Seismic Vulnerability Of Historic Centres: The Case Study Of Nocera Umbra** - Italy, 1999

(Døssing, Olé Part1) Døssing, Olé– **Structural Testing; Part1-Mechanical Mobility Measurements** Brüel &Kjaer DK-2850 Naerum – Denmark

(Døssing, Olé Part2) Døssing, Olé– **Structural Testing; Part2-Modal Analysis and Simulation** Brüel &Kjaer DK-2850 Naerum – Denmark

E

(CEN, 2003) CEN – European Committee for Standardization - Eurocode 8 (ENV 1998-1) – **Design of Structures for Earthquake Resistance, Part1 – General Rules, Seismic Actions and Rules for Buildings** - European Standard - CEN/TC250/SC8/N355, 2003

F

(FEMA, 2000) - FEMA 356/357 - **Prestandard and Commentary for Seismic Rehabilitation of Buildings**. - Federal Emergency Management Agency, 2000

(Forjaz *et al.*, 2000) Forjaz, V.H.; Nunes, J.C.; Guedes, J.H.C.; Oliveira, C.S. (2000) - **Classificação Geotécnica de Solos das Ilhas dos Açores: Uma proposta**. – Actas do II Simpósio da Associação Portuguesa de Meteorologia e Geofísica - Évora, 2001.

G

(Guedes, C. et al, 1990) Guedes, C.; J. H., Oliveira, C. S., (1990). - **Caracterização da Edificação de Alvenaria Tradicional. Elementos para o Estudo do Comportamento e verificação do Parque Habitacional aquando do sismo de 1/1/80 nos Açores.10 anos Após o Sismo de 1 de Janeiro de 1980, Vol.2** - Editado por Carlos S. Oliveira, Arcindo R. A. Lucas, J. H. Correia Guedes. S. R. H. O. P. LNEC.

(Grob, 1999) Grob, Johannes – **GeoSIG GSR-12/16/18. Operation Manual** – Geosig AG, Switzerland, 1999

L

(Langenbach, R. , 1989) Lagenbach, R. – **Lessons from the past. Traditional and contemporary unreinforced masonry in seismic areas** – International Technical Conference, Athens, 1989.

(Langenbach, R. , 2000) Lagenbach, R. – **Intuition from the past. What We Can Learn from Traditional Construction in Seismic Areas** – US/ICOMOS - 2000.

(Langenbach, R. , 2001) Lagenbach, R. – **A Rich Heritage Lost The Bhuj, India, Earthquake** – CRM No 8—2001.

(Langenbach, R. , 2001) Lagenbach, R. – **Survivors In The Midst Of Devastation. Traditional Timber and Masonry Construction in Seismic Areas** – 2001

M

(Matos, 2000) Matos, F.- **Reabilitação E Reforço De Edifícios Afectados Pelo Sismo De 9 De Julho De 1998** – Cedros, Horta, 2000

O

(Oliveira, C. *et al*, 1998) Oliveira, C. S.; Sousa, M. L.; Guedes, J. H. C.; Martins, A.; Campos-Costa, A. - **A Crise Sísmica do Faial/Pico/São Jorge Iniciada a 9 de Julho de 1998 Vista**

na Rede Acelerográfica dos Açores. - 1º Simpósio de Meteorologia e Geofísica da APMG, Lagos, Nov. pp 75-79, 1998.

(Oliveira, 1999) **Transmitido Pessoalmente.**

P

(Proença *et al*, 1999) Proença, Jorge Miguel S.F.M.; Azevedo, João R.T. – **Identificação Dinâmica de Sistemas Estruturais. Conceitos Gerais** – Apontamentos de Mestrado em Engenharia de Estruturas – IST, 1999

(Penazzi, D. *et al*, 1999) D. Penazzi, D.; Valluzzi, M.R. ; Saisi, A.; Binda, L.; Modena C. - **Repair and strengthening of historic Masonry Buildings in seismic areas.** - 1999

R

(Ravara et al.,1984) Ravara, A.; Duarte, R.T.; Carvalho, E.C. (1984) - **Engenharia Sísmica de Pontes** - ICT, Especialização e Aperfeiçoamento. Estruturas. S318, LNEC, Lisboa.

(RSA, 1983) - **Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas de Edifícios e Pontes, Decreto-lei nº 35/83** - Imprensa Nacional -Casa da Moeda, Lisboa.

S

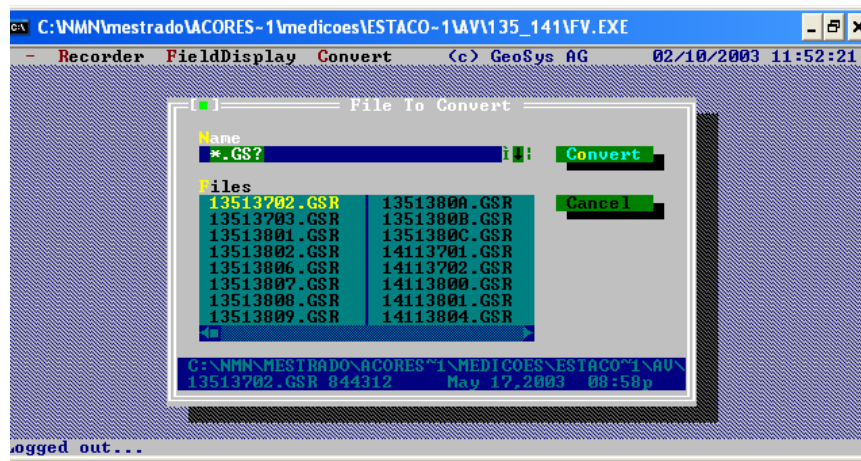
(Silva, V.C., 1997) Silva, V.C - **A reabilitação sísmica dos edifícios de Lisboa.** – LNEC - 1997

(SVS, 2002) Structural Vibration Solutions Aps – **Artemis Extractor Light 3.1** – Aalborg East, Denmark – 2002.

ANEXO 4.1

PROGRAMA DE CONVERSÃO DOS RESULTADOS DOS SISMÓGRAFOS PARA O FORMATO COMPATÍVEL COM O PROGRAMA ARTEMIS.

- Estações – St1; St2; St3;.....; Sti
- Sismógrafos – 135; 141; 202; 203; 250
- Programa utilizado para processamento dos registos – FV.EXE



Em cada estação são armazenados os registos de cada sismógrafo em formato binário:

- Resultados de cada sismografo -- Ficheiro binario - *.GSR

Para posterior processamento dos resultados foi necessário converter os ficheiros de resultados para formato ASCII. Para isso, foram utilizados um dos seguintes programas:

- Conversão para ASCII:
 - o Programa – CV.EXE -- *.CVA
 - o Programa - AV.EXE -- *.ASC

Os programas AV.EXE e FV.EXE estão preparados, por um lado para configurar os sismógrafos e por outro para leitura e tratamento dos registos.

O programa CV.EXE tem como finalidade o pós processamento e tratamento dos resultados, permitindo igualmente a conversão para formato ASCII.

Todos eles permitem ainda a aplicação de filtros analógicos para uma adequada interpretação dos resultados, no entanto no presente estudo optou-se pela utilização dos programas AV.EXE e CV.EXE, que a nível numérico se mostraram mais eficazes.

De seguida foi necessário converter os ficheiros ASCII em ficheiros compatíveis com o Artemis. A elevada quantidade de registos efectuados em várias estações em cada casa, e a duração de cada um deles (cerca de cinco minutos), justificou o desenvolvimento de um programa que compatibilizasse os resultados com o formato dos ficheiros de dados do programa Artemis.

FICHEIROS ASCII (em cada sismógrafo de cada estação)																																																																			
Programa CV.EXE => Ficheiro *.CVA	Programa FV.EXE => Ficheiro *.ASC																																																																		
CloseView ASCII File: 14113909 Trace 1 -- número do canal <table> <tr><td>0.000000</td><td>0.000000</td></tr> <tr><td>0.005000</td><td>-0.005000</td></tr> <tr><td>0.010000</td><td>-0.000000</td></tr> <tr><td>0.015000</td><td>-0.030000</td></tr> <tr><td>0.020000</td><td>-0.004000</td></tr> <tr><td>.....</td><td></td></tr> <tr><td>.....</td><td></td></tr> <tr><td>.....</td><td></td></tr> </table> Tempo (seg.) Acel. (mg.) Trace 2 -- número do canal <table> <tr><td>0.000000</td><td>0.000000</td></tr> <tr><td>0.005000</td><td>-0.200000</td></tr> <tr><td>0.010000</td><td>-0.000000</td></tr> <tr><td>0.015000</td><td>-0.003000</td></tr> <tr><td>0.020000</td><td>-0.700000</td></tr> <tr><td>.....</td><td></td></tr> <tr><td>.....</td><td></td></tr> <tr><td>.....</td><td></td></tr> </table> Tempo (seg.) Acel. (mg.) Trace 3 -- número do canal <table> <tr><td>0.000000</td><td>0.000000</td></tr> <tr><td>0.005000</td><td>-0.100000</td></tr> <tr><td>0.010000</td><td>-0.030000</td></tr> <tr><td>0.015000</td><td>-0.004000</td></tr> <tr><td>0.020000</td><td>-0.005000</td></tr> <tr><td>.....</td><td></td></tr> <tr><td>.....</td><td></td></tr> <tr><td>.....</td><td></td></tr> </table> Tempo (seg.) Acel. (mg.)	0.000000	0.000000	0.005000	-0.005000	0.010000	-0.000000	0.015000	-0.030000	0.020000	-0.004000							0.000000	0.000000	0.005000	-0.200000	0.010000	-0.000000	0.015000	-0.003000	0.020000	-0.700000							0.000000	0.000000	0.005000	-0.100000	0.010000	-0.030000	0.015000	-0.004000	0.020000	-0.005000							Filename. : 14113702.ASC Continuous File No. . . : 1023 No. of Samples. . . . : -1153 Pre-Event Time [s]. . . : 2 Post-Event Time [s]. . : 10 Sampling Rate [SPS]. . : 400 Duration [s]. : 160.96 Peaks(Absolute Values): - Channel 1 (Long.) . . : +1.0284e+01 mg - Channel 2 (Tran.) . . : +5.3101e+00 mg - Channel 3 (Vert.) . . : +3.3264e+00 mg - Channel 4 System Test?. : NO Periodic Test?. . . . : NO Day File Number . . . : 2 Event Start Time. . . : 17/05/2003 21:00:00 Unit S/N. : 141 Location. : Faial Comment : GSR-16 GeoSys ***** Chan 1 Data (Long. [mg]) ***** <table> <tr><td>-0.030518</td><td></td></tr> <tr><td>0.091553</td><td>→</td></tr> <tr><td>.....</td><td></td></tr> </table> Acel. (mg.) ***** Chan 2 Data (Long. [mg]) ***** <table> <tr><td>-0.061035</td><td></td></tr> <tr><td>-0.183105</td><td>→</td></tr> <tr><td>.....</td><td></td></tr> </table> Acel. (mg.) ***** Chan 3 Data (Long. [mg]) ***** <table> <tr><td>-0.274658</td><td></td></tr> <tr><td>-0.122070</td><td>→</td></tr> <tr><td>.....</td><td></td></tr> </table> Acel. (mg.)	-0.030518		0.091553	→			-0.061035		-0.183105	→			-0.274658		-0.122070	→		
0.000000	0.000000																																																																		
0.005000	-0.005000																																																																		
0.010000	-0.000000																																																																		
0.015000	-0.030000																																																																		
0.020000	-0.004000																																																																		
.....																																																																			
.....																																																																			
.....																																																																			
0.000000	0.000000																																																																		
0.005000	-0.200000																																																																		
0.010000	-0.000000																																																																		
0.015000	-0.003000																																																																		
0.020000	-0.700000																																																																		
.....																																																																			
.....																																																																			
.....																																																																			
0.000000	0.000000																																																																		
0.005000	-0.100000																																																																		
0.010000	-0.030000																																																																		
0.015000	-0.004000																																																																		
0.020000	-0.005000																																																																		
.....																																																																			
.....																																																																			
.....																																																																			
-0.030518																																																																			
0.091553	→																																																																		
.....																																																																			
-0.061035																																																																			
-0.183105	→																																																																		
.....																																																																			
-0.274658																																																																			
-0.122070	→																																																																		
.....																																																																			

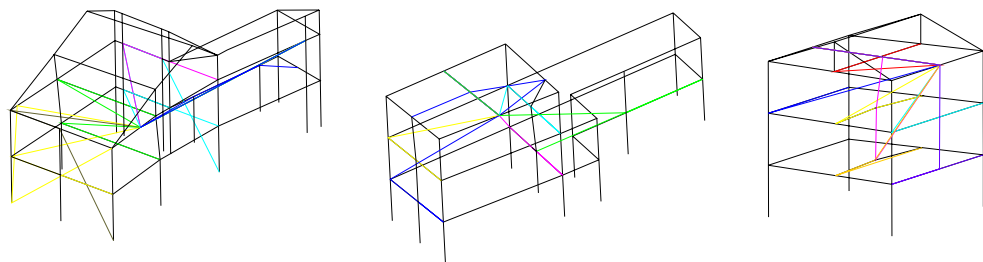
FICHEIROS LIDOS PELO ARTEMIS				
Ficheiro *.CFG - Ficheiro de Configuração	Ficheiro *.ASC - Ficheiros com as acelerações de cada estação.			
Header	0.000000	-0.000001	-0.000001	0.000007
casa nº st15.nmn	0.000038	0.000022	-0.000004	0.000005
	0.000000	-0.000001	-0.000001	-0.000007
Sampling Interval	0.000016	0.000001	-0.000002	-0.000006
T	0.000000	-0.000001	-0.000001	-0.000024
(Período)	0.000006	-0.000020	-0.000003	-0.000022
0.005000	0.000000	-0.000001	-0.000001	-0.000037
	0.000023	-0.000036	-0.000003	-0.000024
nodes	0.000000	-0.000001	-0.000001	-0.000041
(nó; x; y; z)	0.000028	-0.000039	-0.000002	-0.000004
	0.000000	-0.000001	-0.000001	-0.000031
1 0.0000 0.0000 0.0000	0.000023	-0.000028	0.000000	0.000027
2 0.0000 0.0000 3.4000	0.000000	-0.000001	-0.000001	-0.000024
3 0.0000 0.0000 6.8000	0.000006	-0.000020	-0.000003	-0.000022
4 0.0371 0.7000 6.8000	0.000000	-0.000001	-0.000001	-0.000037
5 0.2489 4.7000 6.8000	0.000023	-0.000036	-0.000003	-0.000024
6 0.2680 5.0607 0.0000	0.000000	-0.000001	-0.000001	-0.000041
.....	0.000000	-0.000001	-0.000001	-0.000024
	0.000006	-0.000020	-0.000003	-0.000022
Lines	0.000000	-0.000001	-0.000001	-0.000037
(nó 1; nó 2)	0.000023	-0.000036	-0.000003	-0.000024
1 2	0.000000	-0.000001	-0.000001	-0.000041
2 3				
3 4				
2 7				
4 5				
.....				
setups				
setup 1				
(nome do ficheiro da estação - *.ASC)				
15st1.asc				
(localização do sism; orientação do registo)				
57 0.974400 -0.225000 0.000000 UX				
57 0.225000 0.974400 0.000000 UY				
42 1.000000 0.000000 0.000000 UX				
42 0.000000 1.000000 0.000000 UY				
setup 2				
15st2.asc				
57 0.974400 -0.225000 0.000000 UX				
57 0.225000 0.974400 0.000000 UY				
44 1.000000 0.000000 0.000000 UX				
44 0.000000 1.000000 0.000000 UY				

Uma das funcionalidades mais importantes do programa Artemis é a determinação dos modos de vibração. Esta acção é feita relacionando ao longo do tempo os registos efectuados nos vários pontos de cada estação. Isto requer que todos os sismógrafos tenham a mesma frequência de amostragem e o mesmo tempo de partida. Sendo este tipo de campanha de campo, muitas vezes limitada quer a nível de equipamento quer de tempo e espaço, e apesar de haver um planeamento prévio dos trabalhos é frequente ocorrerem imprevistos, como por exemplo atrasos no arranque de sismógrafos, enganos nas configurações do time-table ou limitações ao nível da capacidade de armazenamento de sismógrafos. Para além disso o tratamento dos resultados é feita à posteriori e não imediatamente o que invalida qualquer correcção de anomalias que não tenham sido detectadas no campo.

- Atraso no arranque do sismógrafo
- Diferentes frequências de amostragem
- Falhas de alguns sismógrafos em algumas estações
- Número diferentes de registos em cada sismógrafo para a mesma estação – Truncar alguns registos

Para além do tratamento de anomalias era preciso criar uma ferramenta que pudesse caracterizar de uma forma rápida, sistemática e o mais precisamente possível todas as estações efectuadas, adaptando automaticamente essa informação ao formato da entrada de dados do programa ARTEMIS (ficheiro *.CFG). Neste ficheiro são indicados os aspectos geométricos da estrutura e o posicionamento relativo dos sismógrafos (assim como a identificação das orientações de cada canal medido no sismógrafo.) por forma a ser possível determinar correctamente as configurações modais.

- Caracterização Geométrica – A definição geométrica é feita através do programa AutoCad 2000, na qual através de elementos “3dpoly” se desenha a estrutura e se localiza as estações e os sismógrafos em cada estação (pontos das linhas a cores na figura seguinte).



A definição das orientações das medições de cada sismógrafo é feita de acordo com os posicionamentos dos sismógrafos anotados durante os ensaios conforme figura seguinte.

