

Avaliação Sísmica de Edifícios “de Placa”

Um caso de estudo em Lisboa

Beatriz Henriques Monteiro

Dissertação para a obtenção do Grau de Mestre em

Engenharia Civil

Júri

Presidente: Prof. José Manuel Matos Noronha da Câmara

Orientador: Prof. António Manuel Candeias de Sousa Gago

Vogal: Prof.^a Rita Maria do Pranto Nogueira Leite Pereira Bento

Outubro de 2013

AGRADECIMENTOS

Na conclusão desta importante fase da minha vida com a elaboração do presente trabalho, quero expressar o meu agradecimento a algumas pessoas que me ajudaram e permitiram que chegasse até aqui.

Ao Professor António de Sousa Gago, orientador desta dissertação, pela dedicação, disponibilidade e ensinamentos proporcionados.

À Professora Rita Bento por me ter indicado o edifício, sobre o qual incidiu este trabalho.

Ao Professor Jorge Proença pelos ensinamentos sobre o processamento dos dados obtidos nos ensaios de caracterização dinâmica.

Ao Professor João Almeida pelo esclarecimento de algumas dúvidas na análise de elementos em betão armado.

À D. Patrícia Martins, proprietária do edifício, pela disponibilidade, simpatia e pelo interesse demonstrado por este trabalho.

Ao Mauro Monteiro pelas dicas na modelação numérica de edifícios “de placa”.

À Ana Simões, à Jelena Milosevic e à Joana Delgado, que me acompanharam na realização dos ensaios de caracterização dinâmica *in situ*.

Ao Miguel, à Rita e ao Samuel, pela revisão atenta do resumo alargado da dissertação.

À Elisa, ao Francisco e à Renata, pelo apoio e amizade ao longo destes cinco anos e pelo incentivo nesta fase final de conclusão do curso.

Aos meus pais, pelo apoio que demonstraram ao longo do meu percurso académico.

RESUMO

É importante tornar as construções resistentes do ponto de vista sísmico, de modo a evitar perdas humanas, sociais e económicas causadas por sismos que se devem, em grande parte, aos danos nas construções e ao colapso de edifícios.

Os edifícios antigos de alvenaria apresentam uma considerável vulnerabilidade sísmica, o que levou ao desenvolvimento de vários estudos de análise estrutural referentes a edifícios Pombalinos e Gaioleiros. Contudo, existem ainda poucos estudos relativos a edifícios mistos de betão armado e alvenaria, geralmente chamados edifícios “de placa”, apesar da significativa percentagem destes edifícios em Lisboa.

Este trabalho baseia-se no estudo sísmico de um edifício “de placa”, em que se pretendeu fornecer mais informação numa perspetiva construtiva e estrutural e desenvolver uma metodologia de avaliação sísmica para esta tipologia de edifícios.

A metodologia proposta, que se aplica num caso de estudo, baseia-se em análises dinâmicas lineares por espectro de resposta. O comportamento não linear da estrutura contabilizado com a consideração de um coeficiente de comportamento. O procedimento seguido consiste na modelação global da estrutura no programa de cálculo *SAP2000*, complementada pela análise separada da estrutura de betão e da estrutura de alvenaria e, a partir dos resultados que se obtêm, tiram-se conclusões em relação à interação entre ambas.

Do ponto de vista da regulamentação, o estudo baseia-se maioritariamente no Eurocódigo 8 para a definição da ação sísmica e também na norma italiana, NTC 2008, no que se refere a alguns procedimentos e propriedades de referência dos materiais.

Palavras-chave: edifícios “de placa”, vulnerabilidade sísmica, alvenaria, betão armado, análise linear.

ABSTRACT

It is important to make buildings resistant to earthquakes, to avoid human, social and economic losses caused by earthquakes, which are mostly due to damage in constructions and collapse of buildings.

The considerable seismic vulnerability of old masonry buildings led to the development of several studies regarding the structural analysis of 'Pombalino' and 'Gaioleiro' buildings. However, there are still few studies respecting mixed buildings of reinforced concrete and masonry, commonly called 'Placa' buildings, although the substantial percentage of this buildings in Lisbon.

This work is based on the seismic study of a 'Placa' building, which is intended to provide more information about these buildings in a constructive and structural perspective and to develop a methodology of seismic assessment for this building typology.

The proposed methodology, applied to a case study, is based in linear dynamic analysis by response spectrum. The nonlinear behavior of the structure is taken into account with the consideration of a coefficient behavior. The procedure involves the global modelling of the structure, using *SAP2000*, the separate analysis of the reinforced concrete structure and the masonry structure and, from the results obtained, it is possible to draw conclusions regarding the interaction between them.

From the regulatory point of view, this work is mainly focused in Eurocode 8 for the definition of seismic action and also on seismic Italian regulation NTC 2008 for some procedure recommendations and properties of materials references.

Keywords: 'Placa' buildings, seismic vulnerability, masonry, reinforced concrete, linear analysis.

ÍNDICE DE CONTEÚDOS

AGRADECIMENTOS.....	iii
RESUMO.....	v
ABSTRACT	vii
1. INTRODUÇÃO.....	19
1.1. Enquadramento.....	19
1.2. Objetivos	20
1.3. Estrutura do trabalho	20
2. EDIFÍCIOS “DE PLACA” – DESCRIÇÃO GERAL E SUA CONTEXTUALIZAÇÃO NO PARQUE HABITACIONAL EM LISBOA	23
2.1. Evolução das tipologias construtivas	23
2.2. Edifícios “de Placa”.....	26
3. AÇÃO SÍSMICA – QUANTIFICAÇÃO E AVALIAÇÃO DOS SEUS EFEITOS EM CONSTRUÇÕES DE ALVENARIA	31
3.1. Regulamentação Sísmica Portuguesa.....	31
3.2. Definição da ação sísmica segundo o EC8.....	33
3.3. Eurocódigo 8 - Parte 3 e Normas italianas.....	36
3.4. Comportamento sísmico das construções em alvenaria	42
3.5. Deficiências no comportamento sísmico paredes de alvenaria	46
4. DESEMPENHO SÍSMICO DE EDIFÍCIOS “DE PLACA”	51
4.1. Funcionamento estrutural de edifícios “de placa”.....	51
4.2. Quantificação da resistência ao corte das paredes de alvenaria.....	54
4.3. Modelação numérica	59
4.4. Ensaio de caracterização dinâmica <i>in situ</i>	61
4.5. Metodologia para análise/estudo do desempenho sísmico de edifícios “de placa”	63
5. CASO DE ESTUDO.....	67
5.1. Introdução	67
5.2. Caracterização Arquitetónica e Estrutural.....	67
5.3. Caracterização Dinâmica <i>in situ</i>	74
5.4. Modelação por elementos finitos	77
5.5. Análise de Resultados	80
5.5.1. Frequências e Modos de vibração	82
5.5.2. Verificação de segurança dos elementos em betão armado.....	84
5.5.3. Verificação global de segurança	92
5.5.4. Verificação da segurança de elementos de verticais (paredes e pilares)93	
5.5.5. Verificação da segurança das paredes de alvenaria por alinhamento e por piso	95
5.5.6. Análises dos diagramas de tensões por alinhamento	101
5.6. Conclusões.....	104

6. CONCLUSÕES E DESENVOLVIMENTOS FUTUROS.....	107
7. BIBLIOGRAFIA.....	109
ANEXOS.....	113
Anexo I – Desenhos referentes ao caso de estudo	114
Anexo II – Diagramas de tensões.....	117

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2.1 - Evolução das tipologias construtivas em Lisboa.	23
Figuras 2.2 - Exemplos de paredes de frontal, constituintes da gaiola pombalina.....	24
Figura 2.3 - Edifícios gaioleiros.....	25
Figura 2.4 - Edifícios de betão.	26
Figura 2.5 - Estrutura de um pavimento em madeira.	27
Figura 2.6 - Zona de construção de edifícios “de placa” entre 1940 e 1960 [adaptado.	29
Figura 2.7 - Exemplos de edifícios “de placa” com plantas do tipo “Rabo de Bacalhau”.	29
Figura 2.8 - Sistemas de fundações típico de edifícios “de placa”: solução em alvenaria (à esquerda) e solução em betão armado (à direita).....	30
Figura 2.9 - Estrutura da cobertura em madeira.....	30
Figura 3.1 - Gaiola Pombalina.	31
Figura 3.2 - Zonamento sísmico (à esquerda) e espectros de resposta para a zona A e terreno tipo I, para a ação sísmica tipo 1 (à direita em cima) e tipo 2 (à direita em baixo).....	32
Figura 3.3 - Zonamento sísmico de Portugal Continental.....	34
Figuras 3.4 - Efeitos das ligações entre paredes: as paredes não apresentam ligação e comportam-se como isoladas (em cima); as paredes B suportam as paredes A (em baixo à esquerda); as paredes A suportam as paredes B (em baixo à direita).....	43
Figura 3.5 - Fendilhação de uma parede com aberturas quando sujeita à ação sísmica.	44
Figura 3.9 - Reposta das paredes perpendiculares à direção predominante da ação sísmica para várias condições de fronteira: parede restringida na base (esquerda), parede apoiada na base e nas paredes ortogonais (centro); parede apoiada nas quatro extremidades (direita)	47
Figura 3.10 - Derrubamento de uma parede de alvenaria global (à esquerda) e parcial (à direita)	48
Figura 3.11 - Exemplos de colapso por derrubamento composto: derrube com rotura de uma parede lateral (esquerda), derrube com rotura de duas paredes laterais (centro) e colapso do cunhal (direita).....	48
Figura 3.12 - Mecanismos de colapso por flexão vertical.....	49
Figura 3.13 - Exemplo de colapso de um edifício por flexão vertical.....	49
Figura 3.14 - Mecanismo de flexão horizontal.....	49
Figura 3.15 - Modos de colapso de paredes de alvenaria	50

Figura 4.1 - Corrosão da armadura das lajes.....	52
Figura 4.2 - Supressão de elementos estruturais verticais no piso térreo	53
Figura 4.3 - Distribuição de rigidez em planta do edifício	54
Figura 4.4 - Efeito da ausência de ligação entre paredes ortogonais	55
Figura 4.5 - Esquema para cálculo simplificado da resistência ao derrubamento	56
Figura 4.6 - Representação do estado de tensões no centro de uma parede sujeita a compressão e corte	57
Figura 4.7 - Diagrama de tensões normais na base da parede no caso da rotura por deslizamento	58
Figura 4.8 - Equipamento utilizado para registo de acelerações	61
Figura 4.9 - Leitura de um registo de acelerações na direção X através do programa Tsoft	62
Figura 5.1 - Localização do edifício em estudo	67
Figura 5.2 - Fachada principal.	68
Figura 5.3 - Fachada posterior.....	69
Figura 5.4 - Esquema da estrutura da fachada principal	69
Figura 5.5 - Esquema da estrutura da fachada posterior	70
Figura 5.6 - Localização das vigas na planta da cave	71
Figura 5.7 - Localização das vigas na planta da cave	72
Figura 5.8 - Cobertura inclinada.....	73
Figura 5.9 - Estrutura da cobertura em ripado de betão.....	73
Figura 5.10 - Escadas principais.....	73
Figura 5.11 - Escadas de serviço.....	74
Figura 5.12 - Planta das fundações	74
Figura 5.13 - Localização aproximada dos registos de vibração na planta do piso térreo	75
Figura 5.14 - Traçado das funções de densidade espectral de potência da componente Y da aceleração em registos colhidos nos pontos A, B e C.	76
Figura 5.15 - Traçado das funções de densidade espectral de potência da componente X da aceleração em registos colhidos nos pontos A, B e C.	76
Figura 5.16 - Espectro de resposta para um solo do tipo C, para a ação sísmica tipo 1 (zona 1.3) e ação sísmica tipo 2 (zona 2.3).	79
Figura 5.17 - Modelo computacional do edifício em estudo.....	80
Figura 5.18 - Primeiro modo de vibração do modelo ($f = 3,85\text{Hz}$).	83
Figura 5.19 - Segundo modo de vibração do modelo ($f = 4,28\text{Hz}$).	83
Figura 5.20 - Terceiro modo de vibração do modelo ($f=4,57\text{Hz}$).	84

Figura 5.21 - Diagrama dos momentos fletores das vigas da fachada principal devido à combinação: 1,35cp + 1,5sc	86
Figura 5.22 - Diagrama de tensões σ_{22} na fachada principal devido à combinação: 1,35cp + 1,5sc e representação do caminho das cargas verticais [MPa].	87
Figura 5.22 - Identificação dos alinhamentos das paredes na planta dos pisos elevados.	96
Figura 5.23 - Identificação dos alinhamentos das paredes na planta do piso térreo. ..	96
Figura 5.24 - Paredes segundo X: tensões σ_{22} devido à combinação 1,35cp + 1,5sc (alinhamentos de A a F, segundo a Figura 5.22).....	101
Figura 5.25 - Paredes segundo Y: tensões σ_{22} devido à combinação 1,35cp + 1,5sc (alinhamentos de 1 a 11, segundo as Figuras 5.22 e 5.23).....	102
Figura 5.26 - Paredes segundo X: tensões σ_{12} devido à combinação sísmica (alinhamentos de A a F, segundo a Figura 5.22).	103
Figura 5.27 - Paredes segundo Y: tensões σ_{12} devido à combinação sísmica (alinhamentos de 1 a 11, segundo as Figuras 5.21 e 5.22).....	104
Figura A.1 - Planta da cave.....	114
Figura A.2 - Planta do piso térreo	114
Figura A.3 - Planta dos pisos.	115
Figura A.4 - Planta da cobertura	115
Figura A.5 - Cortes	116
Figura A.6 - Fachada principal	116
Figura A.7 - Fachada posterior.	117
Figura A.8 - Diagrama de tensões σ_{22} do alinhamento A devido à combinação 1,35cp + 1,5sc (MPa).....	117
Figura A.9 - Diagrama de tensões σ_{22} do alinhamento B devido à combinação 1,35cp + 1,5sc (MPa).....	118
Figura A.10 - Diagrama de tensões σ_{22} do alinhamento C devido à combinação 1,35cp + 1,5sc (MPa).....	118
Figura A.11 - Diagrama de tensões σ_{22} do alinhamento D devido à combinação 1,35cp + 1,5sc (MPa).....	119
Figura A.12 - Diagrama de tensões σ_{22} do alinhamento E devido à combinação 1,35cp + 1,5sc (MPa).....	119
Figura A.13 - Diagrama de tensões σ_{22} do alinhamento F devido à combinação 1,35cp + 1,5sc (MPa).....	120
Figura A.14 - Diagramas de tensões σ_{22} do alinhamento 1 e 2 devido à combinação 1,35cp + 1,5sc (MPa).....	120

Figura A.15 - Diagramas de tensões σ_{22} do alinhamento 3 e 4 devido à combinação $1, 35cp + 1, 5sc$ (MPa).....	121
Figura A.16 - Diagramas de tensões σ_{22} do alinhamento 5 e 6 devido à combinação $1, 35cp + 1, 5sc$ (MPa).....	121
Figura A.17 - Diagramas de tensões σ_{22} do alinhamento 7 e 8 devido à combinação $1, 35cp + 1, 5sc$ (MPa).....	122
Figura A.18 - Diagramas de tensões σ_{22} do alinhamento 9 e 10 devido à combinação $1, 35cp + 1, 5sc$ (MPa).....	122
Figura A.19 - Diagrama de tensões σ_{22} do alinhamento 11 devido à combinação $1, 35cp + 1, 5sc$ (MPa).....	123
Figura A.20 - Diagrama de tensões σ_{12} do alinhamento A devido à combinação sísmica (kPa).....	123
Figura A.21 - Diagrama de tensões σ_{12} do alinhamento B devido à combinação sísmica (kPa).....	124
Figura A.22 - Diagrama de tensões σ_{12} do alinhamento C devido à combinação sísmica (kPa).....	124
Figura A.23 - Diagrama de tensões σ_{12} do alinhamento D devido à combinação sísmica (kPa).....	125
Figura A.24 - Diagrama de tensões σ_{12} do alinhamento E devido à combinação sísmica (kPa).....	125
Figura A.25 - Diagrama de tensões σ_{12} do alinhamento F devido à combinação sísmica (kPa).....	126
Figura A.26 - Diagrama de tensões σ_{12} do alinhamento 1 e 2 devido à combinação sísmica (kPa).....	126
Figura A.27 - Diagrama de tensões σ_{12} do alinhamento 3 e 4 devido à combinação sísmica (kPa).....	127
Figura A.28 - Diagrama de tensões σ_{12} do alinhamento 5 e 6 devido à combinação sísmica (kPa).....	127
Figura A.29 - Diagrama de tensões σ_{12} do alinhamento 7 e 8 devido à combinação sísmica (kPa).....	128
Figura A.30 - Diagrama de tensões σ_{12} do alinhamento 9 e 10 devido à combinação sísmica (kPa).....	128
Figura A.31 - Diagrama de tensões σ_{12} do alinhamento 11 devido à combinação sísmica (kPa).....	129

ÍNDICE DE TABELAS

Tabela 3.1 - Classes de importância para edifícios.....	35
Tabela 3.2 - Coeficientes de importância.....	35
Tabela 3.3 - Nível de Conhecimento em função da informação disponível, métodos de análise permitidos e fatores de segurança para edifícios em alvenaria.....	37
Tabela 3.4 - Valores de referência das propriedades mecânicas de diferentes tipologias de alvenaria.....	39
Tabela 3.5 - Nível de danos máximo admissível para os diferentes estados limite considerados no EC8-3.	40
Tabela 3.6 - Métodos de análise sísmica.....	40
Figura 3.6 - Mecanismo de colapso por deslizamento.	45
Figura 3.7 - Mecanismo de colapso por fendilhação diagonal.....	45
Figura 3.8 - Mecanismo de colapso por derrubamento.....	45
Tabela 4.1 - Coeficientes de comportamento de edifícios correntes de betão armado de ductilidade normal.....	64
Tabela 4.2 - Limite superior de coeficientes de comportamento para diferentes tipos de construção em alvenaria.....	64
Tabela 5.1 - Variação do material constituinte e espessura das paredes interiores ao longo dos pisos.....	70
Tabela 5.2 - Localização dos registos.....	75
Tabela 5.3 - Propriedades dos materiais considerados na modelação.	78
Tabela 5.4 - Parâmetros que definem a ação sísmica segundo o EC8.	79
Tabela 5.5 - Propriedades mecânicas da alvenaria de tijolo.	81
Tabela 5.6 - Propriedades mecânicas do betão (vigas e pilares).....	81
Tabela 5.7 - Propriedades mecânicas do betão (empenas).....	81
Tabela 5.8 - Propriedades mecânicas do aço (vigas e pilares).....	82
Tabela 5.9 - Resultados da análise modal: períodos, frequências e respetivos fatores de massa.....	82
Tabela 5.10 - Dimensões e armaduras das vigas localizadas na fachada principal (identificadas na Figura 5.4).....	85
Tabela 5.11 - Determinação da armadura longitudinal necessária para a verificação de segurança das vigas localizadas na fachada principal (identificadas na Figura 5.4). ..	85
Tabela 5.12 - Determinação da armadura transversal necessária para a verificação de segurança das vigas localizadas na fachada principal (identificadas na Figura 5.4). ..	86
Tabela 5.13 - Dimensões e armaduras das vigas localizadas na fachada posterior (identificadas na Figura 5.5).....	87

Tabela 5.14 - Determinação da armadura longitudinal necessária para a verificação de segurança das vigas localizadas na fachada posterior (identificadas na Figura 5.5)...	88
Tabela 5.15 - Determinação da armadura transversal necessária para a verificação de segurança das vigas localizadas na fachada posterior (identificadas na Figura 5.5)...	88
Tabela 5.16 - Dimensões e armaduras das vigas localizadas no interior do edifício (identificadas nas Figuras 5.6 e 5.7).	89
Tabela 5.17 - Determinação da armadura longitudinal necessária para a verificação de segurança das vigas interiores (identificadas nas Figuras 5.6 e 5.7).	89
Tabela 5.18 - Determinação da armadura transversal necessária para a verificação de segurança das vigas interiores (identificadas nas Figuras 5.6 e 5.7).	90
Tabela 5.19 - Dimensões e armaduras dos pilares localizados na fachada principal (identificados na Figura 5.4).....	90
Tabela 5.20 - Determinação da armadura longitudinal necessária para a verificação de segurança dos pilares localizados na fachada principal (identificados na Figura 5.4). 90	
Tabela 5.21 - Determinação da armadura transversal necessária para a verificação de segurança dos pilares localizados na fachada principal (identificados na Figura 5.4). 91	
Tabela 5.22 - Dimensões e armaduras dos pilares localizados na fachada posterior (identificados na Figura 5.5).....	91
Tabela 5.23 - Determinação da armadura longitudinal necessária para a verificação de segurança dos pilares localizados na fachada posterior (identificados na Figura 5.5). 91	
Tabela 5.24 - Determinação da armadura transversal necessária para a verificação de segurança dos pilares localizados na fachada posterior (identificados na Figura 5.5). 92	
Tabela 5.25 - Forças de corte basal e peso da estrutura para a combinação sísmica ($cp + \psi 2 * sc + Sismo$).	93
Tabela 5.26 - Verificação global de segurança ao corte das paredes segundo X em cada piso.	94
Tabela 5.27 - Verificação global de segurança ao corte das paredes segundo Y em cada piso.	94
Tabela 5.28 - Verificação de segurança para as paredes orientadas segundo X no piso 1.	97
Tabela 5.29 - Verificação de segurança para as paredes orientadas segundo X no piso 2.	97
Tabela 5.30 - Verificação de segurança para as paredes orientadas segundo X no piso 3.	97
Tabela 5.31 - Verificação de segurança para as paredes orientadas segundo X no piso 4.	97

Tabela 5.32 - Verificação de segurança para as paredes orientadas segundo X no piso 5.	98
Tabela 5.33 - Verificação de segurança para as paredes orientadas segundo X no piso 6.	98
Tabela 5.34 - Verificação de segurança para as paredes orientadas segundo Y no piso 1.	98
Tabela 5.35 - Verificação de segurança para as paredes orientadas segundo Y no piso 2.	99
Tabela 5.36 - Verificação de segurança para as paredes orientadas segundo Y no piso 3.	99
Tabela 5.37 - Verificação de segurança para as paredes orientadas segundo Y no piso 4.	99
Tabela 5.38 - Verificação de segurança para as paredes orientadas segundo Y no piso 5.	100
Tabela 5.39 - Verificação de segurança para as paredes orientadas segundo Y no piso 6.	100

1. INTRODUÇÃO

1.1. Enquadramento

Sendo Lisboa uma cidade antiga, o seu parque habitacional resulta da acumulação de edifícios que se foram construindo, a partir de materiais locais e, posteriormente, cada vez com mais regularidade, com materiais com origens menos próximas. O conceito de edifício antigo, é usualmente utilizado para denominar todo o edificado que surgiu antes da generalização do betão como material estrutural dominante [Appleton, 2003].

A maior parte do parque habitacional construído em Portugal pertence a épocas em que não existia legislação que obrigasse ao cálculo sísmico. Com a crescente preocupação com a preservação do património construtivo, o estudo dos edifícios antigos tem ganho maior relevância. Atualmente, a engenharia civil dispõe de conhecimentos que permitem conferir resistência sísmica às construções e aumentar significativamente a resistência sísmica de construções existentes, através de técnicas de reforço.

Realizaram-se vários estudos que abordam a avaliação do comportamento estrutural e da vulnerabilidade sísmica de edifícios antigos de alvenaria em Lisboa, principalmente referentes a edifícios “Pombalinos” e edifícios “Gaioleiros”. Contudo, relativamente a edifícios “de Placa”, existem, ainda, poucos estudos, apesar dos muitos exemplares desta tipologia no edificado em Lisboa.

Os edifícios “de Placa” foram construídos em Lisboa entre as décadas de 1930 e 1960 e representam, ainda hoje, uma parte significativa do parque habitacional.

Estes edifícios estão incluídos no conceito de edifícios antigos e correspondem à última tipologia de edifícios que recorre à alvenaria como material estrutural, pelo que não foram concebidos de acordo com os atuais requisitos de segurança estrutural. Este trabalho tem, então, como principal objetivo o estudo da vulnerabilidade sísmica de edifícios “de Placa” em Lisboa.

Atualmente em Portugal não existe uma regulamentação relativa à avaliação sísmica de edifícios existentes. A regulamentação sísmica considerada foi principalmente o Eurocódigo 8 que, num futuro próximo, será implementado em Portugal. No entanto, verifica-se a ausência de referências sobre o nível de ação sísmica a considerar para edifícios antigos de alvenaria e de estudos nacionais de caracterização de tipologias e propriedades de alvenarias em edifícios existentes. Dentro dos principais regulamentos existentes a nível europeu, destaca-se o

regulamento sísmico italiano que tem como última versão a norma NTC 2008. Assim, como complemento, esta dissertação recorreu a algumas indicações fornecidas por esta norma.

Recorreu-se a análises dinâmicas lineares por espectro de resposta de um modelo de elementos finitos de um edifício “de placa”. Pretendia-se aferir até que ponto é legítima a adoção de métodos lineares dinâmicos na análise desta tipologia de edifícios, dada a sua complexidade, devida à variabilidade de materiais utilizados e às irregularidades em altura que apresenta.

1.2. Objetivos

Esta dissertação tem como principais objetivos:

- Desenvolvimento de uma metodologia que permita a análise sísmica de edifícios “de placa” existentes e que seja aplicável na prática da engenharia;
- Aplicação da metodologia a um edifício existente, pertencente à tipologia em estudo;
- Extrapolação das conclusões da análise realizada para edifícios com as mesmas características, presentes no edificado em Lisboa.

1.3. Estrutura do trabalho

Esta dissertação está estruturada em 6 capítulos.

No presente capítulo, faz-se um enquadramento do tema do trabalho no âmbito da engenharia civil, destaca-se a relevância do tema e definem-se os principais objetivos desta dissertação.

O capítulo 2 contém uma breve descrição da evolução das tipologias do parque construído em Lisboa, na qual se situa o aparecimento dos edifícios “de placa”. Faz-se, também, uma caracterização geral dos edifícios “de placa”.

No capítulo 3 faz-se uma breve referência à evolução da regulamentação sísmica portuguesa, define-se a ação sísmica segundo o EC8, estabelece-se uma comparação entre o EC8 e as normas italianas e, por fim, caracteriza-se o comportamento sísmico das construções em alvenaria, referindo-se as principais anomalias que ocorrem em edifícios existentes de alvenaria.

O capítulo 4 encarrega-se da análise do desempenho sísmico de edifícios “de placa”. Começa-se por descrever o funcionamento estrutural destes edifícios, desenvolvem-se modelos de cálculo para a quantificação da resistência ao corte de paredes de alvenaria, descreve-se a metodologia de modelação numérica e os

procedimentos experimentais para a realização de ensaios de caracterização dinâmica. Por último, resume-se a metodologia de estudo que é adotado no capítulo seguinte.

No capítulo 5 apresenta-se o caso de estudo, que corresponde a um edifício pertencente à fase final da tipologia dos edifícios “de placa”. Faz-se a caracterização estrutural do edifício, com base na documentação fornecida e nos levantamentos efetuados. É também neste capítulo que se apresenta o modelo de elementos finitos de comportamento elástico linear desenvolvido no programa de cálculo *SAP2000*. Apresentam-se os resultados obtidos a partir da análise linear dinâmica por espectro de resposta e, por fim, tiram-se conclusões passíveis de extrapolação para o caso de edifícios com características semelhantes.

No capítulo 6 procura-se fazer uma análise crítica do trabalho desenvolvido, referindo as suas limitações e algumas sugestões sobre como as colmatar.

Por último, apresentam-se em anexo os seguintes documentos:

- Anexo I: Desenhos referentes ao caso de estudo;
- Anexo II: Diagramas de tensões.

2. EDIFÍCIOS “DE PLACA” – DESCRIÇÃO GERAL E SUA CONTEXTUALIZAÇÃO NO PARQUE HABITACIONAL EM LISBOA

2.1. Evolução das tipologias construtivas

Existem vários estudos sobre a evolução do edificado português, que sugerem diferentes classificações tipológicas. Um exemplo de uma destas classificações está representado na Figura 2.1, em que estão identificadas 5 tipologias: edifícios anteriores a 1755, edifícios pombalinos, edifícios gaioleiros, edifícios “de placa” e edifícios de betão armado. É importante salientar que a construção se processa de forma contínua ao longo do tempo, pelo que entre todas as tipologias não existem fronteiras rígidas e surgem várias soluções de transição [Candeias, 2008].

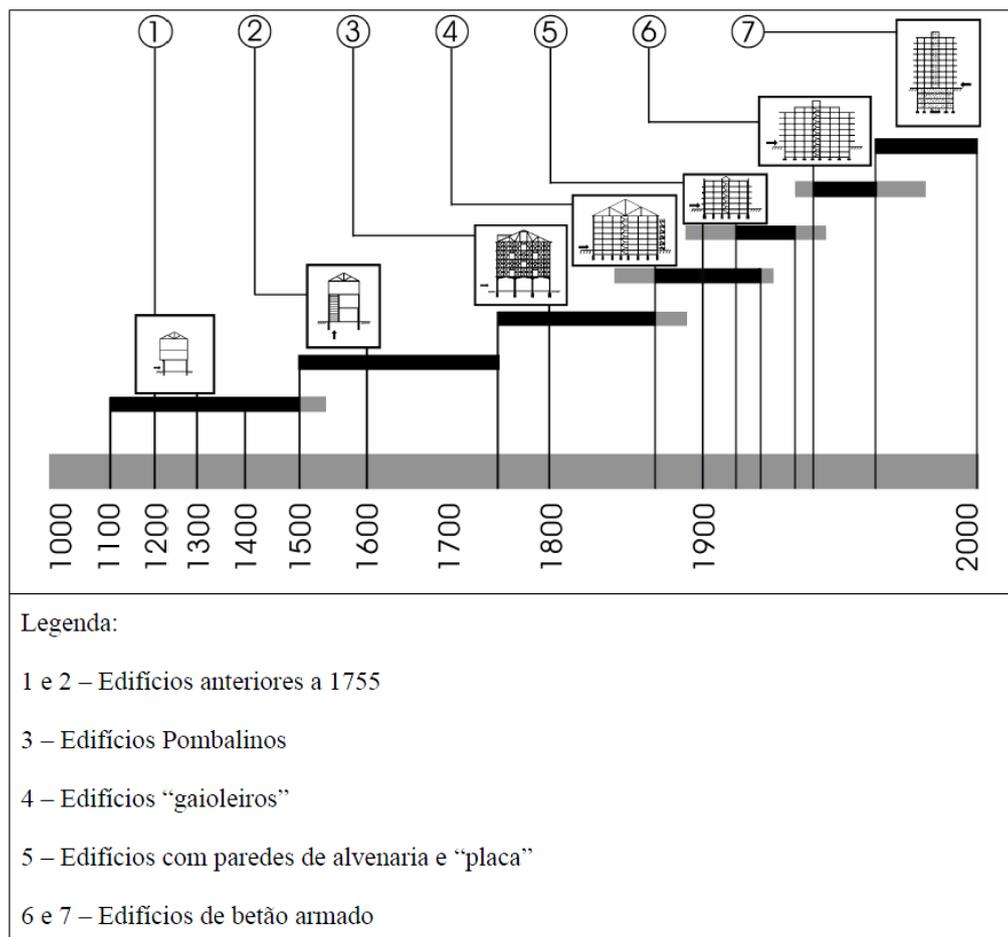


Figura 2.1 - Evolução das tipologias construtivas em Lisboa [Cóias e Silva, 2001].

A primeira tipologia de edifícios é constituída por edifícios anteriores a 1755, denominados como pré-pombalinos. Estão localizados nas zonas urbanísticas mais antigas de Lisboa, isto é, Alfama, Mouraria, Castelo e Bairro Alto. São poucos os exemplares deste grupo que não tenham sofrido alterações ao longo do tempo, pois são produto de uma construção a partir dos materiais disponíveis e de mão-de-obra

sem qualificação, em geral, caracterizados por grande fragilidade. Não são passíveis de uma descrição tipificada, pelo que devem ser analisados caso a caso. A maioria destes edifícios tinha um mau desempenho do ponto de vista sísmico, com a exceção de construções de pedra aparelhada desta época [Lopes, 2008].

Os edifícios pombalinos resultaram da reconstrução de Lisboa que se seguiu ao grande sismo de 1755. Esta época é caracterizada pela racionalização na construção, adotou-se, pela primeira vez, procedimentos de normalização e alguns elementos pré-fabricados. A principal evolução tecnológica da construção pombalina é a combinação da alvenaria pesada, rígida e frágil com a estrutura tridimensional de madeira leve, flexível e resiliente chamada gaiola (Figura 2.2). Este conjunto assegurava um bom desempenho quando sujeito, tanto a cargas verticais, como forças horizontais [Appleton, 2003]. Os pavimentos eram em madeira e apresentavam uma ligação às paredes de alvenaria, através de frechais, de qualidade superior em relação às construções interiores. A estrutura dos pisos inferiores era formada por colunas, paredes, abóbadas e arcos em alvenaria ordinária. A fundação era direta caso o solo rígido se encontrasse a pouca profundidade ou recorria-se a um sistema de fundação semi-direto, com estacas de madeira, quando o solo de fundação se encontrava a alguma profundidade [Lopes, 2008].



Figuras 2.2 - Exemplos de paredes de frontal, constituintes da gaiola pombalina [Pinho, 2000].

Após o período “pombalino”, entrou-se numa fase em que as construções perderam qualidade estrutural, pois a memória do grande terramoto estava cada vez menos presente. Aos edifícios desta fase dá-se o nome de “gaioleiros”. A Figura 2.3 ilustra alguns exemplos deste tipo de edifícios. Houve alterações na estrutura dos edifícios e perdeu-se a boa ligação entre pavimentos e paredes. As paredes de alvenaria perderam qualidade e a espessura das mesmas diminuiu ao longo da altura do

edifício. Os pisos térreos abobadados desapareceram definitivamente. Verificou-se o aumento da profundidade do lote e o desenvolvimento em altura até 5 ou 6 pisos elevados. Os frontais, isto é, as paredes resistentes interiores com estrutura interna em madeira, características da construção pombalina, foram desaparecendo progressivamente. Contudo, os frequentes colapsos parciais ou globais destes edifícios deveram-se, sobretudo, à fraqueza das ligações estruturais [Lopes, 2008].



Figura 2.3 - Edifícios gaioleiros [Simões *et al.*, 2012].

Após o total abandono das estruturas de madeira, seguiu-se um período de transição, caracterizado pelo recurso à alvenaria em simultâneo com o início do uso de betão armado. Surgiram os edifícios de estrutura mista de alvenaria e betão, edifícios “de placa”, que são o objeto de estudo neste trabalho e que serão descritos com mais detalhe no subcapítulo 2.2.

Na década de 50 do século XX, entrou-se na era do betão e deixaram de se utilizar alvenarias resistentes na construção de edifícios [Appleton, 1991]. Na primeira fase das estruturas em betão armado ainda se verificava a ausência de conhecimentos de engenharia sísmica e da durabilidade do betão armado. Esta fase caracteriza-se pela utilização de betão de baixa resistência e compacidade, adoção de estruturas com reduzido grau de simetria e regularidade, recurso a elementos esbeltos que originam estruturas flexíveis, ausência de disposições construtivas, que assegurem a ductilidade necessária, e falta de verificação sísmica das estruturas [Lopes, 2008].

Com a publicação do Regulamento de Solicitações em Edifícios e Pontes (RSEP), em 1961, e do Regulamento de Estruturas de Betão Armado (REBA), em 1967, a análise sísmica das estruturas ganhou relevo. Devido à entrada em vigor desta regulamentação técnica verificou-se uma tendência de melhoria da resistência sísmica média dos edifícios. Com o Regulamento de Segurança e Ações em estruturas de Edifícios e Pontes (RSA) e Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-Esforço (REBAP) em 1983 houve uma melhoria significativa da

qualidade estrutural sísmica dos edifícios de betão armado. Espera-se que com o futuro regulamento, os Eurocódigos, se mantenha esta tendência.

Atualmente, o betão é o material estrutural mais utilizado em Portugal, possibilitando a construção de edifícios com arquiteturas muito diferenciadas (Figura 2.4). As estruturas de betão vão-se adaptando às novas exigências de conceção anti-sísmica. São introduzidas caixas de escadas e de elevadores, formadas por paredes em betão armado, que constituem núcleos de grande rigidez, que absorvem grande parte das forças horizontais devidas à ação sísmica. Com o recurso ao pré-esforço e a betões de elevado desempenho, torna-se possível tirar partido de espaços interiores com grandes vãos [Lopes, 2008].



Figura 2.4 - Edifícios de betão [Lopes, 2008].

2.2. Edifícios “de Placa”

Os edifícios “de placa”, também designados como edifícios mistos de alvenaria e betão armado foram construídos em Portugal Continental entre 1930 a 1960 e representam atualmente cerca de 40% do edificado [Sotto-Mayor, 2006].

Na cidade de Lisboa, estes edifícios predominam nos bairros de Alvalade, Arco do Cego, Alameda D. Afonso Henriques, Areeiro, Encarnação, Boavista e Serafina [Sotto-Mayor, 2006].

Em 1930, o Regulamento Geral de Construção Urbana para a cidade de Lisboa recomendava o recurso a elementos de betão armado no piso térreo, para garantir o travamento das alvenarias quando não era empregue a gaiola, característica dos edifícios pombalinos. Este regulamento é um reflexo dos processos construtivos praticados na época, assinalando a transição entre um período em que se aplicaram as técnicas pombalinas e a sua decadência gradual até ao início da utilização de elementos em betão armado [Sousa, Oliveira e Costa, 2006].

O surgimento de edifícios “de placa” introduziu algumas alterações relativamente aos edifícios Gaioleiros. Abandonou-se totalmente as estruturas de madeira em paredes e recorreu-se sistematicamente a alvenaria de tijolo [LNEC, 2005]. Em 1930, aproximadamente, dá-se o aparecimento do betão armado que começou a ser utilizado apenas nas cintas e lintéis, geralmente, com armadura longitudinal constituída por ferros $4\text{Ø}3/8''$ em cada canto da cinta e estribos $\text{Ø}3/16''$ espaçados de 20cm [Sousa, Oliveira e Costa, 2006].

Inicialmente, os pavimentos tinham uma estrutura em madeira, com 0,30m de espessura, constituída por vigas (0,08m x 0,18m) espaçadas de 0,40m (Figura 2.5). Esta estrutura apoiava-se diretamente nas paredes exteriores e interiores. Habitualmente, as escadas eram executadas em betão armado, assim como alguns outros elementos estruturais horizontais.

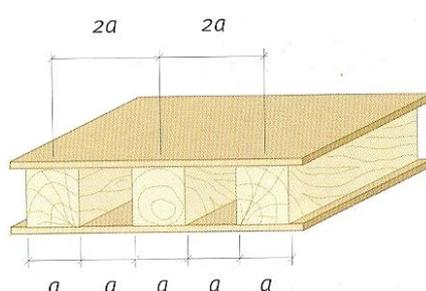


Figura 2.5 - Estrutura de um pavimento em madeira [Appleton, 2003].

Posteriormente, os pavimentos passaram a ser executados com lajes de betão maciças finas, geralmente com uma espessura de 0,07m até 0,10m. Começaram por substituir os pavimentos em madeira nas cozinhas, instalações sanitárias, marquises e varandas e numa fase posterior foram utilizados em todos os pavimentos. Estas lajes eram fracamente armadas, geralmente com apenas uma camada de armadura para momentos positivos [Monteiro e Bento, 2012]. Estas

descarregavam diretamente sobre as paredes de alvenaria e por vezes também em paredes de betão [Lopes, 2008] que se localizavam em zonas sem aberturas como na zona das empenas. O betão geralmente utilizado variava entre resistências equivalentes às das classes C16/20 e C20/25, no melhor dos casos, e o aço em varão liso da classe A235 [Lourenço e Lamego, 2012].

Os elementos verticais em betão armado começaram a surgir apenas nos cantos salientes das fachadas posteriores e só mais tarde apareceram também na fachada principal [Monteiro e Bento, 2012].

Esta tipologia construtiva surgiu associada à construção de bairros sociais promovidos pelo Estado Novo, entre as décadas de 30 e 40 do século XX, como são os casos dos bairros de: Belém (1938), Quinta das Furnas (1938), Alto da Boavista (1939-1940), Alto da Serafina (1940) e Encarnação (1940) [Simões, 2011].

No entanto, foi apenas a partir 1950 que a utilização do betão nas estruturas começou a ganhar grande relevância. Entre 1950 a 1960, os edifícios apresentavam estruturas porticadas de vigas e pilares em betão armado preenchidas por paredes duplas de alvenaria de tijolo ou de pedra na periferia do edifício ou apenas nas fachadas principal e de tardoz [LNEC, 2005]. Estes pórticos começaram por surgir no piso térreo devido à necessidade de abertura de vãos de maiores dimensões para a instalação de atividades comerciais.

As paredes interiores eram formadas por alvenaria de tijolo furado ou maciço ou blocos de betão e a sua espessura variava entre 0,15m e 0,25m. As fachadas eram, em geral, constituídas por alvenaria de pedra, com espessuras entre 0,40m e 0,70m, ou alvenaria de tijolo, com uma espessura que variava de 0,30m a 0,40m. É frequente observar a diminuição da espessura das paredes com a altura, tanto exteriores como interiores [Monteiro e Bento, 2012].

A fachada posterior apresentava, por vezes, uma mudança relativamente à retangularidade do edifício em planta, de modo a incluir mais facilmente áreas de serviço, como a zona das escadas, cozinha e instalações sanitárias. A solução, típica desta tipologia, denominada “Rabo de Bacalhau” e constituiu um compromisso em que era melhor aproveitada a relação perímetro/área do edifício. Edifícios com esta característica são predominantes na zona entre a linha férrea e a Alameda D. Afonso Henriques, identificada na Figura 2.6. Na Figura 2.7 apresenta-se alguns exemplos de plantas de edifícios com a característica de “Rabo de Bacalhau”.

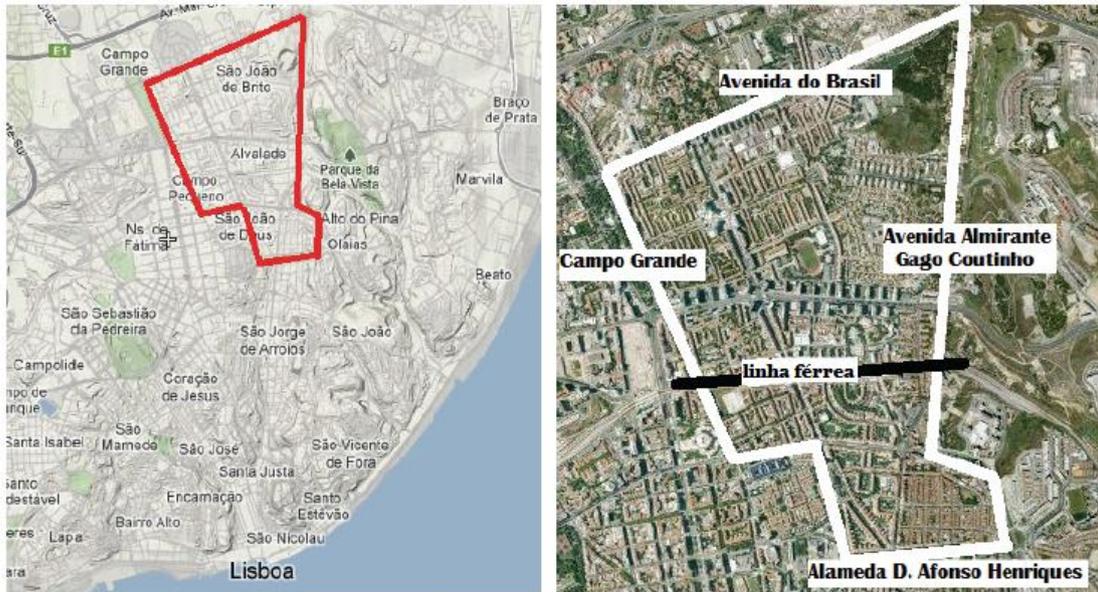


Figura 2.6 - Zona de construção de edifícios “de placa” entre 1940 e 1960 [adaptado Monteiro e Bento, 2012].

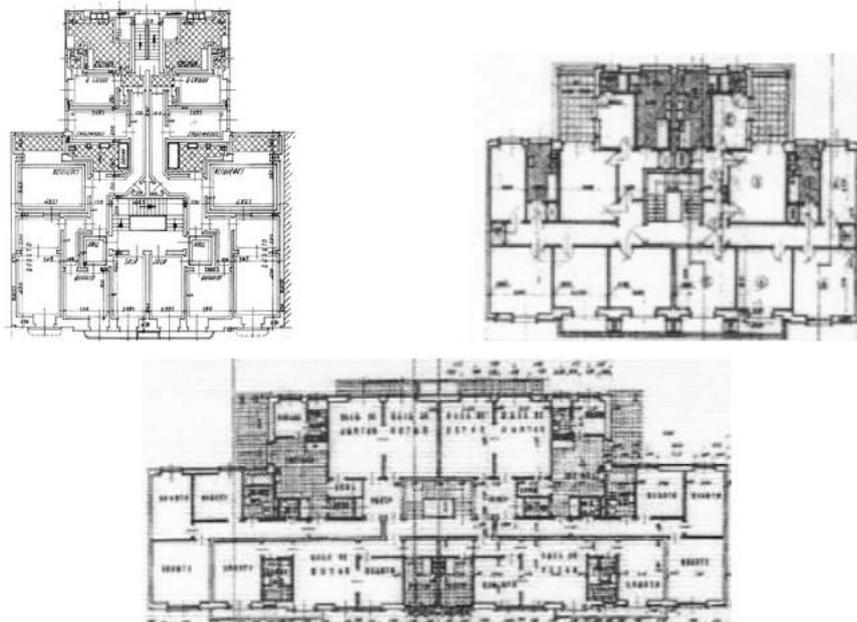


Figura 2.7 - Exemplos de edifícios “de placa” com plantas do tipo “Rabo de Bacalhau” [Monteiro e Bento, 2012].

As fundações eram, na maioria dos casos, sapatas contínuas em alvenaria de pedra ou tijolo, que suportavam as paredes de maior espessura. Eram de constituição semelhante à das paredes e apresentavam uma espessura superior [Pomba, 2007]. Contudo, foi nesta época, que se realizaram as primeiras fundações em betão armado. Estes dois sistemas de fundações estão ilustrados na Figura 2.8.

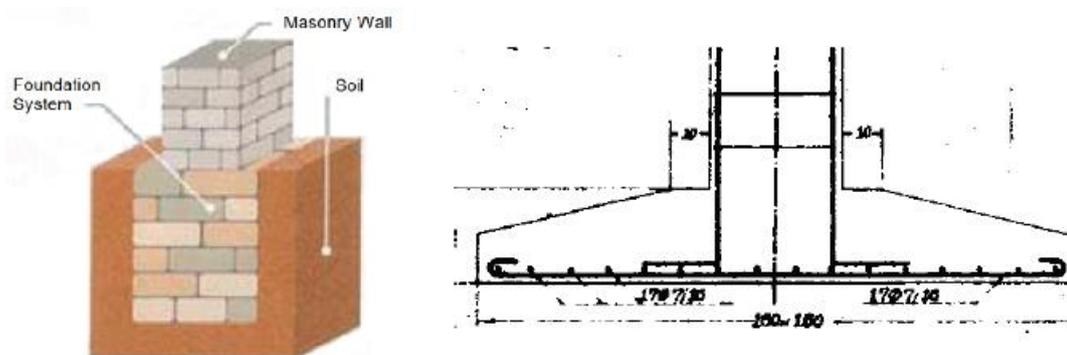


Figura 2.8 - Sistemas de fundações típico de edifícios “de placa”: solução em alvenaria (à esquerda) e solução em betão armado (à direita) [Monteiro e Bento, 2012].

Nesta época, para além do recurso a soluções de cobertura tradicionais, isto é, com estruturas em madeira (Figura 2.9) com telha cerâmica, surgiram as primeiras coberturas de terraço em betão armado [Monteiro e Bento, 2012].

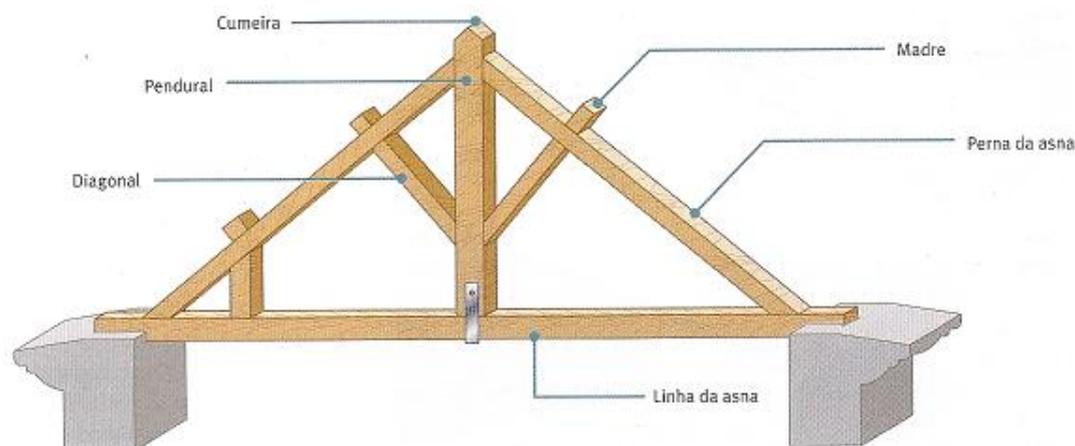


Figura 2.9 - Estrutura da cobertura em madeira [Appleton, 2003].

As escadas principais localizavam-se usualmente no centro do edifício, em planta, e as escadas de serviço nas traseiras. Como já se referiu, a estrutura das primeiras era, em geral, em betão armado. Em alguns poucos exemplares construídos numa fase inicial ainda é possível encontrar escadas executadas em madeira. As escadas de serviço eram em betão armado ou em ferro [Monteiro e Bento, 2012].

3. AÇÃO SÍSMICA – QUANTIFICAÇÃO E AVALIAÇÃO DOS SEUS EFEITOS EM CONSTRUÇÕES DE ALVENARIA

3.1.Regulamentação Sísmica Portuguesa

Em Portugal, a preocupação com a resistência sísmica dos edifícios surgiu como consequência sismo de 1755. No seguimento deste sismo toda a Baixa de Lisboa teve de ser reconstruída e, pela primeira vez, foram utilizadas técnicas e metodologias construtivas que visavam conferir aos edifícios resistência sísmica. Sistemáticamente, recorreu-se ao sistema da “gaiola pombalina” que consiste numa estrutura triangulada tridimensional de madeira que confere resistência às forças horizontais induzidas pelos sismos às estruturas (Figura 3.1) [Lopes, 2008].



Figura 3.1 - Gaiola Pombalina [Pinho, 2000].

Ao longo do século XIX, foi-se perdendo o conhecimento adquirido durante o período pombalino. Apenas em 1958, surgiu o primeiro regulamento que abordava uma conceção estrutural sismo-resistente, o Regulamento de Segurança das Construções Contra os Sismos (RSCCS). O RSCCS considerou um coeficiente sísmico para quantificar a ação sísmica horizontal e um zonamento do país segundo a intensidade diferenciada com que a ação sísmica se faz sentir. Em 1961 foi publicado o Regulamento de Solicitações em Edifícios e Pontes (RSEP) que incluiu as prescrições do RSCCS. Em 1983, o RSEP foi substituído pelo Regulamento de Segurança e Acções em Estruturas de Edifícios e Pontes (RSA) e foi publicado o Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-Esforçado (REBAP), que ainda hoje se encontram em vigor [Lopes, 2008].

O RSA introduziu algumas melhorias relativamente aos regulamentos anteriores que traduzem o melhor conhecimento sobre a distribuição de sismicidade do país e o

desenvolvimento da engenharia sísmica durante o século XX. Adotou-se um novo zonamento sísmico e a definição da ação sísmica passou a ser feita através de espectros de potência e espectros de resposta.

No RSA considera-se suficiente verificar a segurança de estruturas em relação a dois tipos de ações sísmicas: a ação sísmica tipo 1 (sismo de magnitude moderada a pequena distância focal) e a ação sísmica tipo 2 (sismo de magnitude elevada a grande distância focal).

No RSA, o zonamento sísmico de Portugal continental fez-se em quatro zonas, designadas por A, B, C e D, por ordem decrescente de sismicidade e foram considerados três tipos de solo: tipo I, tipo II e tipo III. Na Figura 3.2 pode observar-se o zonamento sísmico que o RSA considera e os espectros de resposta da zona A e terreno tipo I para a ação sísmica tipo 1 e tipo 2 [RSA, 2007].

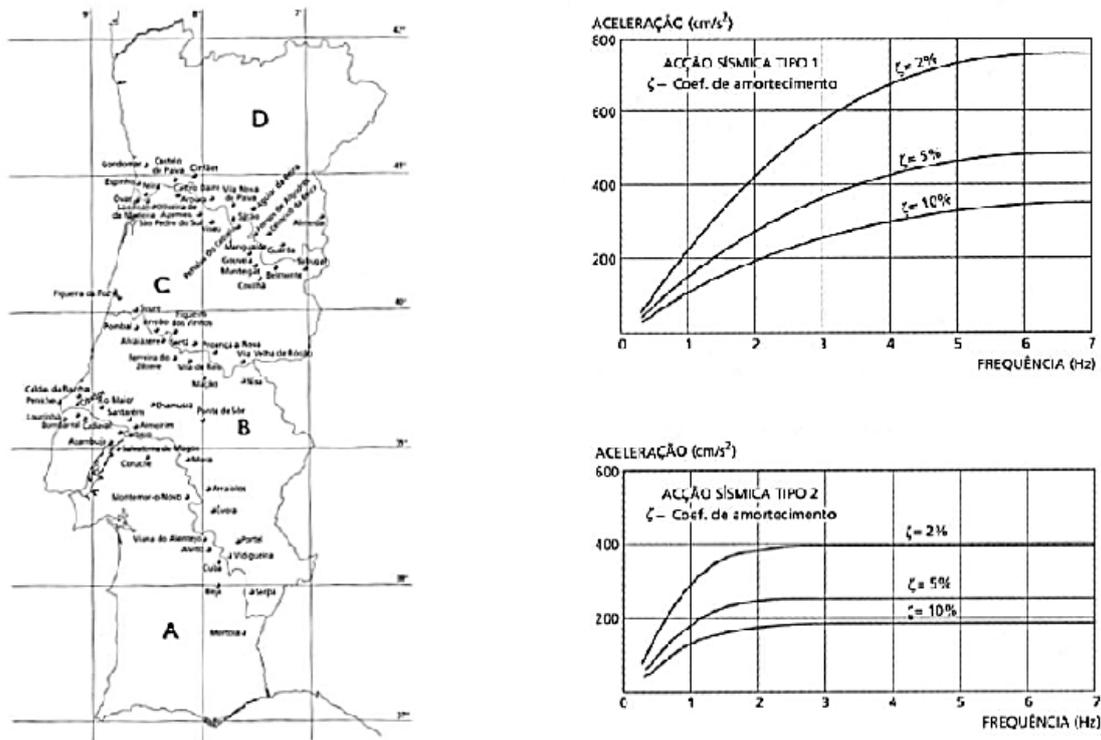


Figura 3.2 - Zonamento sísmico (à esquerda) e espectros de resposta para a zona A e terreno tipo I, para a ação sísmica tipo 1 (à direita em cima) e tipo 2 (à direita em baixo) [RSA, 2007].

Neste momento, os países europeus, Portugal incluído, encontram-se numa fase de transição entre os regulamentos nacionais e os Eurocódigos que têm como principal objetivo uniformizar, a nível europeu, as regras de verificação dos projetos de estruturas, especificações técnicas e pormenorização.

3.2. Definição da ação sísmica segundo o EC8

A ação sísmica e as necessárias verificações de segurança são definidas no Eurocódigo 8 – Projeto de estruturas sísmo-resistentes, que é constituído por 6 partes. No âmbito desta dissertação são relevantes:

- EN1998-1: Eurocódigo 8 Parte 1: Regras gerais, ações sísmicas e regras para edifícios;
- EN1998-3: Eurocódigo 8 Parte 3: Avaliação e reforço de edifícios.

Esta nova regulamentação, além de determinar os valores a considerar para a ação sísmica, introduz também regras para a verificação de segurança e de pormenorização de elementos estruturais.

Em relação ao RSA, o EC8 - 1 introduz novos conceitos e procedimentos de definição da ação sísmica. O EC8 define a acção sísmica com base em espectros de resposta de acelerações, que representam o movimento sísmico horizontal à superfície da terra. Designa-se por espectro de resposta de acelerações um conjunto de valores máximos de resposta, em termos de aceleração, expressos em função do correspondente valor de frequência e para um dado amortecimento. Esses espectros, tal como a acção sísmica, estão dependentes de vários parâmetros, nomeadamente, daqueles que estão relacionados com o local em que está a ser avaliada e com a estrutura em causa [Appleton, 2008].

O EC8 - 1 estabelece duas exigências fundamentais que as estruturas de edifícios novos devem cumprir:

- Exigência de não colapso: Quando sujeita a um evento sísmico raro, a estrutura não deve colapsar e é exigido que mantenha a sua integridade e capacidade mínima de suporte das cargas gravíticas. Esta exigência tem como objetivo a proteção de vidas humanas;
- Exigência de limitação de danos: Quando sujeita a um evento sísmico relativamente frequente, os danos nas construções devem ser evitados, de modo a facilitar a reparação das estruturas e reduzir as perdas económicas.

No EC8, tal como já acontecia no RSA, a ação sísmica é definida de forma probabilística. O EC8 admite um período de retorno da ação sísmica de 475 anos para estruturas correntes, ou seja, considera que a ação sísmica para a qual estruturas correntes devem ser dimensionadas tem uma probabilidade de ser excedida de 10% num período de 50 anos [Lopes, 2008].

Na Figura 3.3 apresenta-se o zonamento sísmico considerado em Portugal Continental. São considerados dois tipos de fontes sísmicas, para as quais o zonamento é distinto.

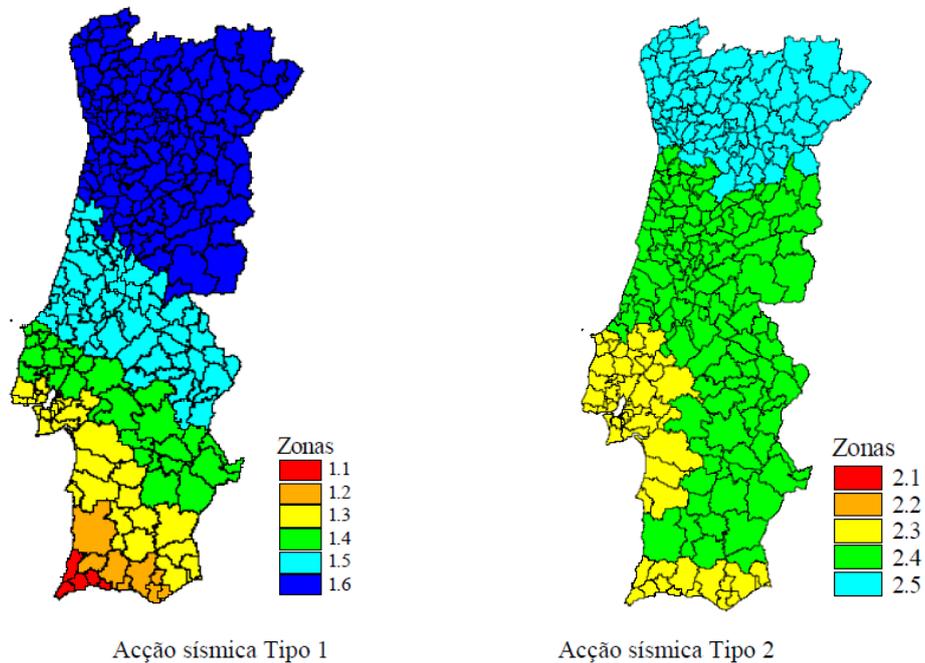


Figura 3.3 - Zonamento sísmico de Portugal Continental [EC8-1, 2009].

- Ação sísmica tipo 1: Está associada à falha entre as placas tectónicas europeia e africana (interplaca) e corresponde a sismos de magnitude elevada, maior duração e predominância de baixas frequências;
- Ação sísmica tipo 2: Tem origem no interior da placa europeia (intraplaca) e corresponde a sismos de menor magnitude, menor duração e predominância de frequências mais elevadas.

Para diferenciar as estruturas quanto à sua relevância, o EC8 introduz o conceito de classes de importância. Para este efeito, multiplica-se o valor de referência da ação sísmica por um coeficiente de importância γ_I que tem em conta a importância da construção. Na Tabela 3.1 apresentam-se as quatro classes de importância, previstas no EC8 e na Tabela 3.2 indicam-se os correspondentes coeficientes de importância.

Tabela 3.1 - Classes de importância para edifícios [EC8-1, 2009].

Classe de importância	Tipo de edifício
I	Edifícios de importância menor para a segurança pública, como por exemplo edifícios agrícolas, etc.
II	Edifícios correntes, não pertencentes às outras categorias.
III	Edifícios cuja resistência sísmica é importante tendo em vista as consequências associadas ao colapso, como por exemplo escolas, salas de reunião, instituições culturais, etc.
IV	Edifícios cuja integridade em caso de sismo é de importância vital para a proteção civil, como por exemplo hospitais, quartéis de bombeiros, centrais elétricas, etc.

Tabela 3.2 - Coeficientes de importância [EC8-1, 2009].

Classe de importância	Ação sísmica tipo I	Ação sísmica tipo II	
		Continente	Açores
I	0,6	0,8	0,8
II	1,0	1,0	1,0
III	1,6	1,6	1,2
IV	2,1	2,1	1,4

Para ambos os tipos de ação sísmica, o movimento sísmico horizontal é traduzido pelas seguintes expressões, que definem o espectro de resposta elástico:

$$0 \leq T \leq T_B: S_e(T) = a_g * S * \left[1 + \frac{T}{T_B} * (\eta * 2,5 - 1) \right] \quad (3.1)$$

$$T_B \leq T \leq T_C: S_e(T) = a_g * S * \eta * 2,5 \quad (3.2)$$

$$T_C \leq T \leq T_D: S_e(T) = a_g * S * \eta * 2,5 * \left[\frac{T_C}{T} \right] \quad (3.3)$$

$$T_D \leq T \leq 4s: S_e(T) = a_g * S * \eta * 2,5 * \left[\frac{T_C * T_D}{T^2} \right] \quad (3.4)$$

Em que:

$S_e(T)$ é o espectro de resposta elástico;

T é o período de vibração de um sistema de um grau de liberdade;

a_g é a aceleração de projeto em terreno tipo A, que se calcula através da multiplicação $\gamma_I * a_{gR}$, em que a_{gR} é a aceleração de projecto para o período de referência de 475 anos;

T_B é o limite inferior do ramo espectral de aceleração constante;

T_C é o limite superior do ramo espectral de aceleração constante;

T_D é o valor definidor de início do ramo de deslocamento constante;

S é o fator de terreno;

η é o fator de correção do amortecimento $\eta = \sqrt{10/(5 + \xi)}$, com o valor de referência $\eta = 1$ para 5% de amortecimento.

Os valores de a_{gR}, T_B, T_C, T_D e S são definidos no Anexo Nacional para os diferentes tipos de terreno. A classificação do tipo de terreno baseia-se na velocidade das ondas de corte v_s nos 30m superficiais [EC8-1, 2009].

O EC8 sugere vários métodos de análise para a determinação dos efeitos da ação dos sismos e admite que as estruturas podem ser analisadas considerando modelos de comportamento elástico linear e não linear. No caso de se adotar análises elásticas lineares o EC8 sugere a consideração de coeficientes de comportamento que têm em conta, indiretamente, os efeitos do comportamento não linear das estruturas. Os resultados obtidos pelas análises elásticas lineares como espectro de resposta elástico são divididos pelo coeficiente de comportamento q . Este coeficiente é dependente do tipo de estrutura e das suas características de ductilidade.

3.3. Eurocódigo 8 - Parte 3 e Normas italianas

Não existe a nível nacional uma regulamentação que diga respeito especificamente à reabilitação sísmica de edifícios existentes, quer sejam edifícios de betão armado ou de edifícios de alvenaria [Casanova, Bento e Lopes, 2011].

Os mais importantes regulamentos europeus referentes a esta temática são o EC8 – 3, as normas italianas OPCM 3274 (2003), OPCM 3431 (2005) e, mais recentemente, a NTC 2008. As normas italianas surgiram como uma tentativa de adaptar o EC8 – 3 à realidade italiana.

Nos dois regulamentos, EC8 e NTC 2008, é seguida a mesma metodologia para avaliação sísmica e reforço de estruturas existentes de alvenaria, baseada na caracterização da estrutura e da sua verificação estrutural [Casanova, Bento e Lopes, 2011].

Na avaliação de edifícios existentes é, na maioria das vezes, impossível aceder informações associadas à sua estrutura. É frequente que os desenhos e cálculos de dimensionamento da estrutura não se encontrem disponíveis, que a construção tenha sido realizada na ausência de regulamentos de dimensionamento e não seja possível a medição das propriedades dos materiais.

Assim, o EC8 introduziu o conceito de Nível de Conhecimento, que está relacionado com a quantidade e a qualidade de informação disponível (em termos de geometria, materiais e detalhes construtivos), do qual dependem os métodos de análise que podem ser utilizados e os fatores de confiança dos materiais.

Os níveis de conhecimento e os correspondentes fatores de conhecimento, considerados no EC8 são também considerados na norma italiana NTC 2008. A Tabela 3.3 relaciona os níveis de conhecimento com a informação disponível e os consequentes métodos de análise e fatores de confiança para edifícios existentes em alvenaria. No que se refere ao EC8-3 não se faz, exceto no que diz respeito ao anexo C, a distinção dos tipos de estruturas. No NTC 2008, assim como já acontecia nas normas que o precederam, faz-se uma distinção entre edifícios com estrutura de betão armado, metálicos e de alvenaria, definindo parâmetros específicos para cada caso.

Tabela 3.3 - Nível de Conhecimento em função da informação disponível, métodos de análise permitidos e fatores de segurança para edifícios em alvenaria [NTC 2008].

Nível de Conhecimento	Geometria	Detalhes construtivos	Propriedades dos materiais	Métodos de análise	Fator de Confiança
LC1	Levantamento estrutural	Inspeções <i>in situ</i> limitadas	Inspeções <i>in situ</i> limitadas	Todos	1,35
LC2		Inspeções <i>in situ</i> extensas e exaustivas	Inspeções <i>in situ</i> extensas		1,20
LC3			Inspeções <i>in situ</i> exaustivas		1,00

Com o objetivo de determinar o nível de conhecimento, a NTC 2008 recomenda um levantamento geométrico, que dê destaque aos seguintes detalhes estruturais:

- Qualidade das conexões de paredes verticais;

- Qualidade das conexões entre pavimentos/coberturas e paredes e eventual presença de vigas de cintagem ou outros dispositivos de conexão;
- Presença de lintéis estruturalmente eficientes em aberturas;
- Existência de elementos com capacidade para equilibrar impulsos horizontais;
- Presença de elementos de elevada vulnerabilidade, estruturais ou não estruturais;
- Tipologia de alvenaria (de pedra ou tijolo, unidades regulares ou irregulares, pano simples ou duplo, com ou sem conexão entre panos,...).

Os regulamentos referidos definem um mínimo de inspeções e ensaios associados às propriedades dos materiais. Para um nível de conhecimento baixo (nível de conhecimento limitado) obriga à realização de ensaios *in situ*, nomeadamente um ensaio por piso. O regulamento italiano NTC 2008 permite evitar, no caso de níveis de conhecimento limitados, a realização de ensaios *in situ* destrutivos e onerosos. Em alternativa, sugere que seja feito um mínimo de inspeções *in situ*, através das quais as propriedades mecânicas dos materiais podem ser estimadas. Segundo essa norma, devem ser selecionadas zonas onde deverá ser removido o reboco, de modo a que seja possível avaliar, através de inspeções visuais, a qualidade da conexão entre paredes ortogonais, a capacidade da parede se comportar monoliticamente, a textura da alvenaria e a consistência da argamassa. Por fim, conhecidas as tipologias construtivas, é possível associar essa informação aos valores de referência das propriedades mecânicas dos materiais que constam na Tabela C8A.2.1. da NTC 2008, obtidos com base em dados experimentais referentes às tipologias mais comuns. A norma NTC 2008 permite, também, a utilização de informações experimentais obtidas em outras construções, sempre que seja possível estabelecer uma clara e comprovada relação de semelhança entre os materiais, textura, técnicas de construção e pormenorização [Magenes e Penna, 2009]. Note-se que o EC8 não permite, ou pelo menos não refere, esta estratégia.

De acordo com o desempenho que se pretende para o edifício, é escolhido o nível de danos máximo que se admite que a estrutura apresente quando sujeita à ação sísmica, que é definida pelo período de retorno. O EC8-3 considera a verificação dos estados limites, indicados na Tabela 3.5, que se relacionam com um determinado nível de danos.

Tabela 3.4 - Valores de referência das propriedades mecânicas de diferentes tipologias de alvenaria [NTC 2008].

Tipologia de alvenaria	f_m (N/mm ²)	τ_0 (N/mm ²)	E (N/mm ²)	G (N/mm ²)	W (kN/m ³)
	min - max	min - max	min - max	min - max	
Alvenaria de pedra irregular	1,0 1,8	0,020 0,032	690 1050	230 350	19
Alvenaria de pedra desaparelhada com paramento de espessura limitada e núcleo interno	2,0 3,0	0,035 0,051	1020 1440	340 480	20
Alvenaria de pedra aparelhada com boa conexão	2,6 3,8	0,056 0,074	1500 1980	500 660	21
Alvenaria de pedra macia (tufo, calcário, etc.)	1,4 2,4	0,028 0,042	900 1260	300 420	16
Alvenaria de cantaria	6,0 8,0	0,090 0,120	2400 3200	780 940	22
Alvenaria de tijolo com argamassa de cal	2,4 4,0	0,060 0,092	1200 1800	400 600	18
Alvenaria de tijolo semi-preenchido com argamassa cimentícia (ex: duplo UNI)	5,0 8,0	0,240 0,320	3500 5600	875 1400	15
Alvenaria de tijolo vazado (percentagem de perfurações < 45%)	4,0 6,0	0,300 0,400	3600 5400	1080 1620	12
Alvenaria de tijolo vazado, com juntas perpendiculares a seco (percentagem de perfurações <45%)	3,0 4,0	0,100 0,130	2700 3600	810 1080	11
Alvenaria de blocos de betão (percentagem de perfurações entre 45% e 65%)	1,5 2,0	0,095 0,125	1200 1600	300 400	12
Alvenaria de blocos de betão semi-preenchidos (percentagem de perfurações <45%)	3,0 4,4	0,180 0,240	2400 3520	600 880	14

f_m - Resistência média à compressão da alvenaria;

τ_0 - Resistência média ao corte da alvenaria;

E - Valor médio do módulo de elasticidade;

G - Valor médio do módulo de distorção;

W - Peso específico médio da alvenaria.

Tabela 3.5 - Nível de danos máximo admissível para os diferentes estados limite considerados no EC8-3 [EC8-3, 2009].

Estados Limite	Descrição	Ação sísmica
Estado Limite de Colapso Iminente	Estrutura próxima do colapso e não suporta ações sísmicas, mesmo de intensidade moderada	2475 anos, 2% de probabilidade de excedência em 50 anos
Estado Limite de Danos severos	Danos significativos; estrutura ainda suporta ações sísmicas de intensidade moderada	475 anos, 10% de probabilidade de excedência em 50 anos
Estado Limite de Danos limitados	Danos ligeiros; estrutura mantém capacidades resistentes e não necessita reparação	225 anos, 20% de probabilidade de excedência em 50 anos

A norma italiana NTC 2008 considera apenas o Estado Limite Último e o Estado Limite de Danos, que correspondem ao primeiro e último dos estados limites referidos no EC8-3, respetivamente. Contudo considera o Estado Limite de Danos associado a uma ação sísmica menos gravosa [Casanova, Bento e Lopes, 2011].

Ambos os regulamentos consideram como métodos de análise, dos efeitos da ação sísmica sobre os edifícios, os métodos referidos na Tabela 3.6.

Tabela 3.6 - Métodos de análise sísmica.

Métodos Lineares	Métodos Não Lineares
Análise estática linear	Análise estática não linear (Pushover)
Análise dinâmica modal por espectro de resposta	Análise dinâmica não linear (Time History)

Os métodos lineares são os mais usuais devido à sua simplicidade e rapidez de utilização e são os mais conhecidos pelos projetistas. Como referido, de modo a considerar o comportamento não linear da estrutura, os resultados obtidos através de análises elásticas lineares são corrigidos pelo coeficiente de comportamento q .

O EC8 não fornece informação sobre o coeficiente de comportamento a considerar para edifícios em alvenaria, muito menos para estruturas antigas de alvenaria. A norma italiana NTC 2008 considera adequados os seguintes valores:

- i) Alvenaria não reforçada
 - (1) Regular em altura: $q = 2\alpha_u/\alpha_1$;
 - (2) Irregular em altura: $q = 1,5 \alpha_u/\alpha_1$.

Em que a expressão α_u/α_1 corresponde ao coeficiente de sobrerresistência (OSR), que toma os seguintes valores:

- i) Edifício em alvenaria não reforçada com um piso: $\alpha_u/\alpha_1 = 1,4$;
- ii) Edifício em alvenaria não reforçada com dois pisos ou mais pisos:
 $\alpha_u/\alpha_1 = 1,8$.

O EC8-3 apresenta no Anexo C (secção 3.2) algumas limitações à aplicação de análises lineares a edifícios em alvenaria. De acordo com o EC8, as construções devem reunir um conjunto de características típicas de edifícios regulares e ter pisos que se comportem como diafragmas rígidos. No entanto, a maioria dos edifícios antigos dispõe de pisos flexíveis (pavimentos em madeira), o que implica que as paredes tendem a vibrar de modo mais independente, pelo que de acordo com o EC8, resta nesses casos a opção de recorrer a métodos de análise não lineares [Magenes *et al.*, 2009]. No entanto, no caso dos edifícios “de placa”, com pavimentos em betão armado, esse comportamento de diafragma indeformável pode ser, na maioria dos casos, expectável.

A utilização de análises não lineares, obriga a dispor de um nível de conhecimento do comportamento dos materiais relativamente superior ao necessário para análises lineares, o que conduz à necessidade de realizar um maior número de ensaios *in situ*.

O EC8-3 não indica claramente nenhum método de análise para o caso de edifícios mistos, com elementos estruturais em alvenaria e em betão armado. Segundo a NTC 2008, recomenda-se o recurso a métodos estáticos não lineares, devido à elevada variação de rigidez e capacidade de deformação dos elementos estruturais [Magenes *et al.*, 2009].

Relativamente ao nível de ação sísmica a considerar na avaliação da segurança sísmica e do dimensionamento do reforço sísmico de edifícios existentes, o EC8-3 não propõe qualquer redução relativamente aos valores indicados para edifícios novos. No entanto, a norma italiana NTC 2008 permite diminuir até 65% relativamente ao valor considerado em edifícios novos. A verificação de segurança da ação sísmica de edifícios existentes com o mesmo nível de exigência considerado para edificações novas pode conduzir a medidas drásticas e, provavelmente, desnecessárias [Lourenço, 2010].

3.4. Comportamento sísmico das construções em alvenaria

A resistência sísmica dos edifícios de alvenaria, depende em grande parte das suas paredes, que são responsáveis pela transmissão das cargas verticais e horizontais às fundações.

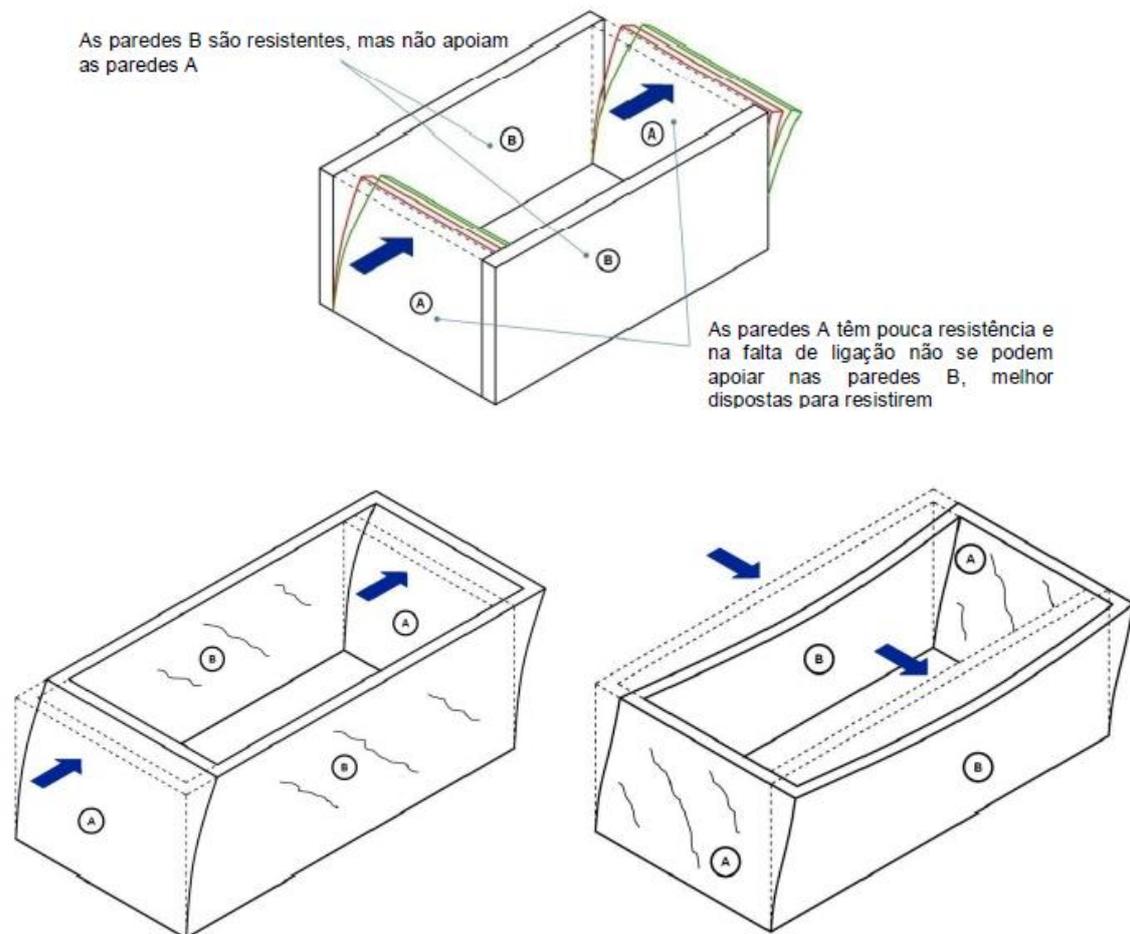
De modo geral, num edifício antigo todas as paredes têm, dentro de certas limitações, alguma função estrutural. Contudo, designam-se paredes resistentes, aquelas que, devido às suas características geométricas e mecânicas, são fundamentais na estrutura do edifício, tanto na resistência às cargas verticais, de natureza gravítica, como na resistência às forças horizontais, correspondentes à ação sísmica e à ação do vento. Estas paredes apresentam, em geral, grande espessura, baixa resistência à tração e boa resistência à compressão. Dada a largura e peso dessas paredes, o esforço normal de compressão funciona como força estabilizadora e equilibra forças horizontais derrubantes. A menor esbelteza das paredes resulta num menor risco de instabilidade por encurvadura, ou seja, instabilidade para fora do seu plano. A espessura elevada da parede corresponde também a uma maior dimensão do núcleo central, o que previne a formação de tensões de tração nas secções [Appleton, 2003].

As paredes interiores, divisórias ou de compartimentação, que limitam os diversos compartimentos do edifício, podem ser construídas em alvenaria de pedra ou de tijolo. Essas paredes divisórias desempenham, muitas vezes, funções estruturais, no sentido em que são essenciais no travamento da estrutura do edifício [Pinho, 2000].

A resistência e estabilidade do conjunto do edifício estão dependentes do travamento tridimensional do mesmo, que está relacionado com interligação de paredes ortogonais. Uma vez que os pavimentos em madeira, usuais em edifícios antigos, não constituem diafragmas rígidos no seu plano e não contribuem, portanto, para este efeito de travamento, a interligação entre paredes é muito importante para a capacidade resistente global do edifício [Lopes, 2008]. No caso dos edifícios “de placa”, se a laje de betão ocupar todo o piso e as ligações entre paredes e entre paredes e pavimentos forem asseguradas por soluções de reforço, os pavimentos de betão armado promovem um comportamento de diafragma, tornando possível um melhor desempenho sísmico dessas construções, relativamente aos edifícios de épocas anteriores.

A importância deste fenómeno está ilustrada na Figura 3.4. Uma parede isolada instabiliza facilmente quando solicitada por um sismo que atue segundo a direção perpendicular ao seu plano, mas se o sismo atuar segundo o plano da parede esta

apresenta uma resistência superior. Por outro lado, numa construção formada por 4 paredes ortogonais entre si, se estas não estiverem bem ligadas comportam-se como se estivessem isoladas. No entanto, se houver uma boa ligação entre as paredes, a resistência do conjunto aumenta significativamente [Oliveira e Carvalho, 1982].



Figuras 3.4 - Efeitos das ligações entre paredes: as paredes não apresentam ligação e comportam-se como isoladas (em cima); as paredes B suportam as paredes A (em baixo à esquerda); as paredes A suportam as paredes B (em baixo à direita) [Candeias, 2008].

No caso da existência de aberturas, portas ou janelas, o funcionamento das paredes altera-se, devido às perturbações que estas aberturas introduzem na transmissão das forças até às fundações. Assim, observa-se, em geral, a formação de fendas diagonais na zona das portas e janelas, como ilustra a Figura 3.5. Este processo de fendilhação aumenta com a sucessiva alternância de esforços e pode levar à degradação da capacidade resistente da alvenaria [Oliveira e Carvalho, 1982].

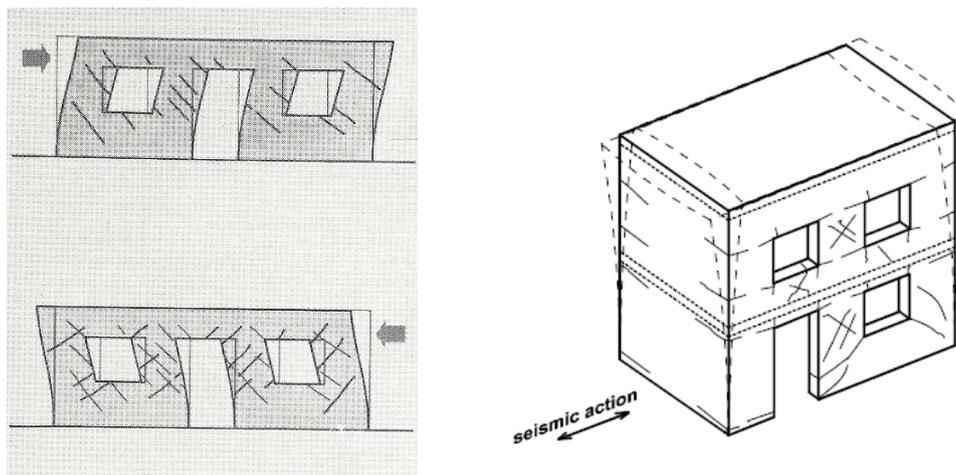


Figura 3.5 - Fendilhação de uma parede com aberturas quando sujeita à ação sísmica [Oliveira e Carvalho, 1982] e [Magenes e Penna, 2009].

A alvenaria é um material heterogéneo, anisotrópico e descontínuo e as suas propriedades variam consoante os seus elementos constituintes, a técnica construtiva e o estado de conservação. Dado que a qualidade da alvenaria tem um papel fundamental na capacidade resistente de uma construção para se opor à ação sísmica, a norma NTC 2008 recomenda a consideração de alguns aspetos na quantificação das propriedades resistentes das alvenarias, que promovem um comportamento monolítico da alvenaria (como o alinhamento de juntas de argamassa na vertical, as ligações transversais em paredes com múltiplos planos de alvenaria, a forma dos agregados, a qualidade da argamassa e do tijolo ou pedra) [Magenes, 2006].

Dada a grande variabilidade das propriedades das alvenarias, é fundamental a identificação, em primeiro lugar, dos seus constituintes. A norma italiana oferece como alternativa, caso não seja possível realizar ensaios de caracterização mecânica das alvenarias, a realização de inspeções visuais, que permitem a caracterização tipológica da alvenaria e a associação das mesmas a propriedades mecânicas de referência.

No entanto, apesar da grande diversidade de materiais e técnicas, as alvenarias apresentam, em geral, uma resistência à tração muito baixa, que pode ser considerada nula na maior parte das situações. A resistência a tensões de corte das alvenarias antigas pode considerar-se razoável e a resistência a tensões de compressão é geralmente suficiente para o nível de tensões que resultam das ações verticais [Limongelli, 2007].

Assim, para a verificação da segurança relativamente à ação sísmica é importante quantificar a resistência à compressão e a resistência ao corte das alvenarias. Em relação à caracterização do comportamento da alvenaria ao corte, este pode ser caracterizado recorrendo à lei de *Mohr-Coulomb* (3.5), que relaciona a tensão máxima admissível, τ_{Rd} , com a coesão e o atrito interno da alvenaria.



Figura 3.6 - Mecanismo de colapso por deslizamento [D'Ayala *et al.*, 1997].

$$\tau_{Rd} = \sigma_0 * tg\phi' + Cu, \quad (3.5)$$

em que:

σ_0 é a tensão normal de compressão;

ϕ' é o ângulo de atrito interno;

Cu é a coesão.

Para além desta abordagem, a força de corte máxima admissível pode também ser determinada através dos critérios da fendilhação diagonal (3.6) e do derrubamento (3.7), que se irão descrever mais detalhadamente no capítulo 4.

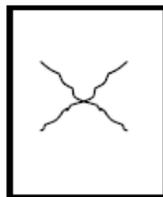


Figura 3.7 - Mecanismo de colapso por fendilhação diagonal.

$$V_{Rd} = b * t * \frac{1,5 * Cu}{\beta} * \sqrt{1 + \frac{\sigma_0}{1,5 * Cu}}, \quad (3.6)$$

(com $\beta = 1,5$)



Figura 3.8 - Mecanismo de colapso por derrubamento [D'Ayala *et al.*, 1997].

$$V_{Rd} = \frac{\sigma_0 * b^2 * t}{2 * h_0} * \left(1 - \frac{\sigma_0}{k * f_d}\right) \quad (3.7)$$

Em que:

f_d é a tensão máxima de compressão (valor de dimensionamento);

h_0 é a distância entre a secção de momento nulo e a base da parede;

b é a largura da parede;

t é a espessura da parede;

k é o fator de redistribuição retangular da tensão normal.

3.5. Deficiências no comportamento sísmico paredes de alvenaria

No que se refere ao comportamento sísmico de edifícios antigos, é importante conhecer as anomalias que ocorrem mais frequentemente nas paredes de alvenaria, de modo a ser possível identificar zonas de maior vulnerabilidade.

As anomalias que ocorrem mais frequentemente em paredes de estruturas de alvenaria são a desagregação, a fendilhação e o esmagamento, provocadas por diversas causas, entre elas a ação sísmica, assentamentos de fundações, a presença de água e insetos xilófagos, a ação de agentes atmosféricos, inundações e incêndios [Appleton, 2003].

A desagregação é uma anomalia de carácter generalizado que tem como causa mais frequente a ação de agentes climáticos, mas que pode ser originada também pela progressão e agravamento da fendilhação da parede. A desagregação pode modificar profundamente as propriedades mecânicas da alvenaria, nomeadamente, reduzir a resistência à compressão e ao corte. Como consequência, a resistência a cargas verticais e forças horizontais reduz-se [Appleton, 2003].

A fendilhação pode ocorrer no meio das paredes, próximo de zonas com aberturas ou nas ligações das paredes ortogonais. A quantidade e a espessura das fendas variam com o tipo e qualidade da alvenaria. As principais causas da fendilhação das paredes de alvenaria são os assentamentos de fundações, as variações dimensionais de coberturas devido aos efeitos térmicos e a ação de sismos [Appleton, 2003].

O esmagamento das paredes é um fenómeno menos frequente, de carácter local e relacionado com a aplicação de cargas concentradas excessivas. Esta anomalia pode observar-se, por exemplo, em locais de descarga de vigas sobre paredes [Appleton, 2003].

As paredes de uma construção tradicional em alvenaria sujeita à ação sísmica são os elementos que absorvem a grande parte das forças de inércia, principalmente aquelas que estão orientadas na direção predominante da vibração da estrutura. Assim, o comportamento de um edifício de alvenaria está relacionado com os modos de rotura que as paredes podem apresentar. As paredes podem apresentar modos de rotura

quando sujeitas a ações para fora do seu plano, em que a parede é mobilizada pela ação sísmica na direção perpendicular ao seu plano, ou no próprio plano, em que a ação sísmica coincide com o plano da parede.

O comportamento das paredes orientadas perpendicularmente à direção de vibração da ação sísmica pode comparar-se ao de uma laje, cuja configuração deformada varia consoante as suas condições de apoio. Os casos extremos representam-se na Figura 3.9 [Limongelli, 2007].

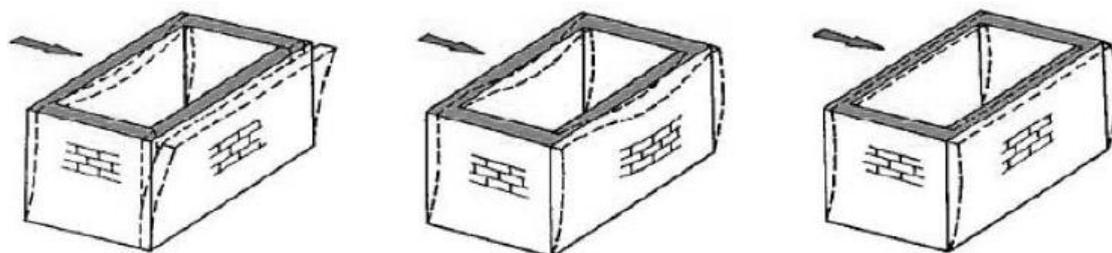


Figura 3.9 - Reposta das paredes perpendiculares à direção predominante da ação sísmica para várias condições de fronteira: parede restringida na base (esquerda), parede apoiada na base e nas paredes ortogonais (centro); parede apoiada nas quatro extremidades (direita) [Limongelli, 2007].

São diversos os mecanismos de colapso que podem ocorrer numa estrutura em alvenaria, tanto ao longo da ligação entre paredes, como na ligação entre as paredes e lajes ou através das próprias paredes. Não existem fronteiras rígidas entre modos de colapso, pelo que ocorre frequentemente mais do que um deles em simultâneo [Martins, 2011].

Os mecanismos de colapso de paredes para fora do seu plano podem ser diferenciados segundo os seguintes grupos: derrubamento, derrubamento composto, flexão vertical e flexão horizontal.

O derrubamento de uma parede para fora do seu plano verifica-se quando a ligação da mesma à base e às paredes ortogonais é insuficiente. Pode ocorrer o derrubamento de toda a parede, através de um movimento de rotação em torno da sua base ou um derrubamento parcial, devido à presença de aberturas ou de fissuração (Figura 3.10). No caso de uma parede com múltiplos panos, pode ocorrer o derrubamento do pano exterior, caso seja fraca a ligação entre panos [Limongelli, 2007].

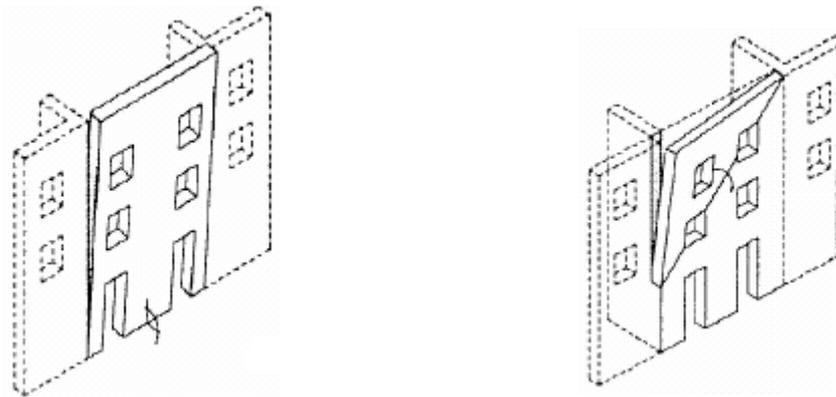


Figura 3.10 - Derrubamento de uma parede de alvenaria global (à esquerda) e parcial (à direita) [Restrepo-Velez e Magenes, 2004].

O derrubamento composto envolve duas paredes ortogonais (Figura 3.11). Este mecanismo é mais raro que o anterior e é condicionado pelo grau de ligação das paredes na zona do cunhal, pelas condições de ligação das paredes aos pavimentos, pela existência de aberturas na parede e pela qualidade da alvenaria [Ferreira, 2009].

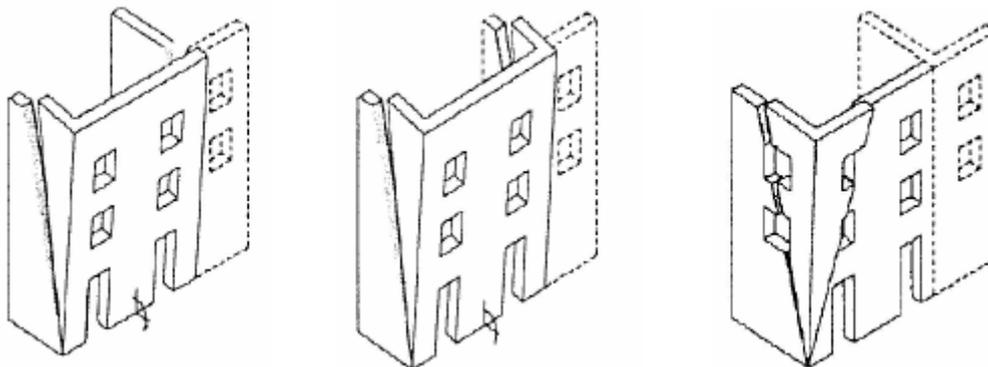


Figura 3.11 - Exemplos de colapso por derrubamento composto: derrube com rotura de uma parede lateral (esquerda), derrube com rotura de duas paredes laterais (centro) e colapso do cunhal (direita) [Restrepo-Velez e Magenes, 2004].

A flexão vertical ocorre em paredes restringidas nas suas extremidades e livres no centro (Figura 3.12 e Figura 3.13), por exemplo, em paredes sem ligação a pisos intermédios ou em zonas entre pisos. Pode ocorrer apenas no pano externo da fachada, caso esta seja formada por panos múltiplos [Limongelli, 2007].

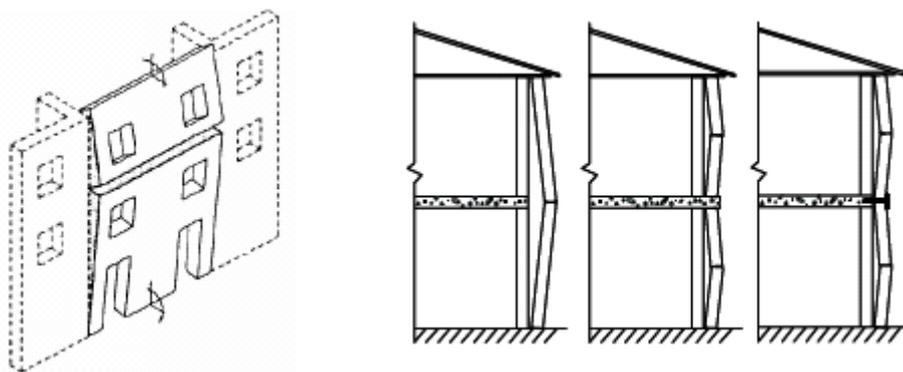


Figura 3.12 - Mecanismos de colapso por flexão vertical [Restrepo-Velez e Magenes, 2004].



Figura 3.13 - Exemplo de colapso de um edifício por flexão vertical [Borri e De Maria, 2009].

A flexão horizontal ocorre em paredes fortemente ligadas às paredes ortogonais e é acentuada pela ação de asnas da cobertura ou dos pisos, quando estas não têm capacidade de absorver os impulsos horizontais e descarregam na parede da fachada (Figura 3.14) [Limongelli, 2007].

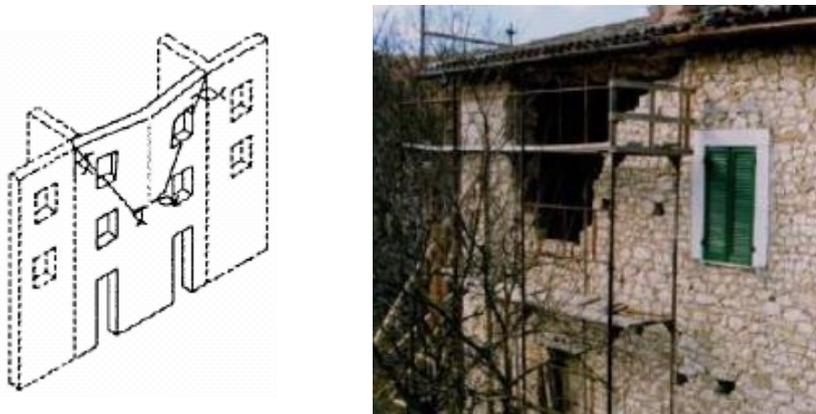


Figura 3.14 - Mecanismo de flexão horizontal [Restrepo-Velez e Magenes, 2004] e [Limongelli, 2007].

Os modos de colapso que ocorrem em paredes de alvenaria sujeitas a ações no seu plano envolvem mecanismos por flexão ou por corte.

O derrubamento ou rotação da parede no seu plano envolve dois tipos distintos de rotura (Figura 3.15a)), a rotação de corpo rígido da parede em relação à base (*rocking*) e o esmagamento do material na zona comprimida na base da parede (*crushing*). A expressão que representa a resistência máxima de uma parede para o mecanismo de derrubamento foi indicada anteriormente e corresponde à expressão 3.7.

Quanto ao comportamento ao corte no plano da parede distinguem-se dois tipos de rotura: por deslizamento (Figura 3.15b)) ou por fendilhação diagonal (Figura 3.15c)). A fendilhação diagonal envolve a formação de fendas diagonais e a sua propagação desde o centro da parede até aos cantos. A rotura por deslizamento consiste no movimento relativo entre duas partes da parede de alvenaria segundo planos horizontais [Calderini, Cattari e Lagomarsino, 2009]. As expressões 3.5 e 3.6, apresentadas na secção anterior, definem a resistência das paredes ao corte no seu plano por deslizamento e fendilhação diagonal, respetivamente.

Os critérios utilizados no cálculo das resistências das alvenarias ao corte para os modos de colapso já especificados, explicam-se no subcapítulo 4.2.

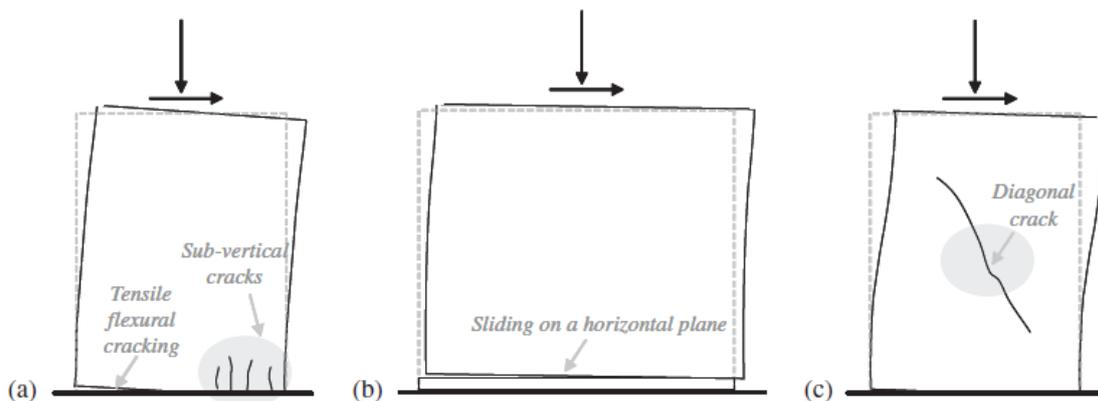


Figura 3.15 - Modos de colapso de paredes de alvenaria [Calderini, Cattari e Lagomarsino, 2009].

4. DESEMPENHO SÍSMICO DE EDIFÍCIOS “DE PLACA”

4.1. Funcionamento estrutural de edifícios “de placa”

Como referido no subcapítulo 2.2, os edifícios “de placa” pertencem a uma época construtiva caracterizada pelo abandono das técnicas e materiais tradicionais de construção e pela progressiva adaptação a soluções estruturais em betão armado. A designação de “placa”, está relacionada com a introdução de lajes de betão que substituem os pavimentos em madeira, descarregando diretamente sobre as paredes de alvenaria.

A introdução de lajes de betão armado tem importância no comportamento da estrutura, pois constituem pavimentos com rigidez no plano horizontal. Assim, os deslocamentos ao nível de cada piso correspondem a um movimento de corpo rígido do piso e as forças de inércia distribuem-se pelos elementos verticais de suporte proporcionalmente à sua rigidez [Lopes, 2008]. Essas lajes comportam-se como diafragmas rígidos que asseguram um bom travamento horizontal, aumentam a redundância estrutural e favorecem a redistribuição interna de forças. No entanto, muitas vezes, este comportamento não é assegurado devido à deficiente ligação entre as lajes em betão armado e as paredes portantes em alvenaria, à reduzida espessura das lajes ou ao facto de estas não ocuparem toda a área de pavimento do edifício [Proença e Gago, 2011].

Lajes rígidas podem aumentar substancialmente a resistência global das construções, desde que apresentem uma conveniente solidarização com os restantes elementos estruturais. Caso contrário, a sua existência pode tornar o edifício mais vulnerável, por exemplo, lajes de betão armado com insuficiente entrega podem ruir facilmente devido a perda de apoio nas paredes [Oliveira e Carvalho, 1982].

Nos edifícios “de placa” é frequente encontrar-se nas lajes, para as condições de serviço, problemas de excesso de deformabilidade, corrosão da armadura (Figura 4.1) e carbonatação do betão [Simões *et al.*, 2012].

O tipo de betão utilizado nestes edifícios é, geralmente, de classes de resistência baixa, com características semelhantes a C15/20 ou C20/25, na melhor das hipóteses. As lajes são escassamente armadas, geralmente apenas com uma camada de armadura de momentos positivos e com aço de varão liso de classe equivalente a A235, ou inferior. O uso de varões lisos resulta num mau comportamento das vigas e dos pilares face a ações cíclicas, como é o caso da ação sísmica.



Figura 4.1 - Corrosão da armadura das lajes [Lopes 2008].

A resistência sísmica dos edifícios “de placa” depende, essencialmente, da capacidade dos elementos estruturais transmitirem as forças de inércia geradas pela ação sísmica até às fundações. Para além disso, devem ser asseguradas as ligações entre paredes ortogonais, entre paredes e pavimento e entre paredes e cobertura [Pomba, 2007]. No comportamento desta tipologia quando sujeita à ação sísmica, são várias as fragilidades que se observam, as quais se descrevem de seguida.

A introdução de lajes em betão conduz a que o peso dos pavimentos assuma uma grande importância na contabilização das cargas mobilizáveis pelos sismos. No entanto, este aumento da massa não é acompanhado pelo aumento da resistência dos elementos estruturais verticais. Estes elementos não têm, geralmente, capacidade de transmitir as forças de inércia, geradas durante a ação sísmica, sem que ocorra o seu colapso [Monteiro e Bento, 2012].

Neste tipo de edifícios verifica-se frequentemente a insuficiência de elementos verticais de betão armado resistentes ao corte e à flexão. As paredes portantes de alvenaria revelam carência de resistência local e capacidade de deformação, tanto para ações dentro do plano, como para fora deste [Proença e Gago, 2011].

A fragilidade desta tipologia construtiva está também relacionada com as frequentes irregularidades em altura. A variação do material estrutural utilizado entre rés-do-chão e os restantes pisos elevados e a interrupção de paredes e pilares em altura conduzem a transições bruscas de rigidez de piso para piso.

Um exemplo em que o tipo de material utilizado varia com a altura ocorre frequentemente em edifícios de 5 ou 6 pisos, as paredes são em tijolo cerâmico maciço nos primeiros dois pisos e nos restantes em tijolo cerâmico perfurado. De uma

forma geral, os materiais utilizados nos pisos inferiores possuem maior capacidade resistente [Lourenço e Lamego, 2012].

Estes edifícios apresentam, em geral, descontinuidades em altura na transição dos pisos superiores para o piso térreo, devido à necessidade de vãos de maior dimensão para a instalação de atividades comerciais, como se exemplifica na Figura 4.2. Para tal, ocorre, geralmente, a supressão de alguns pilares na fachada principal e também a supressão de alguns painéis de alvenaria.

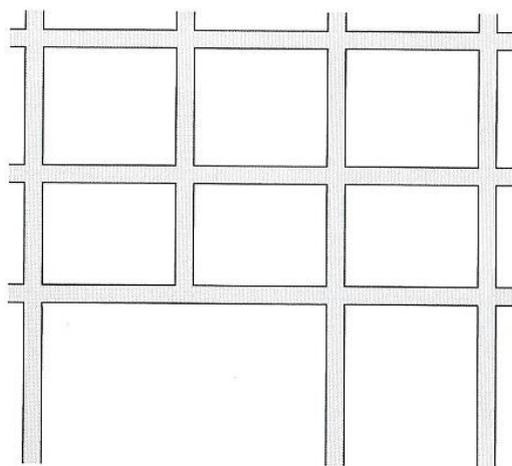


Figura 4.2 - Supressão de elementos estruturais verticais no piso térreo [Lopes, 2008].

A abertura destes vãos de maior dimensão é feita com base na introdução de vigas em betão armado de altura elevada. Estas descontinuidades são particularmente gravosas, pois interrompem o caminho natural das cargas, estáticas e dinâmicas, até às fundações, precisamente na zona onde os esforços são maiores [Lopes, 2008]. A diminuição de rigidez de cima para baixo origina um fenómeno global de piso débil, designado de *soft storey*, que traz consequências negativas para o comportamento estrutural dos edifícios [Vicente *et al.*, 2010].

Tal como é comum encontrar nos edifícios antigos, a tipologia de edifícios “de placa” também apresenta variação da espessura das paredes em altura. Nas paredes exteriores, a redução da espessura verifica-se à custa de ressaltos no paramento interior ao nível dos pavimentos dos pisos, com reduções médias de espessura entre 0,10m e 0,12m. Nas paredes interiores a espessura diminui através de ressaltos em cada piso em paramentos alternados [Pinho, 2000]. A espessura diminui de baixo para cima, à medida que os esforços nas paredes se vão reduzindo, pelo que estas

descontinuidades não prejudicam, em geral, o comportamento estrutural do edifício, para as ações verticais.

Também podem ocorrer danos nos panos exteriores das fachadas, que são naturalmente mais sensíveis à aceleração e deslocamento. São fundamentais as condições de ligação entre os vários panos de parede, tanto às paredes ortogonais como à estrutura reticulada em betão armado, de modo a evitar a ocorrência de mecanismos de colapso para fora do plano, os quais já foram descritos no subcapítulo 3.4 [Vicente *et al.*, 2010].

Numa fase mais evoluída dos edifícios “de placa” observa-se, por vezes, a introdução de paredes de betão na zona das empenas, o que resulta num melhor comportamento da estrutura face às forças horizontais, mais controlo dos deslocamentos horizontais das estruturas e uniformização dos deslocamentos horizontais relativos entre pisos. A concentração dos elementos estruturais resistentes de maior rigidez na periferia, permite que o edifício resista bem a qualquer binário que tente fazê-la rodar, deste modo controla as rotações globais dos pisos do edifício. A Figura 4.3 ilustra os diferentes tipos de distribuição de rigidez que se pode ter na planta de um edifício [Lopes, 2008].

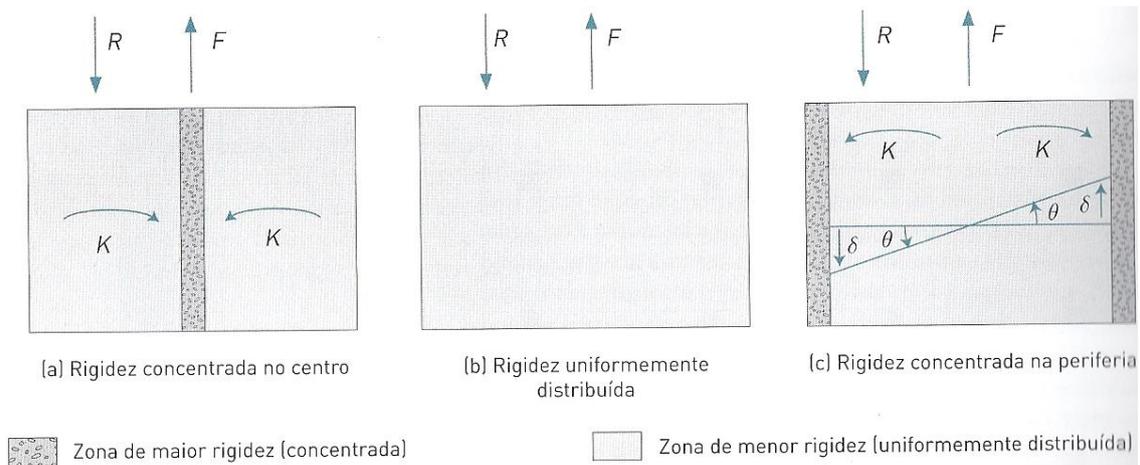


Figura 4.3 - Distribuição de rigidez em planta do edifício [Lopes, 2008].

4.2. Quantificação da resistência ao corte das paredes de alvenaria

Como referido, em edifícios de alvenaria as paredes são os elementos estruturais com maior responsabilidade na resistência sísmica do edifício. Este subcapítulo focar-se-á na avaliação de resistência das paredes de alvenaria quando solicitadas por forças horizontais.

Em estruturas de alvenaria podem ocorrer fenómenos de instabilidade no plano ou para fora do plano das paredes. No estudo do comportamento global de um edifício “de placa”, pode não ser contabilizada a pequena resistência das paredes quando solicitadas fora do plano e considerar-se para a resistência sísmica do edifício, apenas as paredes que são solicitadas no seu plano. Contudo, é necessário garantir que a estrutura se encontra adequadamente travada tridimensionalmente, através de uma boa ligação entre paredes ortogonais, entre lajes e paredes e através do funcionamento das lajes como diafragmas rígidos (Figura 4.4). A boa qualidade das ligações conduz a um modo de rotura da construção que envolve o colapso das paredes no seu plano, conduzindo a uma configuração que resulta numa resistência sísmica de maior intensidade [Borri e De Maria, 2009].

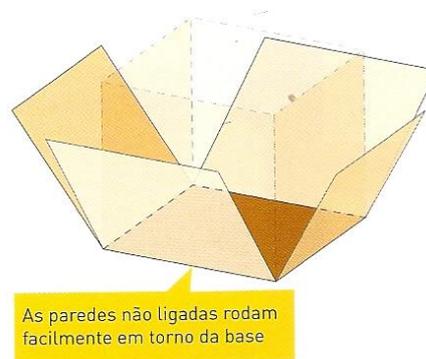


Figura 4.4 - Efeito da ausência de ligação entre paredes ortogonais [Lopes, 2008].

Assim, na avaliação da resistência das paredes de alvenaria considera-se apenas o seu funcionamento segundo o seu plano, quando é mobilizada a sua maior inércia.

Em seguida, analisam-se os mecanismos de colapso das paredes funcionando no seu plano, já referidos no subcapítulo 3.4: derrubamento, fendilhação diagonal e deslizamento.

- Derrubamento

Na quantificação da resistência ao derrubamento (ou flexão composta) considera-se, geralmente, que a resistência da alvenaria à tração é nula. Se se considerar que o peso próprio da parede está incluído na quantificação da força vertical P , o esforço normal é igual nas secções superior e inferior da parede. Ao admitir que a excentricidade na face inferior é maior relativamente à excentricidade da face superior, tem-se que a área resistente é menor na face inferior, pelo que será esta a secção de controlo da resistência à flexão. Considerando-se a redistribuição de tensões de compressão representada na Figura 4.5, através da adoção de um fator k , com o valor

de 0,85, consegue-se uma aproximação para uma distribuição uniforme. A partir das condições de equilíbrio que se estabelecem para uma parede, é possível deduzir a expressão do momento fletor resistente M_{Rd} e do esforço transversal resistente V_{Rd} [Beconcini, 2012].

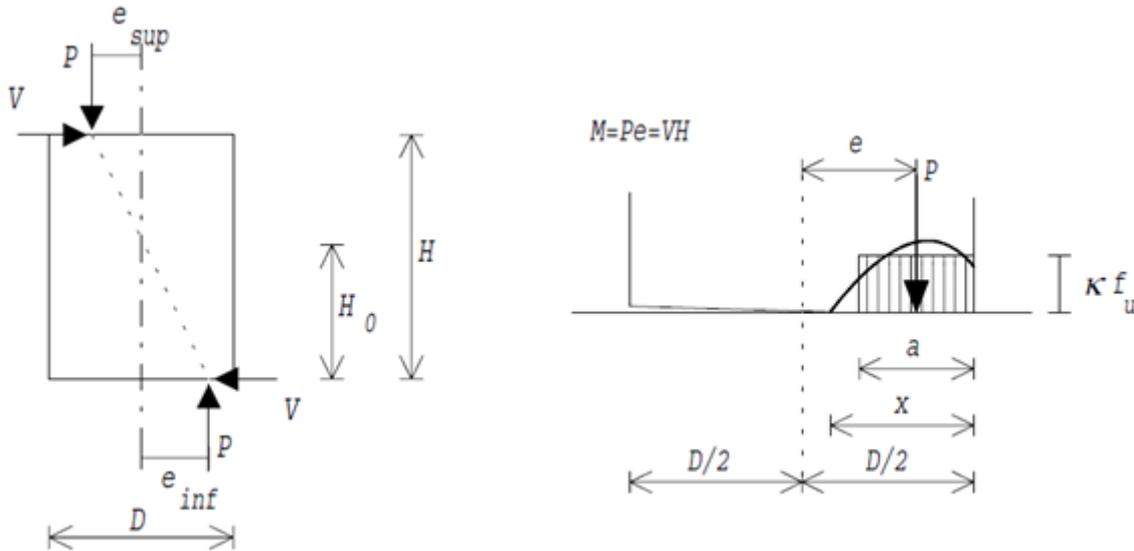


Figura 4.5 - Esquema para cálculo simplificado da resistência ao derrubamento [Beconcini, 2012].

Assim, a partir das condições de equilíbrio para uma parede sujeita a esforços axiais e a uma força horizontal tem-se:

$$\begin{cases} P = k * f_d * t * a \\ V * h_0 - P * e = 0 \end{cases}$$

$$a = \frac{P}{k * f_u * t} = \frac{\sigma_0 * D}{k * f_d}$$

$$V = \frac{P * e}{h_0} = \frac{P * \left(\frac{D}{2} - \frac{a}{2}\right)}{h_0} = \frac{P * D}{2 * h_0} * \left(1 - \frac{\sigma_0}{k * f_d}\right)$$

$$\Leftrightarrow V_{Rd} = \frac{\sigma_0 * D^2 * t}{2 * h_0} * \left(1 - \frac{\sigma_0}{k * f_d}\right), \quad (4.1)$$

em que:

σ_0 é a tensão normal de compressão na secção;

f_d é a tensão máxima de compressão (valor de dimensionamento);

h_0 é a distância entre a secção de momento nulo e a base da parede;

D é a largura da parede;

t é a espessura da parede;

e é a excentricidade da carga vertical na secção em estudo;

P é a carga vertical aplicada à parede, que se admite constante.

- Fendilhação diagonal

Este modo de rotura ocorre quando as tensões principais que se desenvolvem na parede, devido às cargas horizontais e verticais a que está sujeita, excedem a resistência à tração da alvenaria [Calderini, Cattari e Lagomarsino 2009].

Usualmente, são sugeridos dois modelos de cálculo para avaliação da resistência relativa aos modos de colapso por fendilhação:

- A teoria de Mann e Müller: que considera alvenaria como um material compósito e analisa individualmente todos os seus constituintes.
- A teoria de Turnšek e Čačovič: que assume a alvenaria como um material homogéneo e isotrópico, onde a fendilhação se desenvolve, indiscriminadamente segundo a principal direção de tensão [Calderini, Cattari e Lagomarsino 2009].

No presente trabalho considerar-se-á apenas o modelo de Turnšek e Čačovič.

O estado de tensão de uma parede sujeita simultaneamente à compressão e ao corte pode ser representado no círculo de Mohr (Figura 4.6), sendo, assim, possível determinar a tensão principal de tração (4.2).

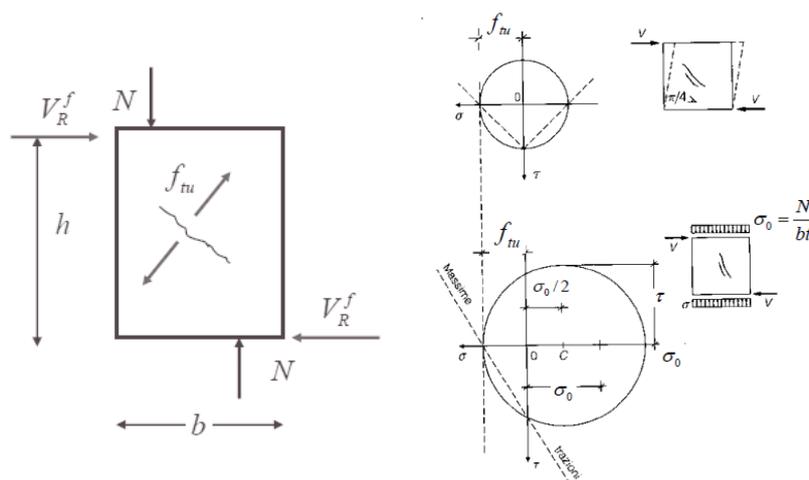


Figura 4.6 - Representação do estado de tensões no centro de uma parede sujeita a compressão e corte [Limongelli, 2007].

Considerando o valor máximo de tensão tangencial, $\beta\tau_u$, no centro da parede¹, tem-se a seguinte expressão para a tensão principal de tração:

$$\sigma_1 = -\frac{\sigma_0}{2} + \sqrt{\left(\frac{\sigma_0}{2}\right)^2 + (\beta\tau_u)^2} \quad (4.2)$$

A partir da expressão (4.2) e sabendo que $\tau_u = V/(b * t)$, chega-se ao valor da força horizontal máxima (4.3) que se pode aplicar à parede sem que ocorra rotura por fendilhação diagonal.

$$V_{Rd} = b * t * \frac{1,5 * Cu}{\beta} * \sqrt{1 + \frac{\sigma_0}{1,5 * Cu}} \quad (4.3)$$

- Deslizamento

Quando são baixas as cargas verticais actuantes e se tem um coeficiente de atrito reduzido, formam-se fendas horizontas nas juntas que se estendem ao longo de toda a largura da parede, formando um plano de deslizamento [Calderini, Cattari e Lagomarsino 2009].

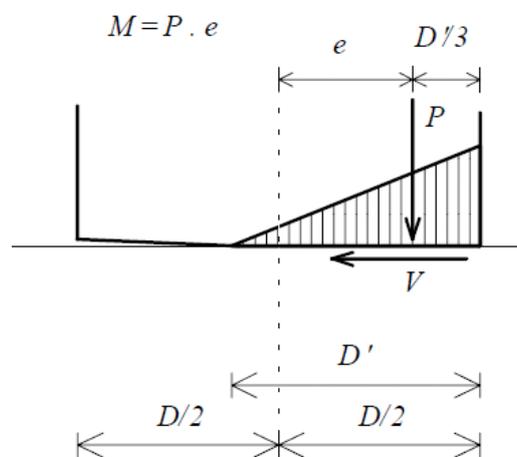


Figura 4.7 - Diagrama de tensões normais na base da parede no caso da rotura por deslizamento [Beconcini, 2012].

A partir da Figura 4.7 deduzem-se as seguintes expressões:

¹ Segundo Turnšek e Čačovič, β toma o valor de 1,5. Benedetti e Tomažević propõem que este parâmetro deve ter em consideração a influência da esbelteza da parede, podendo variar entre 1 e 1,5.

$$\begin{aligned} \tau &= \frac{V}{D' * t} & e &= D - \frac{D}{2} - \frac{D'}{3} \\ \sigma &= \frac{N}{D' * t} & M &= N * e \\ V &= D' * t * Cu + N * tg\phi' & D' &= 3 * \left(\frac{D}{2} - \frac{V * h_0}{N} \right) \end{aligned}$$

Este modo de colapso pode ser traduzido pelo critério de *Mohr-Coulomb*:

$$\tau_{Rd} = \sigma_0 * tg\phi' + Cu \quad (4.4)$$

Tendo em conta as relações geométricas da Figura 4.7, tem-se a seguinte expressão para o esforço de corte resistente, V_{Rd} :

$$V_{Rd} = \frac{1,5 * Cu + \sigma_0 * tg\phi'}{1 + \frac{3}{\sigma_0} * \frac{h_0}{D} * Cu}, \quad (4.5)$$

em que:

Cu é a coesão;

ϕ' é o ângulo de atrito interno;

D' é o comprimento da zona da parede sujeita à compressão.

4.3. Modelação numérica

A modelação numérica de edifícios “de placa” pode ser realizada recorrendo ao programa de cálculo *SAP2000* que permite a modelação de estruturas através do método dos elementos finitos.

No entanto, devem ser estabelecidas hipóteses na definição do modelo que reflitam o comportamento real do edifício e, devem ser realizados ensaios de caracterização *in situ* para calibração do modelo.

No modelo consideram-se elementos horizontais, lajes e vigas, em betão armado e elementos verticais, paredes de alvenaria e pilares em betão armado. É possível, em alguns casos, a existência de paredes em betão fracamente armado, como foi referido no capítulo 2. Definiram-se como materiais o betão armado e os diferentes tipos de alvenaria intervenientes na construção. Para cada material definiram-se o peso específico, a massa volúmica, o módulo de elasticidade e o coeficiente de Poisson. As paredes foram modeladas como elementos de casca (*shell-thick* no programa de

cálculo *SAP2000*) e as peças lineares, vigas e pilares, foram modelados como elementos barra (*frame* no programa de cálculo *SAP2000*).

Para as paredes assumiu-se comportamento de placa, isto é, peça laminar plana solicitada no próprio plano com uma espessura suficientemente pequena em relação às restantes dimensões, para justificar a hipótese de serem desprezáveis as componentes do tensor de tensões perpendiculares ao plano do elemento [Freitas, 2009]. Com este objetivo, aplicou-se um *modifier*, um valor próximo de zero, que afeta os momentos m_{11} , m_{12} e m_{22} e os esforços transversos v_{13} e v_{23} . No caso das lajes é relevante o seu funcionamento fora do plano, devido à ação das cargas verticais e à sua flexão, pelo que se considera o valor real da sua rigidez de flexão.

As lajes foram modeladas como um diafragma rígido², apesar da sua reduzida espessura. Assim, considera-se que esta tem suficiente rigidez no seu plano para que a rotação que o piso sofre em torno de um eixo perpendicular ao plano da laje seja igual em todos os pontos do plano e, assim sendo, o deslocamento num qualquer ponto do plano pode ser obtido através do deslocamento e da rotação do centro de massa do piso. Para simular o comportamento das lajes nestas condições, considerou-se nos centros de massa dos pisos as características relevantes que intervêm no comportamento das lajes. Estas características são as massas, associadas à combinação quase permanente de ações e os momentos polares de inércia.

A massa total do edifício condiciona a sua resposta dinâmica e, conseqüentemente, as frequências e modos de vibração. Por este motivo, a definição e distribuição das massas deve ser feita com precisão [Monteiro e Bento, 2012].

As fundações das paredes podem ser consideradas através da introdução de apoios em todos os pontos discretizados na base do modelo funcionando como

² Foi criado ainda outro modelo em que as lajes foram definidas a partir de uma *area section*, com o objetivo de o comparar com o modelo que utiliza diafragmas para simular as lajes. Nesse modelo, a massa das lajes, assim como a dos restantes elementos constituintes da estrutura do edifício é considerada na definição do material. Optou-se por contabilizar a restante carga permanente e a sobrecarga, incluindo-as no peso volúmico do material definido especificamente para as lajes. Os modelos apresentaram resultados semelhantes em termos de frequências, modos de vibração, diagramas de tensões e esforços. Assim, por uma questão de simplificação e redução dos graus de liberdade, a análise de resultados baseou-se no modelo que recorre a diafragmas, embora o outro conduza a resultados mais exatos.

encastramento. É razoável assumir estas condições de apoio, uma vez que, é provável que o solo de fundação já esteja perfeitamente consolidado.

Não se modelou a estrutura da cobertura, porque não tem grande importância no comportamento global do edifício, mas teve-se em conta a influência da sua massa na análise dinâmica. Assim, considerou-se no nó criado no centro de massa da laje de esteira, para além da massa desta, também a massa da cobertura.

Por simplificação não foram modeladas as escadas principais, nem as de serviço e, além disso, os elementos decorativos das fachadas e varandas também não foram considerados.

4.4. Ensaios de caracterização dinâmica *in situ*

Para a caracterização dinâmica da estrutura é essencial a calibração do modelo numérico, pois torna possível a redução da incerteza nas várias hipóteses assumidas na modelação, nomeadamente nas propriedades dos materiais.

Com este objetivo, realizou-se uma série de ensaios experimentais de modo a registar as frequências próprias dos modos de vibração relevantes. O ensaio consiste na colheita de registos triaxiais (registos individualizados das três componentes cartesianas da aceleração medida num ponto), relativos à resposta da estrutura a solicitações dinâmicas estabelecidas pela sua envolvente, em geral, devido sobretudo à vibração ambiente causada por vento e tráfego. Os registos de vibração são efetuados com o recurso a uma unidade triaxial de registo digital de acelerações, análoga à apresentada na Figura 4.8.



Figura 4.8 - Equipamento utilizado para registo de acelerações [Kinematics, 1995].

Devem ser efetuados registos em zonas distintas do piso mais elevado do edifício (laje de esteira), por ser o piso suscetível a maiores amplitudes de vibração ambiente. Em cada zona é recomendado fazer cerca de três registos por local, de modo a permitir a fácil identificação de erros caso estes ocorram durante o procedimento experimental. A escolha da localização dos ensaios deve ter como objetivo diferenciar os modos de translação horizontais e os modos de rotação.

Note-se que nos valores que se obtêm para as frequências da estrutura está contabilizado o efeito dos edifícios adjacentes, caso estes existam.

A resposta é registada em termos de acelerações e de seguida recorre-se ao programa de cálculo TSOFT (Figura 4.9) para a leitura e processamento de resultados, obtendo-se o espectro de densidade de potência.

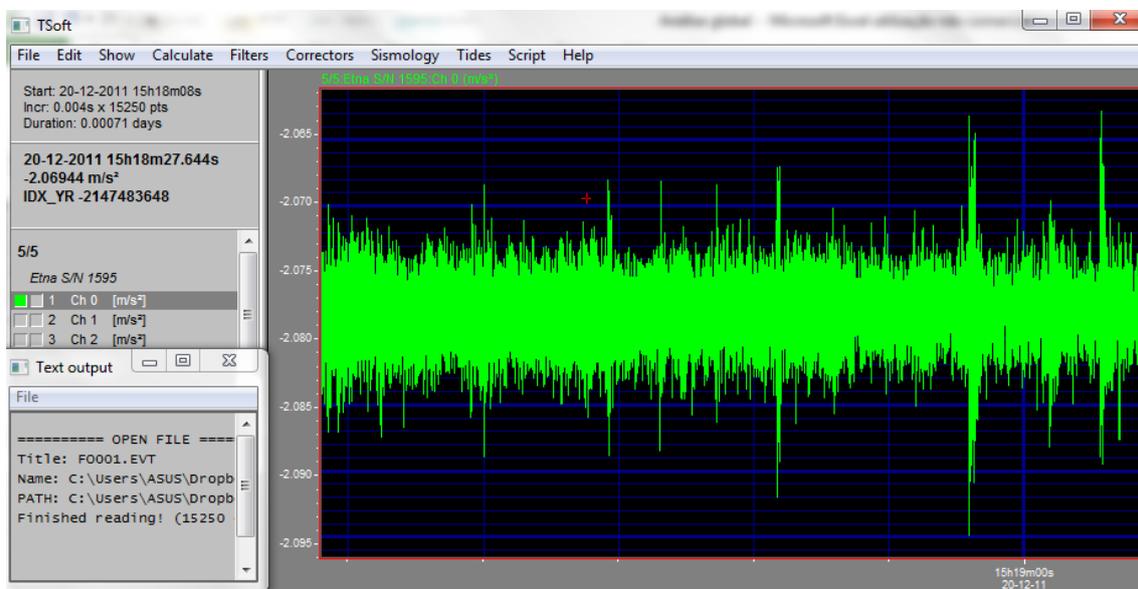


Figura 4.9 - Leitura de um registo de acelerações na direção X através do programa Tsoft [Tsoft].

Assim que se obtêm as funções de densidade espectral de potência referentes a cada ensaio e para cada direção, é possível determinar as frequências dominantes da estrutura através da sobreposição dos gráficos e da identificação dos picos de frequência coincidentes nas várias funções.

Com base nestas frequências, é possível definir adequadamente alguns parâmetros, cujos valores, assumidos inicialmente no modelo, ainda levantam algumas dúvidas.

4.5. Metodologia para análise/estudo do desempenho sísmico de edifícios “de placa”

A análise estrutural de edifícios sob a ação sísmica pode realizar-se recorrendo a diferentes métodos de análise: linear estático, linear dinâmico (por espectro de resposta), não linear estático (análise “pushover”) e não linear dinâmico. Para ações sísmicas intensas, excedem-se por vezes, os limites elásticos das propriedades dos materiais, e então, a resposta da estrutura dá-se em regime não-linear. No entanto, é possível contabilizar o comportamento não linear das estruturas, dividindo os esforços obtidos através de análises elásticas lineares por coeficientes de comportamento [Lopes, 2008].

O método seguido para a verificação de segurança neste trabalho consiste na realização de análises lineares dinâmicas por espectro de resposta, com a consideração de um coeficiente de comportamento. Esta escolha permite simplificar e tornar mais rápido o processo de verificação de segurança.

No entanto, dada a complexidade e irregularidade em altura que os edifícios “de placa” apresentam, caso se pretenda realizar uma análise muito rigorosa, deve ser adotado um método de análise não linear. Um dos principais objetivos deste trabalho é averiguar até que ponto é viável a utilização de métodos lineares para a análise de edifícios “de placa”, que são edifícios com comportamento estrutural complexo devido às diferentes propriedades dos materiais intervenientes e às variações abruptas de rigidez entre pisos.

Como referido no capítulo 3, deve ter-se em consideração que a verificação de segurança da ação sísmica de edifícios existentes com o mesmo nível de exigência definido para edificações novas pode ser excessiva.

A metodologia proposta neste trabalho para a análise de segurança da estrutura do edifício “de placa” inicia-se com o seu levantamento geométrico e estrutural, através da consulta dos desenhos e memória descritiva e justificativa do projeto, inspeções *in situ*, identificação de eventuais alterações efetuadas em relação ao projeto original e, caso seja possível, ensaios de caracterização mecânica dos materiais. Para este efeito realizam-se várias visitas ao edifício que se apresenta no capítulo seguinte.

Deste modo, é possível aproximar o modelo de elementos finitos à estrutura real, obtendo-se um modelo com características dinâmicas próximas das do edifício. A realização de ensaios de caracterização dinâmica *in situ* permite a calibração do modelo, o que é particularmente importante na falta de alguma informação sobre as

propriedades mecânicas dos materiais. A norma NTC 2008 permite a utilização de valores de referência das propriedades mecânicas das alvenarias (Tabela 3.4), quando estas são desconhecidas e ensaios de caracterização não são viáveis.

A calibração do modelo numérico através de ensaios de caracterização modal tem especial importância na definição do módulo de elasticidade da alvenaria. Como referido no capítulo 3, a alvenaria é um material heterogéneo, anisotrópico e descontínuo e, para além disso, as suas propriedades são ainda condicionadas pelas técnicas de construção e pelo seu estado de conservação.

Na definição da ação sísmica, segundo o EC8, deve considerar-se os dois tipos de sismo previstos no regulamento, Sismo tipo 1 e Sismo tipo 2.

Por se tratar de uma construção existente com estrutura em alvenaria e betão, existem dúvidas na quantificação do valor mais apropriado para o coeficiente de comportamento. Tanto o EC8 – 3, como o EC6 não fazem referência a um valor que deva ser utilizado.

Para estruturas de betão armado, o Regulamento de Segurança e Ações (RSA), destaca três tipos de estruturas de betão armado, as quais estão associadas aos coeficientes de comportamento indicados na Tabela 4.1.

Tabela 4.1 - Coeficientes de comportamento de edifícios correntes de betão armado de ductilidade normal [RSA, 2007].

Estrutura em pórtico	2,5
Estrutura mista pórtico-parede	2,0
Estrutura parede	1,5

O EC8 Parte 1 indica os domínios dos valores admissíveis do limite superior dos coeficientes de comportamento para edifícios de alvenaria, que se reproduz na Tabela 4.2.

Tabela 4.2 - Limite superior de coeficientes de comportamento para diferentes tipos de construção em alvenaria [EC8-1, 2009].

Tipo de construção	Coeficiente de comportamento q
Alvenaria simples (casos de baixa sismicidade)	1,5
Alvenaria simples	1,5-2,5
Alvenaria confinada	2,0-3,0
Alvenaria armada	2,5-3,0

No presente trabalho, adotou-se para o coeficiente de comportamento um valor de 2,0 para a quantificação da ação sísmica segundo o EC8. Este valor pode ser considerado elevado, na perspectiva do REBAP e do RSA, mas, por outro lado, a regulamentação italiana [NTC 2008] e o autor Magenes [Magenes *et al.*, 2009] indicam valores de coeficiente de comportamento para edifícios antigos em alvenaria muito superiores, da ordem de 3,0.

Definidos todos os parâmetros do modelo, o passo seguinte é a análise de segurança, na qual se devem considerar as seguintes combinações de ações:

- Combinação de ações em que a variável base é a ação sísmica:
 $Carga\ Permanente + \psi_2 * Sobre carga + Sismo$;
- Combinação de ações em que a variável base é a sobrecarga de utilização:
 $1,35 * Carga\ Permanente + 1,5 * Sobre carga$.

Não se considerou a verificação dos Estados Limite de Serviço porque, tratando-se de um edifício existente que já se encontra em funcionamento há muitos anos e sem deficiências aparentes, tal não faria sentido. Os resultados do modelo numérico foram analisados em termos de esforços e tensões.

A metodologia proposta para verificação da segurança de edifícios “de placa” consiste na modelação global da estrutura, complementada por uma análise separada dos esforços da estrutura em betão armado e da estrutura em alvenaria. A partir dos resultados dessas análises, é possível tirar conclusões em relação à interação entre ambas.

Em primeiro lugar deve estudar-se a estrutura de betão armado e verificar a sua segurança estrutural. Após essa análise deve efetuar-se uma verificação global da segurança da estrutura, que consiste na comparação das forças de corte basal nas direções principais com a resistência de corte da estrutura, calculada com base no critério de *Coulomb* (expressão (4.4)).

Posteriormente, deve proceder-se à análise das paredes constituintes da estrutura, estudando-se a resistência média de corte para os alinhamentos das paredes segundo as direções principais e para as cotas de cada um dos pisos. Assim, identificam-se os pisos mais condicionantes e, posteriormente, os alinhamentos em que a resistência média de corte é deficiente. No caso do edifício do caso de estudo, as empenas são em betão fracamente armado, cuja armadura se despreza, pelo que são incluídas nesta análise a par das paredes de alvenaria. Devem ser considerados os modos de

rotura no plano, deslizamento, fendilhação diagonal e derrubamento, indicados no subcapítulo 4.2. O modo de rotura por derrubamento pode não ser considerado nesta verificação, pois as condições de fronteira das paredes e a existência de lajes de betão poderão impedir a ocorrência deste modo de colapso.

Por fim, através da observação dos diagramas de tensões obtidos pela análise computacional, é possível tirar conclusões sobre quais as zonas sujeitas a tensões mais elevadas, que podem vir a instabilizar.

5. CASO DE ESTUDO

5.1. Introdução

De modo a demonstrar a metodologia proposta e tirar algumas conclusões genéricas quanto ao comportamento de edifícios “de placa”, procedeu-se à modelação computacional e posterior avaliação sísmica de um edifício real. Tendo em conta a data de construção do edifício (1949) e o número e tipo de elementos estruturais em betão armado constituintes, conclui-se que esta construção pertence a uma fase final da tipologia de edifícios “de placa”. A possibilidade de aceder aos desenhos e documentos do projeto original e de visitar o edifício foram fatores importantes para a sua escolha como caso de estudo.

5.2. Caracterização Arquitetónica e Estrutural

O edifício em causa é um edifício de habitação que foi concluído em 1949. Está localizado na Praça Afrânio Peixoto, nº 2, que pertence à freguesia de S. João de Deus (Figura 5.1), e está inserido num quarteirão onde todos os edifícios têm as mesmas características e data de construção.



Figura 5.1 - Localização do edifício em estudo [Google maps].

É constituído por uma semi-cave, piso térreo e cinco pisos elevados. A altura total do edifício, desde a cota da cave até ao topo da cobertura, é cerca de 24m. O pé direito é variável: 2,70m na cave, 4,65m no piso térreo e 3m nos restantes pisos.

No estudo deste edifício teve-se acesso a excertos do projeto original, compostos por memória descritiva e justificativa, plantas dos pisos, alçados da fachada principal e posterior e cortes a toda a altura do edifício. O edifício original sofreu ao longo dos anos algumas alterações, mas todas elas tiveram um impacto pouco significativo do ponto de vista estrutural.

Dada a época de construção, assumiu-se que o betão é da classe C15/20 e o aço A235.

A descrição construtiva e estrutural que se apresenta de seguida resulta da análise dos desenhos, da memória descritiva e justificativa e das inspeções visuais realizadas. No Anexo I apresentam-se mais alguns desenhos, para além dos que se mostram neste capítulo, que fazem parte do projeto original.

- Fachadas

As fachadas principal e de tardoaz apresentam uma estrutura porticada de vigas e pilares em betão armado, preenchida por alvenaria dupla de tijolo furado a meia vez com 0,10m de caixa-de-ar. A espessura total das paredes é 0,40m, constante em todos os andares. No piso térreo estão instaladas atividades comerciais, como se pode observar na Figura 5.2, e por esse motivo, a piso térreo dispõem de aberturas significativamente superiores às dos restantes pisos.



Figura 5.2 - Fachada principal.

A Figura 5.3 mostra a fachada posterior, que apresenta a característica planta em “Rabo de Bacalhau”, já referida no capítulo 2, predominante na zona em que se localiza o edifício.



Figura 5.3 - Fachada posterior.

Nas Figuras 5.4 e 5.5 apresentam-se os esquemas das estruturas porticadas em betão armado das fachadas principal e posterior, respetivamente. De modo a possibilitar a existência das aberturas na fachada principal foram suprimidos no piso térreo alguns elementos estruturais verticais (pilares). Esta descontinuidade observa-se na passagem do 1º piso para o piso térreo. Uma vez que o vão é de grandes dimensões (5 m), a viga da fachada que suporta os elementos verticais interrompidos tem uma altura consideravelmente superior (0,74m) relativamente às restantes (0,24m).

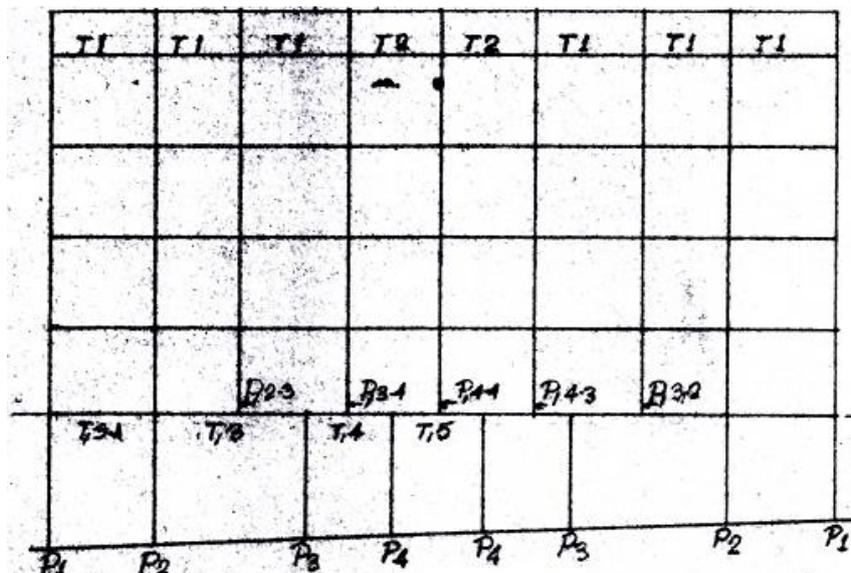


Figura 5.4 - Esquema da estrutura da fachada principal [Memória descritiva e justificativa, 1949].

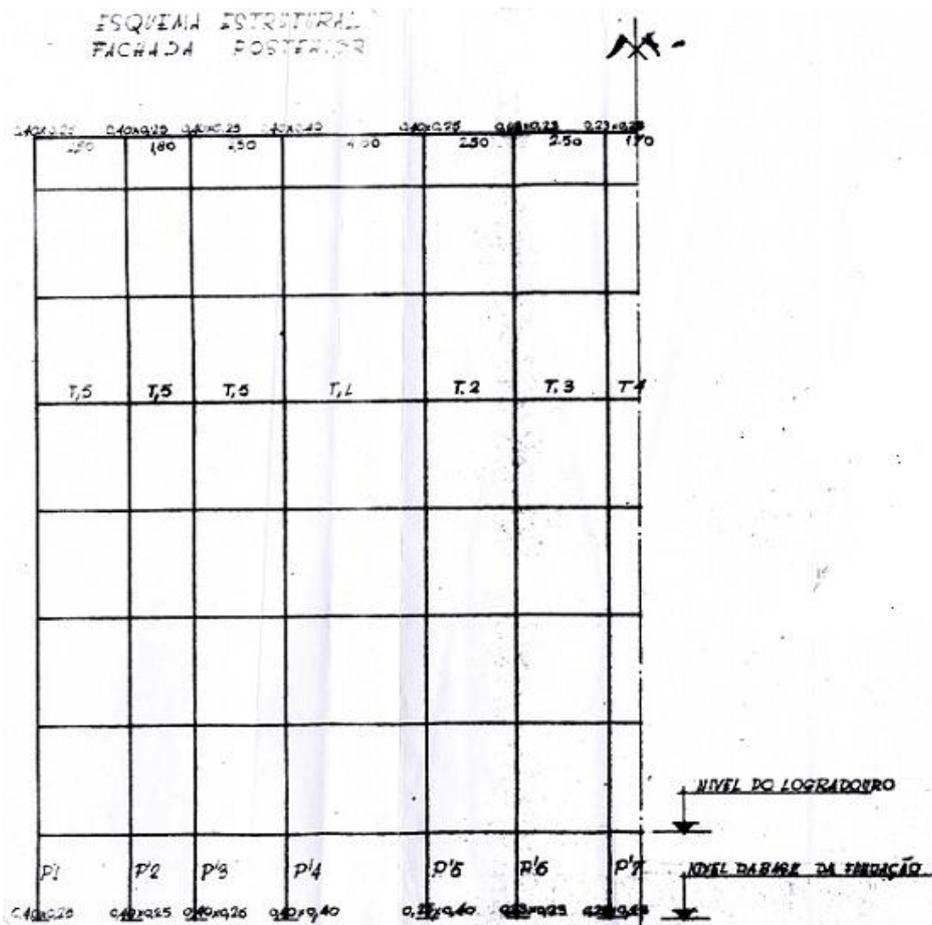


Figura 5.5 - Esquema da estrutura da fachada posterior [Memória descritiva e justificativa, 1949].

- Paredes interiores

Os materiais constituintes e a espessura das paredes interiores variam de piso para piso. Verifica-se que nos pisos inferiores são utilizados materiais de maior rigidez e resistência, e as paredes têm maior espessura relativamente às dos pisos mais elevados, como se resume na Tabela 5.1.

Tabela 5.1 - Variação do material constituinte e espessura das paredes interiores ao longo dos pisos [Memória descritiva e justificativa, 1949].

Piso	Material	Espessura (m)
3º e 4º piso	meia vez de tijolo furado	0,15
1º e 2º piso	meia vez de tijolo maciço	0,15
rés-do-chão	meia vez de tijolo duplo maciço	0,18
cave	uma vez de tijolo maciço	0,25

- Empenas

Este edifício foi construído numa fase mais evoluída dos edifícios “de placa”. Devido à necessidade de se obter uma maior resistência às forças horizontais induzidas pelo sismo de projeto, a estrutura inclui paredes de betão fracamente armadas (armadura horizontal de $\varnothing 1/4''$ af 0,25m e armadura vertical de $\varnothing 5/16''$ af 0,20m) que constituem as empenas do edifício. A espessura destas paredes, tal como nas paredes interiores, varia com a altura: na cave e rés-do-chão é de 0,30m e nos restantes pisos é 0,25m. Estas empenas têm em alçado uma largura e altura de 9,6m e 23,4m, respetivamente.

As empenas são elementos estruturais em betão e sem aberturas apresentando, portanto, uma grande contribuição para a resistência a forças horizontais.

- Vigas

Além das vigas pertencentes à estrutura porticada das fachadas, existem também vigas de betão no interior do edifício em localizações estratégicas da cave e rés-do-chão, cuja disposição em planta se indica na Figura 5.6 e Figura 5.7, respetivamente. Estas vigas foram necessárias devido à intenção de abertura de vãos de grandes dimensões nestes pisos.

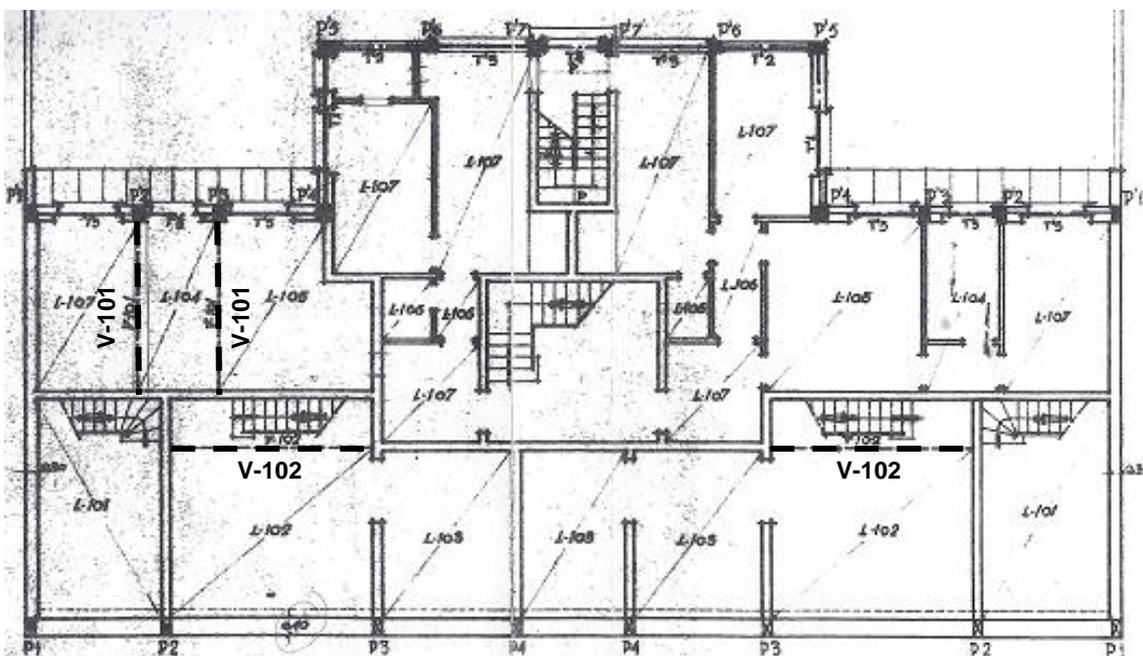


Figura 5.6 - Localização das vigas na planta da cave [Memória descritiva e justificativa, 1949].

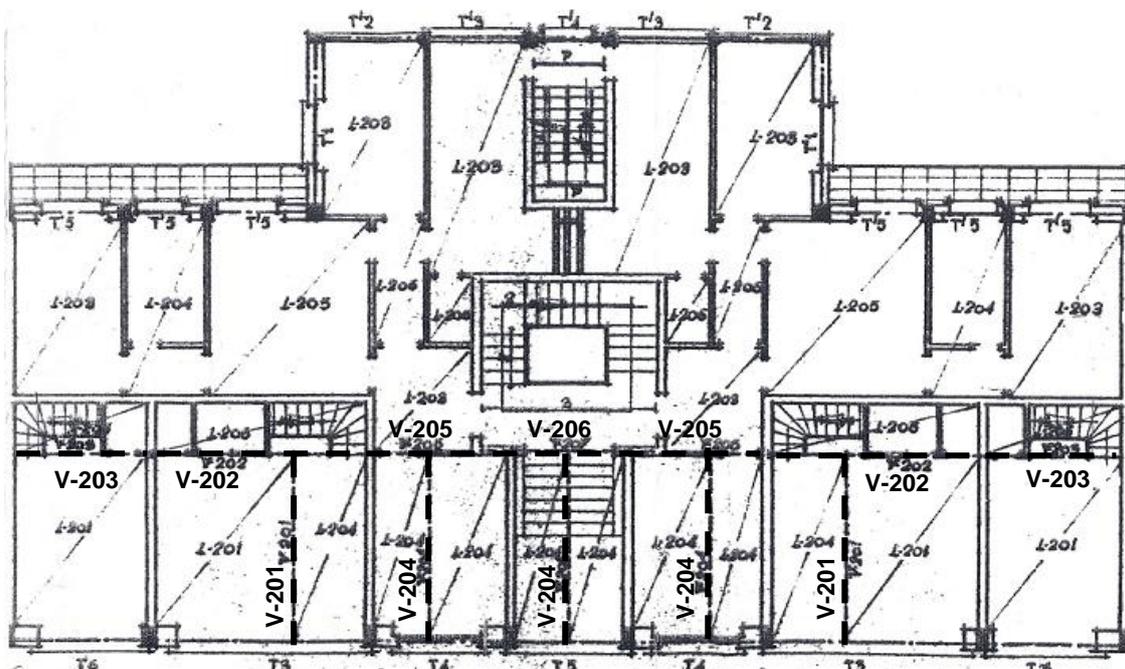


Figura 5.7 - Localização das vigas na planta da cave [Memória descritiva e justificativa, 1949].

- Pilares

Os pilares existentes no edifício pertencem à estrutura porticada das fachadas principal e posterior, portanto estão apenas localizados na periferia da construção. Nas Figuras 5.4 e 5.5 indica-se a localização dos pilares.

- Pavimentos

O pavimento é constituído por lajes maciças em betão armado com uma espessura de 0,10m.

- Cobertura

Trata-se de uma cobertura inclinada de duas águas, como se observa nas Figuras 5.8 e 5.9, com telha marselha apoiada sobre perfis pré-esforçados em betão armado que se apoiam, por sua vez, em paredes de alvenaria de tijolo.

Esta estrutura foi realizada em substituição da estrutura original, provavelmente em madeira. Do ponto de vista estrutural, acredita-se que esta introdução de elementos de betão armado pré-esforçado não tem consequências no comportamento do edifício. Eventualmente, poderá ter resultado numa alteração da massa da cobertura, mas tal incremento também não deverá ter sido muito significativo.



Figura 5.8 - Cobertura inclinada.



Figura 5.9 - Estrutura da cobertura em ripado de betão.

- Escadas

Segundo a Memória Descritiva e Justificativa, tanto as escadas principais como as escadas de serviço têm a sua estrutura em betão armado (Figuras 5.10 e 5.11). As primeiras apresentam uma configuração que permite a instalação de um elevador, como é comum em edifícios desta época, mas tal não sucedeu.



Figura 5.10 - Escadas principais.



Figura 5.11 - Escadas de serviço.

- Fundações

Na Figura 5.12 pode observar-se o desenho das fundações em planta. Trata-se de fundações diretas em sapatas e lintéis de fundação.

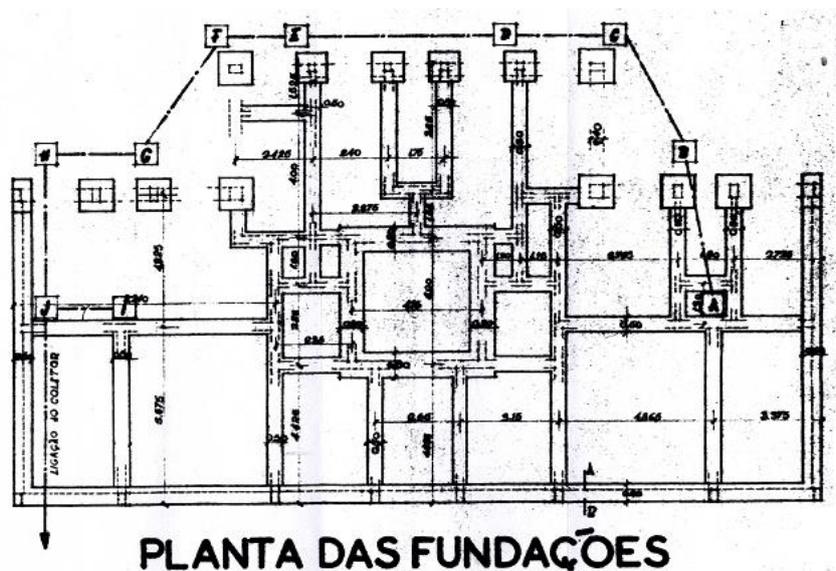


Figura 5.12 - Planta das fundações [Memória descritiva e justificativa, 1949].

5.3. Caracterização Dinâmica *in situ*

Os ensaios dinâmicos foram realizados no dia 20 de Novembro de 2011 e começaram pelas 15 horas. Foram efetuados em zonas distintas do piso mais elevado do edifício (laje de esteira), por conseguinte, o piso suscetível a maiores amplitudes de vibração ambiente. A localização dos ensaios está identificada na Figura 5.13, (que ilustra uma planta do piso térreo, pois não se dispõe de uma planta da laje de esteira), e na Tabela 5.2 estão identificados os cinco registos efetuados em cada ponto de medição.

Cada ensaio teve a duração de cerca de 1 minuto. Os ensaios A e C foram realizados onde se faria sentir preferencialmente os modos de rotação, na periferia da planta, e o ensaio B realizou-se aproximadamente no centro da planta. Adota-se para os eixos X e Y as direções em planta do edifício e para o eixo Z a direção vertical. A definição desta disposição facilita o tratamento dos dados.

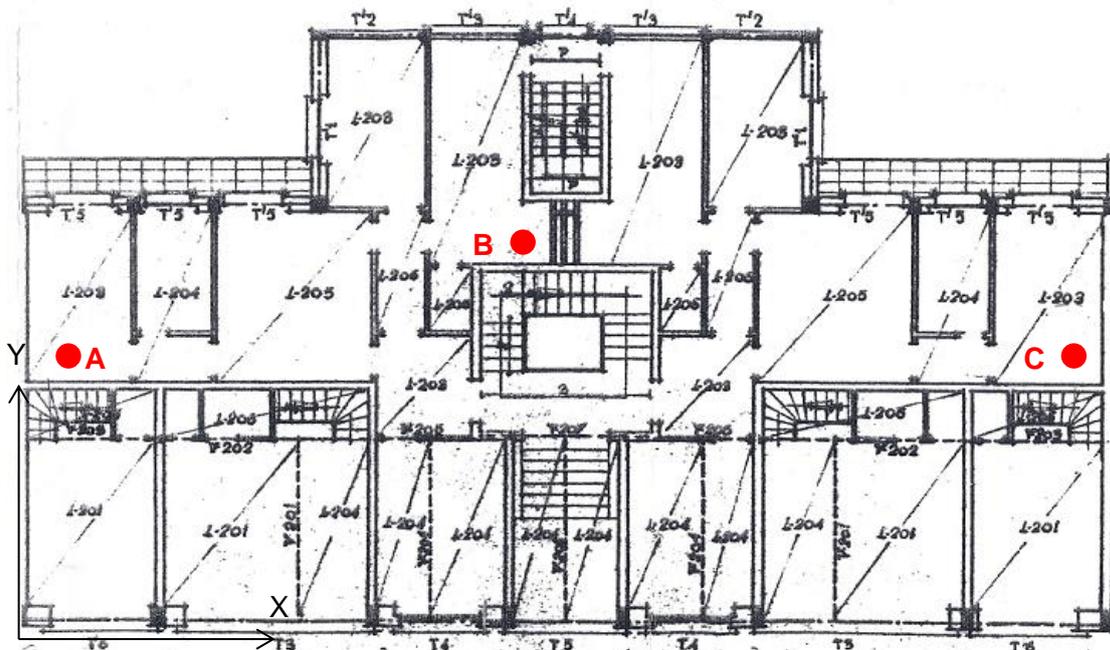


Figura 5.13 - Localização aproximada dos registos de vibração na planta do piso térreo.

[adaptado Memória descritiva e justificativa, 1949]

Tabela 5.2 - Localização dos registos.

Registo	Ponto de medição	Registo	Ponto de medição	Registo	Ponto de medição
FN001	A	FO001	B	FP001	C
FN002		FO002		FP002	
FN003		FO003		FP003	
FN004		FO004		FP004	
FN005		FO005		FP005	

A partir da observação dos gráficos do espectro de Fourier (Figuras 5.14 e 5.15), verifica-se que apenas nas direções X e Y se observam frequências inferiores a 5Hz, ou seja, só estas direções registaram frequências fundamentais dentro da gama corrente para edifícios. A partir das funções de densidade espectral de potência para um intervalo de frequências até 10 Hz, verificou-se que se obtêm picos para diferentes valores de frequência, consoante o ponto de colheita. Depois da análise e sobreposição dos vários registos em cada direção, fez-se uma seleção daqueles que

se consideram representativos para a identificação dos máximos de frequência coincidentes nas várias funções. Esta seleção apresenta-se nas Figuras 5.14 e 5.15.

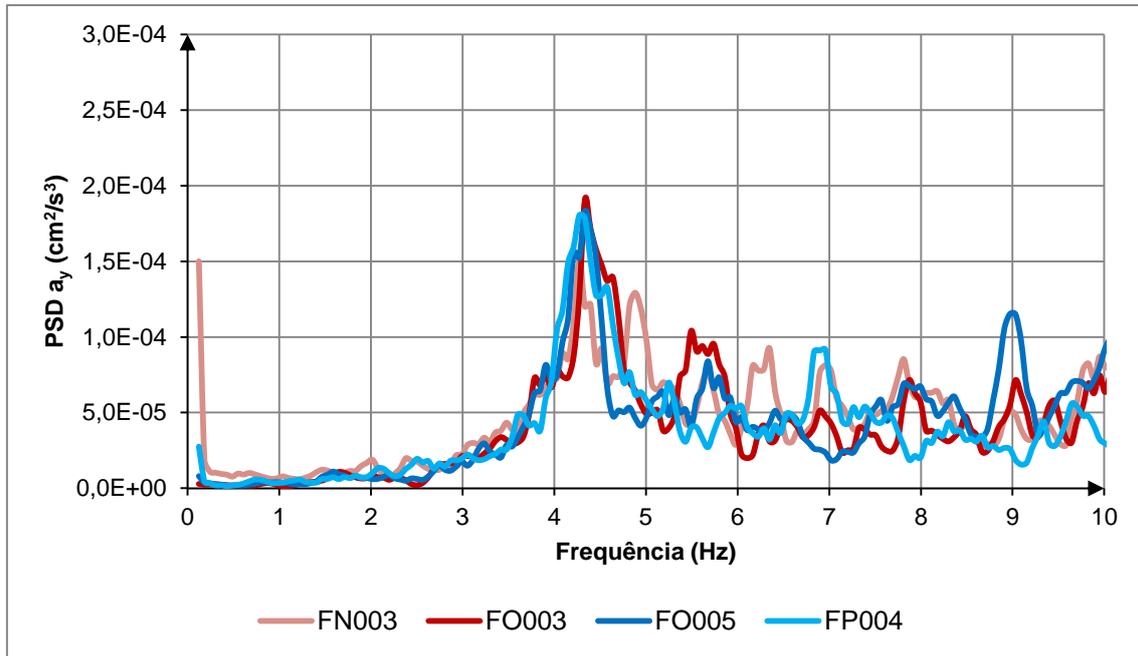


Figura 5.14 - Traçado das funções de densidade espectral de potência da componente Y da aceleração em registos colhidos nos pontos A, B e C.

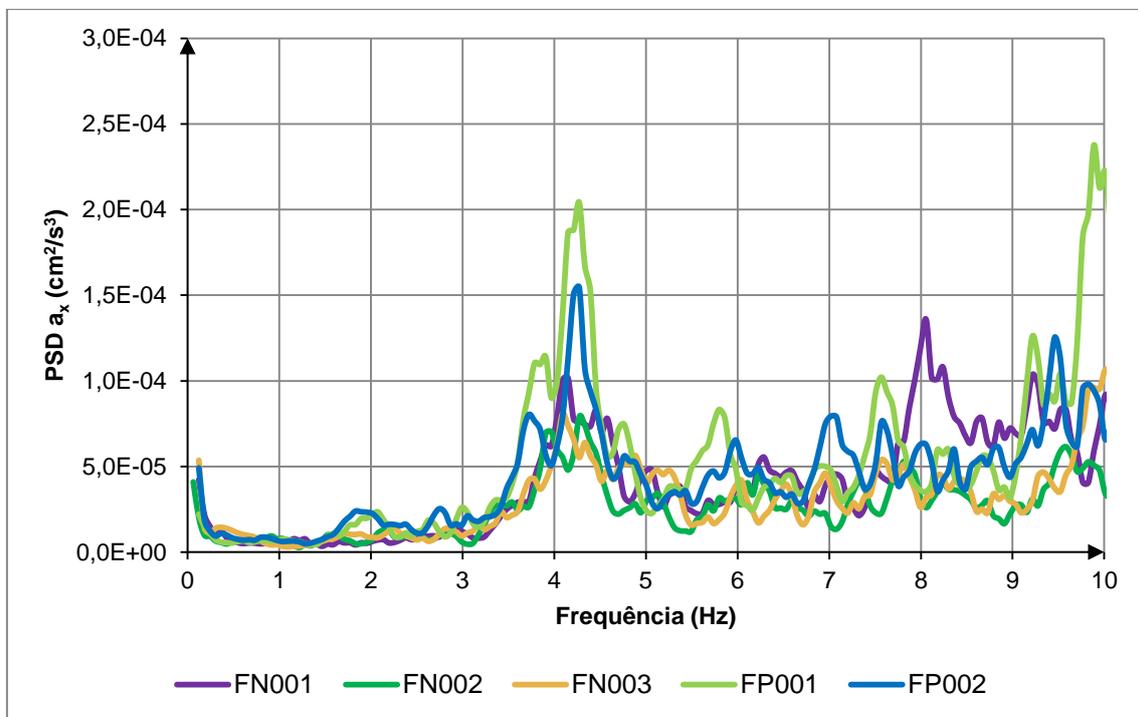


Figura 5.15 - Traçado das funções de densidade espectral de potência da componente X da aceleração em registos colhidos nos pontos A, B e C.

Na direção Z foram registadas apenas frequências de vibração muito elevadas que correspondem a modos de vibração com reduzida participação de massa. Assim, só se estudam os resultados obtidos para as direções X e Y, uma vez que a direção Z não é relevante para a caracterização estrutural do edifício.

Por fim, concluiu-se que ocorrem modos de vibração de translação segundo a direção X (maior dimensão do edifício em planta) e em Y com as seguintes frequências fundamentais:

- Direção Y: 4,2Hz;
- Direção X: 4,3Hz.

Os gráficos das funções de densidade espectral não permitem tirar conclusões acerca das frequências de modos de vibração superiores, pelo que apenas se apresentam os valores das frequências dos modos fundamentais de vibração em ambas as direções. Estes valores são próximos, o que se pode justificar pelo facto dos elementos estruturais de maior rigidez se encontrarem orientados segundo o eixo Y, embora as paredes orientadas segundo X apresentem maior extensão. Com base nos resultados obtidos, foi possível calibrar o modelo de elementos finitos, nomeadamente o módulo de elasticidade da alvenaria das paredes interiores e das fachadas, valor que não se encontrava definido de forma precisa.

5.4. Modelação por elementos finitos

A modelação do edifício em estudo iniciou-se com a definição das propriedades mecânicas dos materiais intervenientes e dos valores da carga permanente e da sobrecarga nas lajes. Preferencialmente, a determinação destas propriedades deveria ter-se baseado em ensaios *in situ* realizados nos vários elementos constituintes da estrutura, mas, uma vez que o edifício se encontra habitado, não foi possível a realização de ensaios intrusivos. Assim, estas propriedades foram estimadas com base em estudos desenvolvidos em edifícios com características semelhantes [Costa e Oliveira, 1989], tendo sido, posteriormente, calibrados tendo em conta os resultados dos ensaios de caracterização dinâmica realizados *in situ*.

Os valores considerados para os revestimentos de piso foram baseados em Tabelas de Cálculo [Gomes e Vinagre, 1997]. Para os pisos correntes assumiu-se um peso revestimento usual de $1,5 \text{ kN/m}^2$ e para a cobertura considerou-se, para além do peso

de revestimento, o peso próprio da cobertura em telha apoiada num ripado de betão, resultando num valor total de 3 kN/m².

As sobrecargas nas lajes foram definidas acordo com o tipo de utilização e seguindo as indicações do EC1 Parte1-1. Os pisos correntes pertencem à categoria A, que corresponde a uma utilização para atividades domésticas e residenciais (2 kN/m²; $\psi_2 = 0,3$). Para o piso da laje de esteira, apesar de não se encontrar habitado, adotou-se o mesmo valor de sobrecarga [EC1 1-1, 2009] e [EC0, 2009].

Como se referiu no capítulo 4, para efeitos de modelação, a restante carga permanente e a sobrecarga foram contabilizadas na massa volúmica do betão armado das lajes. Apresentam-se na Tabela 5.3 as propriedades de todos os materiais definidos na modelação da estrutura, isto é, módulo de elasticidade, coeficiente de Poisson, peso volúmico e massa volúmica.

Tabela 5.3 - Propriedades dos materiais considerados na modelação.

Material		Módulo de Elasticidade (GPa)	Coeficiente de Poisson	Peso Volúmico (kN/m ³)	Massa Volúmica
Betão armado	pilares e vigas	30	0,2	25	2,6
	empenas			25	2,6
	pavimentos			46	4,7
	cobertura			55	5,6
Alvenaria de tijolo	fachadas	3,7		22	2,2
	paredes interiores			14,6	1,5

A partir da caracterização dinâmica *in situ* do edifício foi possível calibrar o modelo de elementos finitos. De modo a aproximar as frequências dos modos de vibração fundamentais, calculados a partir do modelo, às que foram obtidas através dos registos de vibração ambiente, o módulo de elasticidade da alvenaria de tijolo da fachada e das paredes interiores foi ajustado várias vezes. Começou por se adotar uma estimativa inicial de 3GPa, mas foi necessário elevar a rigidez das paredes, com para aumentar os valores de frequência obtidos na análise modal. Por fim, considerou-se um valor de 3,7GPa, que pode ser tido como relativamente elevado para alvenaria de tijolo. Contudo, ao ter em consideração a data de construção do edifício, é provável que a argamassa contenha cimento, e assim, o valor de 3,7GPa pode não ser tão elevado quanto isso. Para o betão armado, em vigas, pilares e paredes de empena, assumiu-se um módulo de elasticidade de 30GPa, que não foi alterado posteriormente. Adotou-se um valor de 0,2 para o coeficiente de *Poisson* das paredes de alvenaria de tijolo e para todos os elementos estruturais em betão armado.

Quanto à quantificação da ação sísmica segundo o EC8, este edifício localiza-se num solo do tipo C [Monteiro e Bento, 2013]. Uma vez que se trata de um edifício corrente de habitação, pertence à classe de importância II ($\gamma_I = 1$). Na Tabela 5.4 são indicados os valores de todos os parâmetros necessários à definição da ação sísmica segundo o EC8.

Tabela 5.4 - Parâmetros que definem a ação sísmica segundo o EC8 [EC8, 2009].

Ação Sísmica tipo 1 Zona 1.3		Ação Sísmica tipo 2 Zona 2.3	
a_{gR} (m/s ²)	1,5	a_{gR} (m/s ²)	1,7
S	1,50	S	1,46
T_B (s)	0,1	T_B (s)	0,1
T_C (s)	0,6	T_C (s)	0,25
T_D (s)	2,0	T_D (s)	2,0
S_{max}	1,6	S_{max}	1,6

O gráfico da Figura 5.16 apresenta os espectros de resposta de dimensionamento para a ação sísmica tipo 1 e tipo 2.

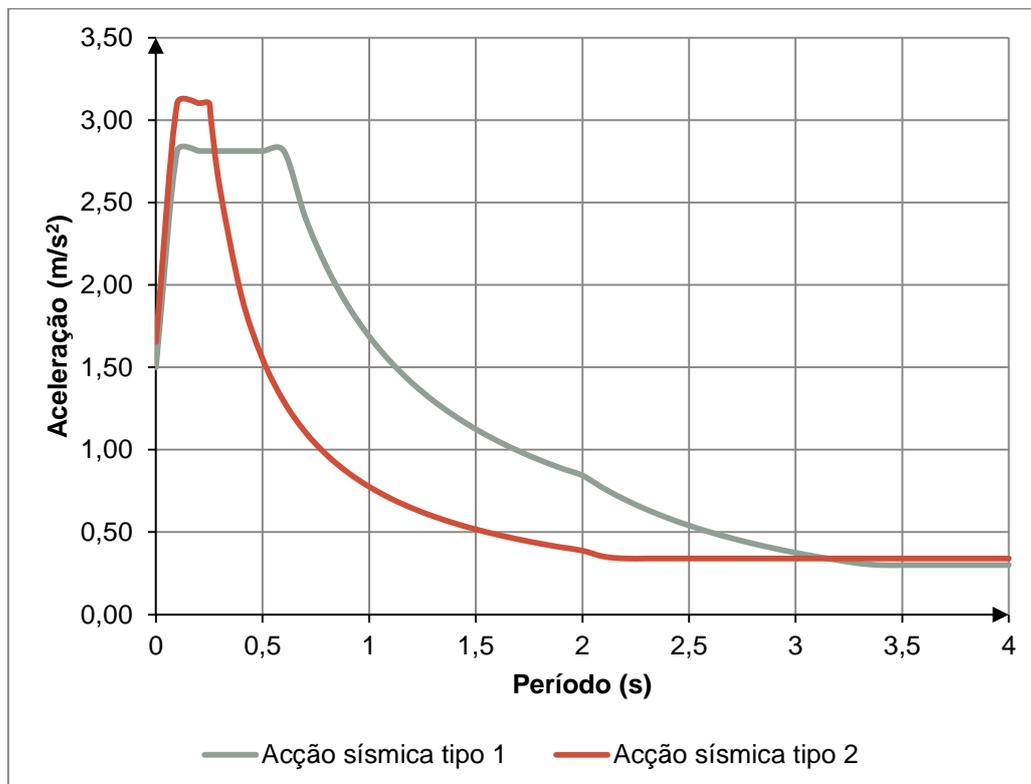


Figura 5.16 - Espectro de resposta para um solo do tipo C, para a ação sísmica tipo 1 (zona 1.3) e ação sísmica tipo 2 (zona 2.3).

A partir da observação dos espectros de resposta e sabendo que os períodos dos modos de vibração relevantes são inferiores a 0,26s, pode-se concluir que a ação sísmica tipo 2 é aquela que é condicionante para a verificação da segurança estrutural. No entanto, para valores de período ligeiramente superiores, cerca de 0,3s, seria a ação sísmica 1 a condicionante.

Após a definição da geometria do modelo, dos materiais e das suas propriedades, das ações e das suas combinações, foi possível proceder à análise estática e dinâmica do modelo de elementos finitos. A Figura 5.17 mostra duas vistas 3D do modelo que se obteve.

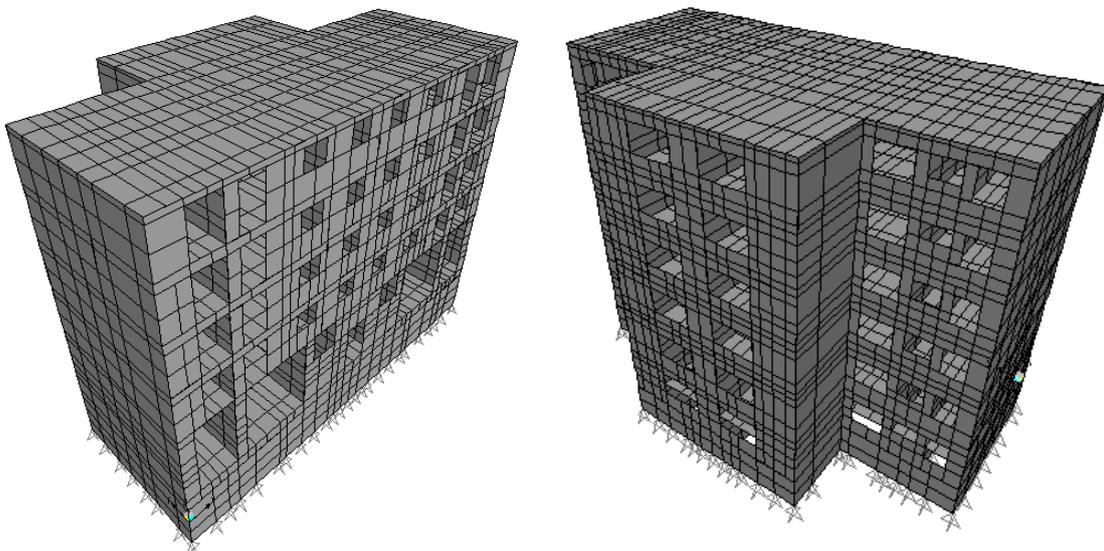


Figura 5.17 - Modelo computacional do edifício em estudo.

5.5. Análise de Resultados

Na análise de resultados aplicou-se a metodologia proposta no capítulo 4, começando pela verificação da segurança dos elementos lineares de betão armado e posteriormente das paredes de betão armado e de alvenaria.

A verificação dos elementos lineares em betão armado incluiu as vigas e pilares pertencentes à estrutura das fachadas e as vigas interiores existentes na cave e piso térreo. As empenas em betão armado foram analisadas recorrendo ao critério utilizado para as paredes em alvenaria, pois tratando-se de paredes fracamente armadas, a existência de armadura foi desprezada para efeitos da quantificação da sua resistência ao corte.

Seguidamente, procedeu-se a uma verificação de segurança geral da estrutura, em passos sucessivamente mais detalhados. Compararam-se as forças de corte atuantes, obtidas através da análise dinâmica linear do modelo de elementos finitos descrito anteriormente, com as resistências médias de corte calculadas com base no critério de *Coulomb*. Admitindo, para além do colapso por deslizamento, também o colapso por fendilhação, esta análise foi realizada globalmente piso a piso e, por fim, por alinhamento e por piso. Nestas análises incluiu-se a verificação das empenas em betão fracamente armado.

Nos cálculos de verificação de segurança foi adotado o fator de segurança de 1,35, correspondente ao nível de conhecimento LC1 do EC8 Parte 3. Os valores da resistência da alvenaria (Tabela 5.5) foram baseados nos valores recomendados pela norma italiana NTC 2008, indicados na Tabela 3.4.

Tabela 5.5 - Propriedades mecânicas da alvenaria de tijolo.

Resistência à compressão (f_d)	3,8 MPa
Coesão (C_u)	0,2 MPa
Coefficiente de atrito	0,4

As propriedades mecânicas assumidas para o betão e o aço (Tabelas 5.6 e 5.8) definiram-se tendo em consideração a época de construção do edifício. Na falta de informação disponível na literatura, as propriedades mecânicas do betão fracamente armado (Tabela 5.7) foram definidas a partir dos valores correntes para as alvenarias de boa qualidade e com argamassas de cimento, pelo que estes valores carecem de validação através de ensaios experimentais. Na definição das propriedades do betão não foi utilizado o fator de segurança de 1,35, por se considerar que seria um critério demasiado penalizador.

Tabela 5.6 - Propriedades mecânicas do betão (vigas e pilares).

Classe	C15/20
f_{ctm} (MPa)	1,9
f_{cd} (MPa)	10,7
f_{ck} (MPa)	16

Tabela 5.7 - Propriedades mecânicas do betão (empenas).

C_u (MPa)	0,6
Coefficiente de atrito	0,5

Tabela 5.8 - Propriedades mecânicas do aço (vigas e pilares).

Classe	A235
f_{yk} (MPa)	235
f_{yd} (MPa)	204

5.5.1. Frequências e Modos de vibração

A partir da análise modal do modelo de elementos finitos, obtiveram-se os períodos e frequências que caracterizam os modos de vibração da estrutura. Na Tabela 5.9 apresentam-se as frequências e as respetivas percentagens de participação de massa correspondentes aos primeiros 12 modos de vibração.

Tabela 5.9 - Resultados da análise modal: períodos, frequências e respetivos fatores de massa.

Modo de vibração	Período (seg)	Frequência (Hz)	Factores de participação de massa					
			UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ
1	0,260	3,853	0,00%	70,02%	0,02%	0,00%	70,02%	0,02%
2	0,234	4,279	75,87%	0,00%	0,00%	75,87%	70,02%	0,02%
3	0,219	4,566	0,03%	0,04%	0,00%	75,90%	70,06%	0,02%
4	0,208	4,804	0,03%	0,00%	0,00%	75,93%	70,06%	0,02%
5	0,208	4,812	0,14%	0,00%	0,00%	76,06%	70,06%	0,02%
6	0,185	5,407	0,31%	0,00%	0,00%	76,37%	70,06%	0,03%
7	0,174	5,731	0,02%	0,00%	0,00%	76,38%	70,06%	0,03%
8	0,174	5,756	0,02%	0,00%	0,00%	76,40%	70,06%	0,03%
9	0,162	6,183	0,04%	0,00%	0,00%	76,43%	70,06%	0,03%
10	0,162	6,188	0,02%	0,00%	0,00%	76,45%	70,06%	0,03%
11	0,160	6,255	0,01%	0,00%	0,00%	76,46%	70,06%	0,03%
12	0,153	6,519	0,00%	0,06%	0,00%	76,46%	70,12%	0,03%

Note-se que, com o objetivo de apresentar os modos de vibração mais relevantes para a análise sísmica, foram aferidas as percentagens de participação de massa de cada modo pretendendo-se que o seu somatório fosse superior a 90%. No entanto, verificou-se que mesmo considerando os primeiros 100 modos de vibração, não se atingiu sequer 80% de participação de massa. Assim, concluiu-se que nem toda a massa do modelo participa nos modos de vibração, não tendo sido possível averiguar qual a parte do modelo cuja massa não está a ser contabilizada.

Como foi referido, o modelo de elementos finitos foi calibrado de modo a aproximar as frequências dos modos de vibração principais às obtidas nos ensaios de caracterização *in situ*. As frequências obtidas após a calibração do modelo consideraram-se suficientemente próximas das frequências obtidas a partir dos

ensaios de caracterização dinâmica. Convém referir que, o facto de no modelo não se considerar explicitamente o efeito dos edifícios adjacentes, pode justificar a obtenção de frequências um pouco inferiores relativamente às identificadas nos ensaios de caracterização dinâmica. Nas Figuras 5.18, 5.19 e 5.20 apresentam-se as configurações deformadas da estrutura respeitantes aos principais modos de vibração.

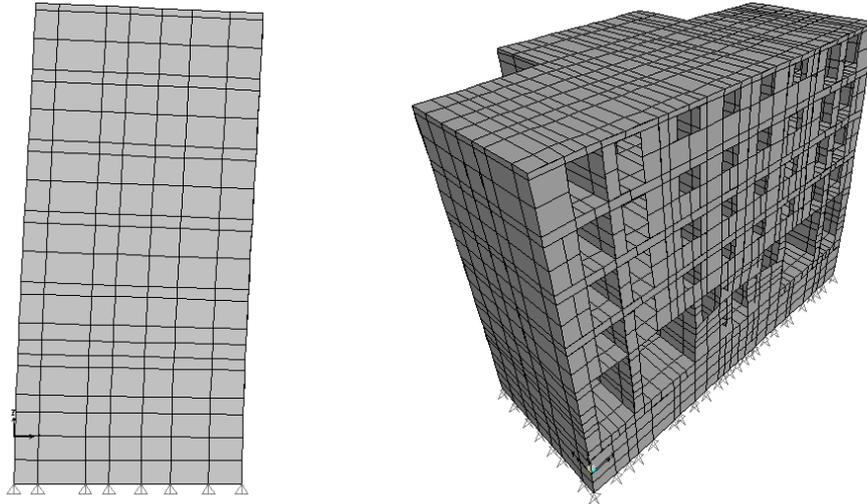


Figura 5.18 - Primeiro modo de vibração do modelo ($f = 3,85\text{Hz}$).

Segundo os valores apresentados na Tabela 5.9, verifica-se que o primeiro modo de vibração ou modo fundamental refere-se a uma translação segundo o eixo Y. Apresenta uma frequência de 3,85 Hz e uma percentagem de participação de massa segundo Y de cerca de 68%. Esta seria a direção esperada para configuração modal fundamental, visto que as paredes orientadas segundo Y têm menor extensão. No entanto, a vibração nesta direção é contrariada, pelas empenas em betão armado que apresentam, relativamente aos outros elementos do modelo, uma rigidez significativa.

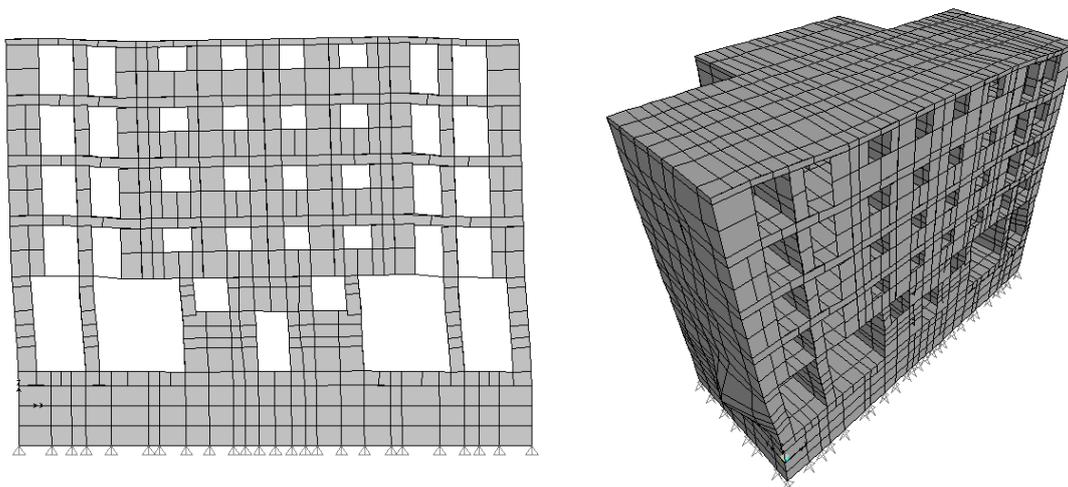


Figura 5.19 - Segundo modo de vibração do modelo ($f = 4,28\text{Hz}$).

O segundo modo de vibração é um modo essencialmente de translação, segundo o eixo X. Ocorre com uma frequência de 4,28 Hz e uma participação de massa, segundo a direção predominante, de 64%.

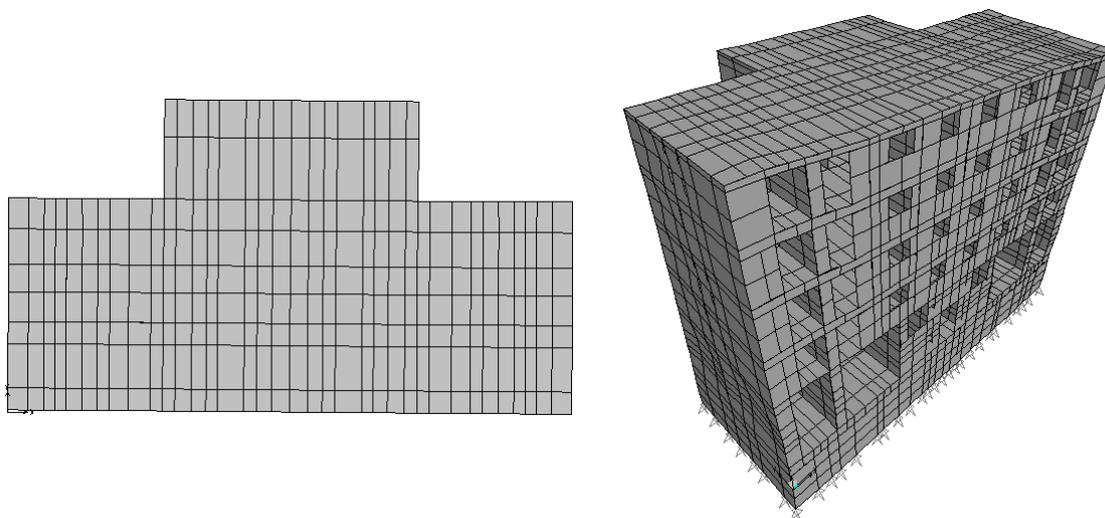


Figura 5.20 - Terceiro modo de vibração do modelo ($f=4,57\text{Hz}$).

O terceiro modo de vibração é um modo de torção, com maiores deslocamentos segundo a direção X.

Não foram considerados os efeitos da torção acidental, pois as empenas em betão armado são compartilhadas com os edifícios adjacentes, o que impede a estrutura de apresentar movimentos de rotação isoladamente.

5.5.2. Verificação de segurança dos elementos em betão armado

Nesta secção apresenta-se a verificação de segurança dos elementos lineares em betão armado, ou seja, vigas e pilares. Estes elementos encontram-se nas fachadas deste edifício, constituídas por uma estrutura em pórtico de betão armado e preenchidas por alvenaria de tijolo. Além disso, existem também vigas na cave e rés-do-chão. As empenas em betão armado são analisadas nas secções 5.5.3 e 5.5.4, em conjunto com as paredes de alvenaria.

Esta verificação foi feita para a combinação em que a variável base é a sobrecarga ($1,35c_p + 1,5s_c$) e para a combinação sísmica e foram analisados os momentos fletores e esforços transversos. No cálculo das áreas de armaduras necessárias para garantir a segurança dos elementos em betão armado seguiram-se as indicações do EC2 Parte 1-1. Quando é desconhecida a armadura de alguma viga ou pilar assumiu-se a percentagem de armadura mais baixa que a estrutura apresenta. Os resultados

apresentados nesta secção referem-se aos máximos valores absolutos obtidos pelo modelo numérico.

- Vigas

Na Tabela 5.10 estão indicadas as dimensões e armaduras longitudinais e transversais das vigas pertencentes à estrutura da fachada principal (identificadas na Figura 5.4). Ao comparar as armaduras de cada viga, conforme definido na memória descritiva e justificativa do projeto e nas peças desenhadas, com as armaduras determinadas como necessárias (Tabelas 5.11 e 5.12), de acordo com a intensidade dos esforços a que as vigas estão sujeitas, é possível tirar algumas conclusões em relação à sua segurança estrutural.

Tabela 5.10 - Dimensões e armaduras das vigas localizadas na fachada principal (identificadas na Figura 5.4).

Vigas	b (m)	h (m)	sinal	Armadura longitudinal	As (cm ²)	Armadura transversal	Asw (cm ² /m)	
T1	0,4	0,24	M-	2Ø5/16"+2Ø1/2"	3,51	ESTØ1/4"@0,20	3,12	
			M+	5Ø1/2"	6,33			
T2			M-	2Ø5/16"+2Ø1/2"	3,51			
			M+	5Ø1/2"	6,33			
T3		0,74	0,74	M-	2Ø7/8"	7,74	ESTØ3/8"@0,15	9,45
				M+	4Ø7/8"	15,48		
T4				M-	6Ø7/8"	23,22		
				M+	7Ø7/8"	27,10		
T5	M-			6Ø7/8"	23,22			
	M+			7Ø7/8"	27,10			

Tabela 5.11 - Determinação da armadura longitudinal necessária para a verificação de segurança das vigas localizadas na fachada principal (identificadas na Figura 5.4).

Vigas	Sinal	M _{Comb. Sismica} (kNm)	M _(1,35cp+1,5sc) (kNm)	As (cm ²)	As min. (cm ²)
T1	MAX	7,72	3,52	2,05	1,60
	MIN	-7,43	-2,98	1,86	
T2	MAX	1,50	1,32	0,39	
	MIN	-1,11	-1,35	0,35	
T3	MAX	76,04	41,77	5,52	5,80
	MIN	-74,95	-36,27	5,20	
T4	MAX	17,77	21,55	1,54	
	MIN	-21,15	-22,22	1,57	
T5	MAX	10,52	8,92	0,75	
	MIN	-12,43	-7,64	0,88	

Tabela 5.12 - Determinação da armadura transversal necessária para a verificação de segurança das vigas localizadas na fachada principal (identificadas na Figura 5.4).

Vigas	V (kN)	Aws/s (cm ² /m)	As min (cm ²)
T1	5,13	0,71	6,26
T2	3,06	0,42	
T3	113,82	4,39	5,45
T4	67,85	2,21	
T5	32,26	0,96	

Os esforços foram obtidos através do modelo de elementos finitos e para a combinação de ações mais desfavorável, que é a combinação de ações em que a variável base é a ação sísmica (Combinação Sísmica).

Na maioria das vigas, a sua capacidade resistente ao corte e à flexão não é excedida em nenhuma secção. Uma exceção verificou-se em relação ao não cumprimento do critério de armadura mínima transversal nas vigas T1 e T2.

Tendo em conta a configuração da estrutura de vigas e pilares da fachada principal e as aberturas que o piso térreo apresenta, é possível prever que a viga que se localiza neste piso será mais esforçada que as restantes. A Figura 5.21 ilustra o diagrama de momentos fletores das vigas da fachada principal quando atua a combinação de ações que tem como variável base a sobrecarga. Segundo os resultados apresentados nas Tabelas 5.10 e 5.11, esta viga, constituída pelos tramos T3, T4 e T5, cumpre as exigências de segurança com uma margem significativa.

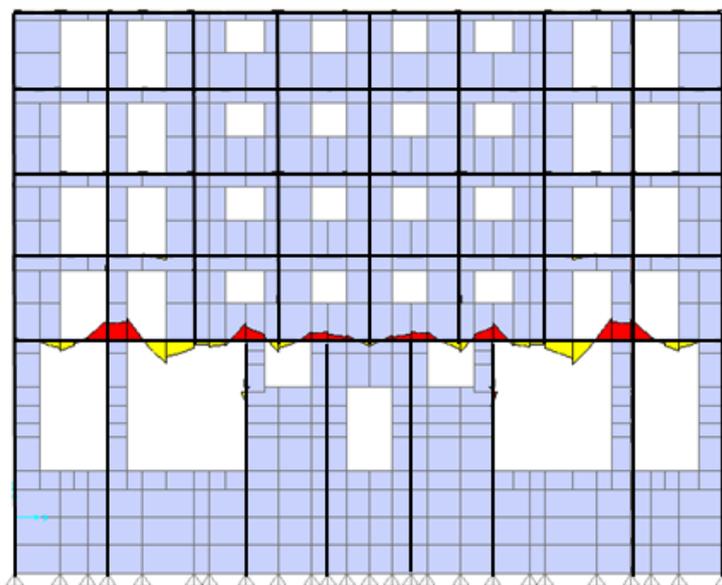


Figura 5.21 - Diagrama dos momentos fletores das vigas da fachada principal devido à combinação: $1,35c_p + 1,5s_c$.

No entanto, ao observar o diagrama de tensões da Figura 5.22, verifica-se que algumas zonas da parede de alvenaria da fachada principal estão sujeitas a tensões de tração. Sabendo que a alvenaria apresenta uma resistência a tensões de tração muito baixa, a verificação da segurança da viga deveria ser realizada admitindo uma segunda hipótese, em que não se tira partido da rigidez e capacidade resistente das paredes de alvenaria, obtendo-se, assim, esforços mais elevados na estrutura em betão armado.

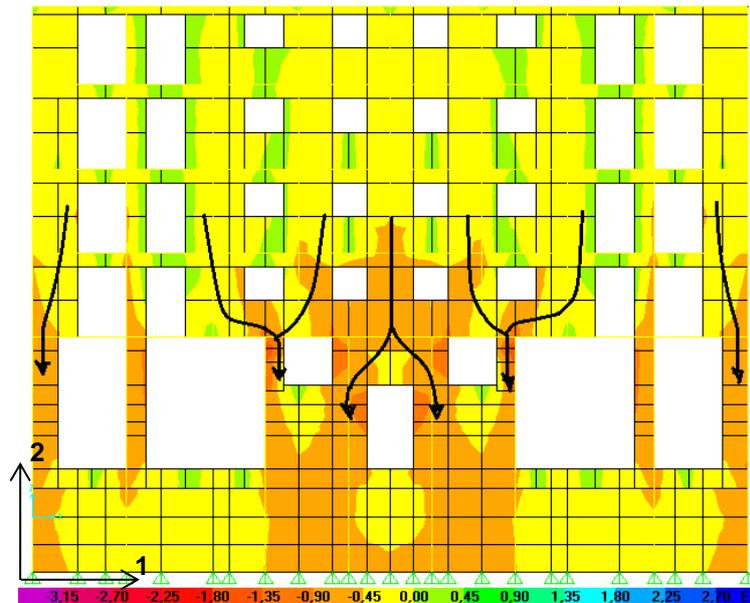


Figura 5.22 - Diagrama de tensões σ_{22} na fachada principal devido à combinação: 1, 35cp + 1,5sc e representação do caminho das cargas verticais [MPa].

A Tabela 5.13 indica as dimensões e armaduras longitudinais e transversais de cada viga pertencente à estrutura da fachada posterior (identificadas na Figura 5.5).

Tabela 5.13 - Dimensões e armaduras das vigas localizadas na fachada posterior (identificadas na Figura 5.5).

Vigas	b (m)	h (m)	sinal	Armadura longitudinal	As (cm ²)	Armadura transversal	Asw (cm ² /m)
T'1	0,3	0,32	M-	4Ø1/2"	5,07	ESTØ1/4"@0,20	3,12
			M+	4Ø1/2"	5,07		
T'2		0,22	M-	3Ø1/2"	3,80		
			M+	3Ø1/2"	3,80		
T'3			M-	3Ø1/2"	3,80		
			M+	3Ø1/2"	3,80		
T'4			M-	3Ø1/2"	3,80		
			M+	3Ø1/2"	3,80		
T'5			M-	3Ø1/2"	3,80		
			M+	3Ø1/2"	3,80		

As Tabelas 5.14 e 5.15 contêm os esforços retirados do modelo e as armaduras longitudinais e transversais são determinadas a partir destes.

Tabela 5.14 - Determinação da armadura longitudinal necessária para a verificação de segurança das vigas localizadas na fachada posterior (identificadas na Figura 5.5).

Vigas	Sinal	$M_{\text{Comb. Sísmica}}$ (kNm)	$M_{(1,35cp+1,5sc)}$ (kNm)	As (cm ²)	As min (cm ²)
T'1	MAX	0,92	0,91	0,43	1,70
	MIN	-1,82	-1,62	0,66	
T'2	MAX	2,12	1,45	0,27	1,07
	MIN	-1,85	-1,26	0,52	
T'3	MAX	0,54	0,18	0,62	
	MIN	-0,64	-0,48	0,53	
T'4	MAX	0,12	0,10	0,16	
	MIN	-0,20	-0,07	0,18	
T'5	MAX	1,49	1,02	0,03	
	MIN	-2,31	-1,26	0,06	

Tabela 5.15 - Determinação da armadura transversal necessária para a verificação de segurança das vigas localizadas na fachada posterior (identificadas na Figura 5.5).

Vigas	V (kN)	Aws/s (cm ² /m)	As min (cm ²)
T'1	3,58	0,33	4,09
T'2	10,41	1,73	
T'3	2,90	0,49	
T'4	1,14	0,17	
T'5	7,90	1,31	

No que se refere às vigas pertencentes à estrutura da fachada posterior, verifica-se apenas o não cumprimento do critério de armadura mínima transversal.

As dimensões e armaduras das vigas interiores (identificadas nas Figuras 5.6 e 5.7), localizadas na cave e piso térreo, apresentam-se na Tabela 5.16. Nas Tabelas 5.17 e 5.18 indicam-se os esforços atuantes e as necessárias quantidades de armadura para satisfazer a segurança estrutural destas vigas.

Novamente se observa o não cumprimento do critério de armadura mínima por algumas vigas: as vigas V-101, V-102 e V-204 não apresentam a armadura longitudinal superior à mínima regulamentar e a viga V-102 não cumpre também a armadura transversal mínima.

Tabela 5.16 - Dimensões e armaduras das vigas localizadas no interior do edifício (identificadas nas Figuras 5.6 e 5.7).

	Vigas	b (m)	h (m)	sinal	Armadura longitudinal	As (cm ²)	Armadura transversal	Asw (cm ² /m)
cave	V- 101	0,3	0,64	M-	2Ø3/8"	1,42	ESTØ3/8"@0,20	7,09
				M+	4Ø1"	20,27		
	V- 102	0,23	0,5	M-	2Ø3/8"	1,42	ESTØ1/4"@0,20	3,12
				M+	4Ø5/8"	7,94		
pisso térreo	V- 201	0,3	0,34	M-	2Ø3/8"+1Ø3/4"	4,25	ESTØ5/16"@0,20	4,90
				M+	5Ø3/4"	14,18		
	V- 202	0,3	0,64	M-	3Ø1+3Ø1/4"	23,68	ESTØ3/8"@0,15	9,45
				M+	4Ø1+4Ø1/4"	31,57		
	V- 203	0,3	0,64	M-	2Ø1+2Ø1/4"	15,78		
				M+	3Ø3/4"	8,51		
	V- 204	0,11	1,7	M-	3Ø3/8"	2,13	ESTØ1/4"@0,20	3,12
				M+	3Ø7/8"	11,61		
	V- 205	0,3	0,64	M-	3Ø1+3Ø1/4"	23,68	ESTØ5/16"@0,20	4,90
				M+	4Ø1"	20,27		
V- 206	0,23	1	M-	2Ø3/4"	5,67	ESTØ3/8"@0,20	7,09	
			M+	4Ø3/4"	11,34			

Tabela 5.17 - Determinação da armadura longitudinal necessária para a verificação de segurança das vigas interiores (identificadas nas Figuras 5.6 e 5.7).

Vigas	Sinal	M _{Comb. Sismica} (kNm)	M _(1,35cp+1,5sc) (kNm)	As (cm ²)	As min (cm ²)
V- 101	MAX	0,73	1,05	0,23	3,72
	MIN	-2,74	-2,34	0,09	
V- 102	MAX	0,69	2,12	0,18	2,18
	MIN	-2,63	-2,88	0,24	
V- 201	MAX	1,20	1,83	0,00	1,83
	MIN	-2,46	-1,47	0,00	
V- 202	MAX	3,12	4,28	0,00	3,72
	MIN	-14,93	-12,78	0,00	
V- 203	MAX	3,08	4,19	0,00	3,72
	MIN	-9,54	-10,12	0,00	
V- 204	MAX	13,80	17,76	0,00	3,82
	MIN	-18,96	-18,17	0,00	
V- 205	MAX	8,88	11,33	0,00	3,72
	MIN	-29,13	-18,13	0,00	
V- 206	MAX	12,88	16,22	0,00	4,59
	MIN	-32,80	-22,45	0,00	

Tabela 5.18 - Determinação da armadura transversal necessária para a verificação de segurança das vigas interiores (identificadas nas Figuras 5.6 e 5.7).

Vigas	V (kN)	Aws/s (cm ² /m)	Aws/s min (cm ² /m)
V-101	8,22	0,34	4,09
V-102	18,84	0,43	3,13
V-201	4,80	2,25	4,09
V-202	27,49	1,26	4,09
V-203	20,44	0,75	4,09
V-204	31,76	0,05	1,50
V-205	45,19	1,00	4,09
V-206	58,34	0,69	3,13

- Pilares

As Tabelas 5.19 e 5.22 indicam as dimensões e armaduras longitudinais e transversais de cada pilar, que, de acordo com o projeto, são constantes em altura. A partir destas Tabelas e das Tabelas 5.20, 5.21, 5.23 e 5.24, é possível comparar as armaduras de cada pilar com as armaduras determinadas com base nos esforços obtidos pelo modelo numérico.

Tabela 5.19 - Dimensões e armaduras dos pilares localizados na fachada principal (identificados na Figura 5.4).

Pilares	h (m)	b (m)	Armadura longitudinal	As (cm ²)	Armadura transversal	Asw/s (cm ² /m)
P1/P2	0,3	0,3	4Ø5/8"	7,94	cintas Ø1/4" @0,20	4,90
P3/P4	0,23	0,4	6Ø5/8"	11,91	cintas Ø5/16" @0,20	4,90
P3-2	0,7	0,23	8Ø5/8"	15,88	cintas Ø1/4" @0,20	3,12
P3-4	0,4	0,23	6Ø5/8"	11,91	cintas Ø1/4" @0,20	4,90
P4-4	0,4	0,23	6Ø5/8"	11,91	cintas Ø1/4" @0,20	4,90

Tabela 5.20 - Determinação da armadura longitudinal necessária para a verificação de segurança dos pilares localizados na fachada principal (identificados na Figura 5.4).

Pilares	Ned (kN)	Med,x (kNm)	Med,y (kNm)	As (cm ²)	As min (cm ²)
P1	123,35	2,02	0,96	0,47	1,93
P2	125,14	4,20	0,99	0,47	1,93
P3	184,92	10,91	8,41	14,45	3,38
P4	204,45	5,73	5,36	12,04	3,38
P3-2	39,75	1,65	1,45	1,94	1,93
P3-4	88,42	1,18	1,78	4,82	1,93
P4-4	102,13	0,73	1,99	5,30	1,89

Tabela 5.21 - Determinação da armadura transversal necessária para a verificação de segurança dos pilares localizados na fachada principal (identificados na Figura 5.4).

Pilares	Ved (kN)	Asw/s (cm ² /m)	Asw/s min (cm ² /m)
P1	2,96	0,87	4,09
P2	12,304	3,60	4,09
P3	55,24	20,80	5,45
P4	48,54	13,25	5,45
P3-2	8,48	1,25	3,13
P3-4	8,10	2,21	3,13
P4-4	6,42	1,75	3,13

Das tabelas anteriores conclui-se que os pilares da fachada principal satisfazem a segurança, exceto os pilares P3 e P4 que não apresentam suficiente resistência à flexão composta e ao corte.

Tabela 5.22 - Dimensões e armaduras dos pilares localizados na fachada posterior (identificados na Figura 5.5).

Pilares	h (m)	b (m)	Armadura longitudinal	As (cm ²)	Armadura transversal	Asw/s (cm ² /m)
P'1/P'2/P'3	0,4	0,25	6Ø1/2"	7,60	cintas Ø1/2"@0,20	12,67
P'4	0,4	0,4	8Ø5/8"	15,88	cintas Ø1/4"@0,20	3,12
P'5	0,25	0,4	6Ø1/2"	7,60	cintas Ø1/2"@0,20	12,67
P'6/P'7	0,23	0,23	4Ø5/8"	7,94	cintas Ø1/4"@0,20	3,12

Tabela 5.23 - Determinação da armadura longitudinal necessária para a verificação de segurança dos pilares localizados na fachada posterior (identificados na Figura 5.5).

Pilares	Ned (kN)	Med,x (kNm)	Med,y (kNm)	As (cm ²)	As min (cm ²)
P'1	184,92	8,41	10,91	11,52	2,10
P'2	116,00	2,26	3,88	5,76	2,10
P'3	129,69	3,31	3,48	7,85	2,10
P'4	104,90	2,93	1,63	5,44	3,36
P'5	109,23	2,93	1,63	5,76	2,10
P'6	61,41	1,00	0,46	3,05	1,11
P'7	66,56	0,69	0,24	3,32	1,11

Tabela 5.24 - Determinação da armadura transversal necessária para a verificação de segurança dos pilares localizados na fachada posterior (identificados na Figura 5.5).

Pilares	Ved (kN)	Asw/s (cm ² /m)	Asw/s min (cm ² /m)
P'1	44,64	11,21	3,40
P'2	7,37	1,85	3,40
P'3	5,74	1,44	3,40
P'4	8,40	1,32	5,45
P'5	8,40	2,31	5,45
P'6	1,97	0,96	3,13
P'7	1,27	0,67	3,13

Na fachada posterior, apenas os pilares P'1 e P'3 não satisfazem a segurança. A armadura longitudinal dos pilares P'1 e P'3 não é suficiente para verificar a segurança e o pilar P'1 não apresenta, também, armadura transversal suficiente. O critério de armadura transversal mínima dos pilares P'4, P'6 e P'7 não é respeitado.

A partir dos resultados obtidos pode concluir-se que a segurança é verificada para a maioria dos elementos em betão armado. No entanto, é nas armaduras transversais que se observam mais problemas. De acordo com alguma literatura, as armaduras transversais em elementos de edifícios antigos são frequentemente insuficientes.

Convém referir que esta distribuição de esforços na estrutura de betão armado (vigas e pilares) corresponde à situação em que a estrutura de alvenaria, que é muito rígida e, por isso, absorve muitos esforços, tem capacidade suficiente para suportar os esforços a que fica sujeita. Assim, a afirmação de que a estrutura de betão armado é capaz de suportar os esforços resultantes da ação sísmica só é verdadeira se a estrutura de alvenaria também o for. Caso contrário, ocorrendo o colapso, mesmo que parcial, da estrutura de alvenaria, haverá, por redistribuição de esforços, um incremento das solicitações da estrutura de betão armado, em relação aos esforços que foram considerados na análise precedente.

5.5.3. Verificação global de segurança

Esta verificação de segurança consiste na comparação da tensão de corte instalada na estrutura com a tensão de corte resistente. A força de corte atuante pode ser determinada a partir do método das forças laterais equivalentes, definidas de acordo com o EC8, ou através dos resultados do modelo numérico. Deve-se referir que o método das forças laterais equivalentes constitui uma aproximação razoável apenas em edifícios com determinadas características de regularidade, cujo comportamento

dinâmico seja previsível, ou seja, em estruturas regulares em planta e em altura. No caso em estudo, utilizaram-se os resultados do modelo de elementos finitos e através da integração das tensões de corte obtidas ao nível da cota de soleira determinou-se a força de corte basal do edifício. Apresentam-se na Tabela 5.25 os valores obtidos.

Tabela 5.25 - Forças de corte basal e peso da estrutura para a combinação sísmica ($cp + \psi_2 * sc + Sismo$).

F_V (kN)	31618
$F_{H,x}$ (kN)	7549
$F_{H,y}$ (kN)	6719

Para o cálculo da força de corte resistente recorreu-se a um modelo de *Mohr-Coulomb*, pelo que é dada pelo produto da resultante das cargas verticais, obtidas para a combinação de ações quase permanentes, com o coeficiente de atrito. Para o coeficiente de atrito foi utilizado um valor de 0,6. Não existem na literatura estudos que confirmem este valor. No entanto, ao dividi-lo pelo fator de segurança de 1,35 (nível de conhecimento LC1), obtém-se um coeficiente de atrito próximo de 0,4, que é um valor sugerido pelo EC6 para estruturas novas.

Através desta metodologia, obteve-se uma força de corte resistente, igual nas duas direções, de 12647 kN, valor que é superior às forças de corte basal determinadas anteriormente segundo X e Y. Considera-se, portanto, que está verificada a segurança global da estrutura para este primeiro nível de análise.

Refira-se que nesta verificação só se considerou a tensão resistente correspondente ao critério de deslizamento, uma vez que a fendilhação diagonal depende das propriedades geométricas de cada uma das paredes, logo é difícil de quantificar de forma global. Esta verificação refere-se a um comportamento médio, permitindo apenas prever situações de grande suscetibilidade estrutural dos edifícios face às ações horizontais. É, portanto, necessário avaliar zonas mais esforçadas ou de maior fragilidade através de uma análise mais detalhada.

5.5.4. Verificação da segurança de elementos de verticais (paredes e pilares)

Seguidamente, verificou-se a segurança ao corte dos elementos estruturais verticais (paredes e pilares), para cada um dos pisos do edifício, ou seja em 6 diferentes cotas numeradas de 1 a 6, que correspondem à cave, piso térreo, 1º piso, 2º piso, 3º piso e cobertura, quando a estrutura está sujeita à ação sísmica. Deste modo, pretende-se determinar quais os pisos mais condicionantes em termos de segurança.

A determinação da força de corte resistente das paredes fez-se de acordo com os três modos de rotura de paredes de alvenaria para ações no seu plano: deslizamento ($V_{Rd,1}$), fendilhação diagonal ($V_{Rd,2}$) e derrubamento, recorrendo às expressões (4.1), (4.3) e (4.5). No entanto, tendo em consideração as condições de fronteira das paredes, admite-se que a existência de lajes de betão impede a ocorrência de modos de colapso por derrubamento, pelo que não se considerou o modo de colapso por derrubamento.

As forças de corte que atuam, devido à combinação sísmica, em cada piso em ambas as direções ($F_{H,x}$ e $F_{H,y}$) resultam da soma das forças de corte atuantes em cada painel de parede descontando as zonas de aberturas, e das forças de corte atuantes em cada pilar, em cada piso. Os valores de esforços determinados pelo programa de cálculo correspondem a valores máximos, pelo que as forças de corte atuantes em cada piso, indicadas nas Tabelas 5.26 e 5.27, correspondem a valores majorados de esforço transversal.

Tabela 5.26 - Verificação global de segurança ao corte das paredes segundo X em cada piso.

Piso	$F_{H,x}$ (kN)	$V_{Rd,1}$ (kN)	$V_{Rd,2}$ (kN)
1	7473,0	13000,8	10863,0
2	7245,8	7719,7	5998,1
3	6285,4	8104,7	6604,4
4	5140,3	7471,0	6506,6
5	3710,8	5075,9	4416,6
6	2026,9	4243,7	3959,3

Tabela 5.27 - Verificação global de segurança ao corte das paredes segundo Y em cada piso.

Piso	$F_{H,y}$ (kN)	$V_{Rd,1}$ (kN)	$V_{Rd,2}$ (kN)
1	6770,7	16768,2	14444,5
2	6400,1	14209,4	12218,3
3	5645,5	10502,5	9316,2
4	4595,5	9789,0	8921,9
5	3371,7	7366,4	6790,7
6	2146,7	6472,3	6214,5

Segundo os resultados que as Tabelas 5.26 e 5.27 mostram, a fendilhação diagonal predomina como modo de colapso condicionante das paredes. De facto, devido ao elevado nível de compressão das paredes de alvenaria, obtêm-se valores de

resistência ao deslizamento superiores aos valores da resistência ao modo de colapso por fendilhação diagonal.

No que diz respeito à resistência ao corte, em qualquer um dos modos anteriores, verifica-se que esta diminui com a altura, devido à redução da compressão das paredes. Contudo, esta redução é acompanhada por uma redução igualmente significativa das forças de corte induzidas pela ação sísmica, pelo que a segurança é estabelecida na maioria dos pisos.

Os elementos estruturais orientados segundo Y verificam a segurança em todos os pisos, por uma margem significativa. O mesmo não acontece segundo X, direção em que se destaca o piso 2, no qual não se verifica globalmente a segurança para o critério da fendilhação diagonal.

Estes resultados estão de acordo com o esperado, pois é na direção Y que estão orientadas o maior número de paredes, nas quais se incluem as empenas, paredes de betão e sem aberturas, estando, portanto, dotadas de elevada rigidez. Na direção X o piso 2, que corresponde ao piso térreo, é o mais problemático, o que seria de esperar, uma vez que é neste piso que se observam a maioria das irregularidades em altura. No piso da cave não se detetam problemas, também porque se teve em consideração o confinamento dado pelo terreno.

5.5.5. Verificação da segurança das paredes de alvenaria por alinhamento e por piso

Esta verificação, um pouco mais pormenorizada que a anterior, analisa separadamente cada alinhamento de parede em cada cota referida na secção anterior. Esta verificação permite determinar os alinhamentos de parede mais esforçados em cada piso. Nas Figuras 5.22 e 5.23 representa-se a disposição em planta e identifica-se os alinhamentos segundo X e Y considerados nesta verificação. Dada a simetria da planta do edifício, apenas estão numerados metade dos alinhamentos segundo Y, uma vez que os resultados que se obteria para os restantes alinhamentos seriam semelhantes.

Para a cota de cada piso determina-se a força vertical (F_V), resultante da integração de tensões de compressão atuantes nas paredes (σ_{22}) para a combinação quase permanente de acções ($cp + \psi_2 * sc$), e a força horizontal (F_H) devida à ação sísmica, que resulta da integração de tensões de corte (σ_{12}). A integração destas tensões foi realizada em cada painel de parede que contribui para a resistência ao corte, descontando-se as zonas em que existem aberturas. As forças resultantes em cada

alinhamento obtiveram-se através da soma das contribuições dos painéis de parede desse alinhamento.

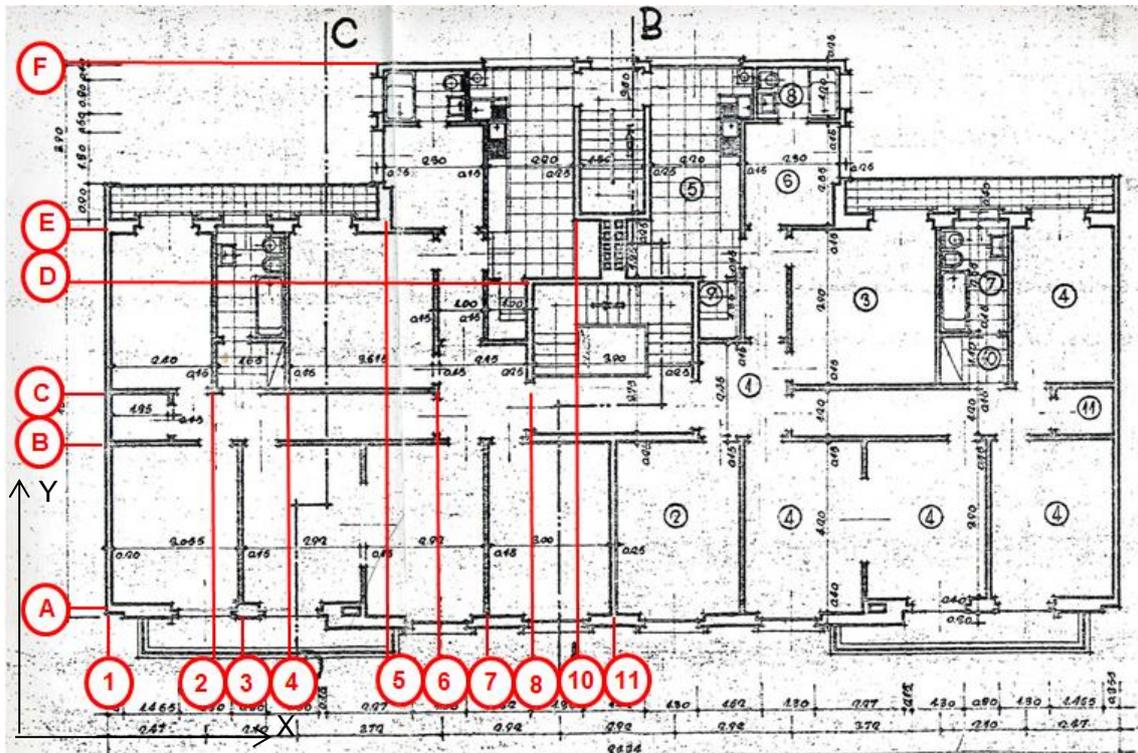


Figura 5.22 - Identificação dos alinhamentos das paredes na planta dos pisos elevados.

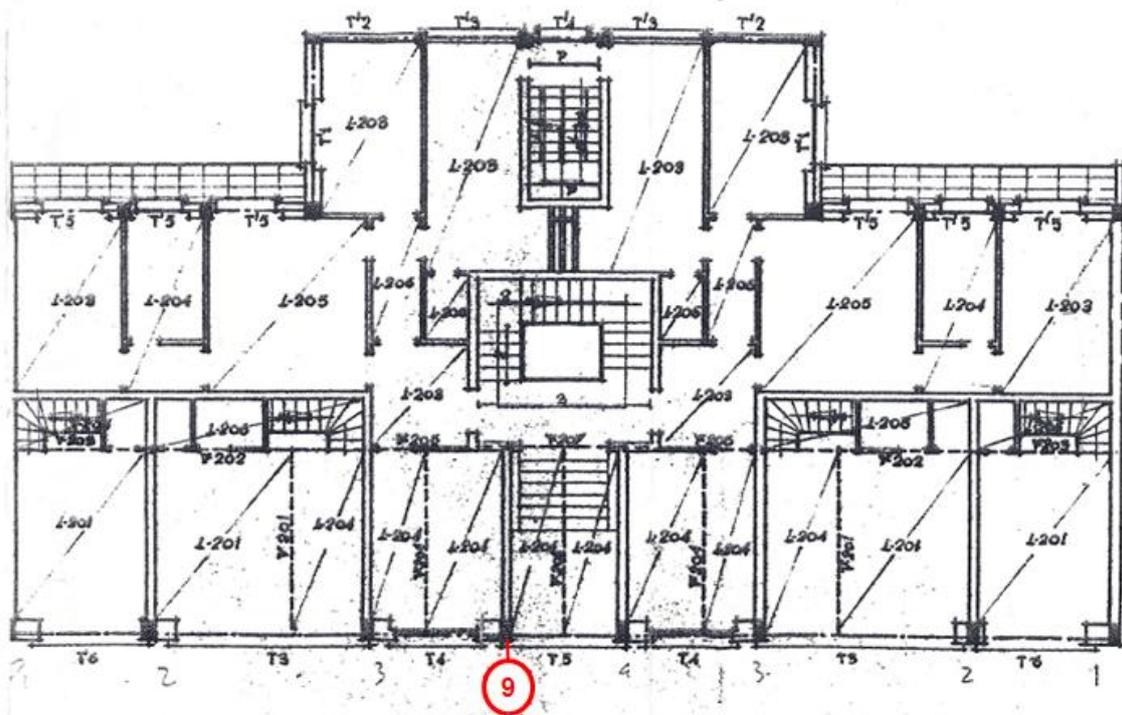


Figura 5.23 - Identificação dos alinhamentos das paredes na planta do piso térreo.

Nas Tabelas 5.28 a 5.39 apresentam-se os resultados obtidos.

- Verificação global de segurança ao corte para as paredes segundo X

Tabela 5.28 - Verificação de segurança para as paredes orientadas segundo X no piso 1.

Paredes	F _V (kN)	F _H (kN)	V _{Rd,1} (kN)	V _{Rd,2} (kN)
Parede A	4127,8	2496,0	4687,1	4191,9
Parede B	1151,7	618,1	1120,7	970,8
Parede C	3065,8	1523,6	1672,6	1054,1
Parede D	629,4	210,4	559,3	472,8
Parede E	3449,8	1708,1	2626,5	2102,6
Parede F	2110,9	881,2	2212,4	1948,5

Tabela 5.29 - Verificação de segurança para as paredes orientadas segundo X no piso 2.

Paredes	F _V (kN)	F _H (kN)	V _{Rd,1} (kN)	V _{Rd,2} (kN)
Parede A	2358,7	814,0	2069,1	1742,7
Parede B	602,0	156,8	375,4	268,5
Parede C	3079,3	3096,2	2014,7	1490,1
Parede D	548,5	356,5	440,8	360,5
Parede E	2438,2	1815,8	1309,3	808,9
Parede F	1395,4	818,1	1338,2	1155,0

Tabela 5.30 - Verificação de segurança para as paredes orientadas segundo X no piso 3.

Paredes	F _V (kN)	F _H (kN)	V _{Rd,1} (kN)	V _{Rd,2} (kN)
Parede A	2650,2	733,4	2428,1	2070,8
Parede B	1349,0	1870,9	1192,1	1006,3
Parede C	2371,5	1611,1	1646,1	1260,7
Parede D	413,1	210,5	349,7	291,3
Parede E	1954,8	1274,6	1100,9	719,3
Parede F	1088,6	519,1	1215,5	1083,7

Tabela 5.31 - Verificação de segurança para as paredes orientadas segundo X no piso 4.

Paredes	F _V (kN)	F _H (kN)	V _{Rd,1} (kN)	V _{Rd,2} (kN)
Parede A	1569,0	521,0	1995,6	1817,2
Parede B	1300,5	1556,6	1613,7	1464,2
Parede C	1621,2	1348,6	1346,0	1113,7
Parede D	316,8	179,3	311,2	270,2
Parede E	1502,4	1027,9	919,9	649,0
Parede F	830,4	445,9	1112,2	1019,9

Tabela 5.32 - Verificação de segurança para as paredes orientadas segundo X no piso 5.

Paredes	F_V (kN)	F_H (kN)	$V_{Rd,1}$ (kN)	$V_{Rd,2}$ (kN)
Parede A	997,0	308,8	1310,8	1199,1
Parede B	981,7	1130,1	1121,7	1004,3
Parede C	1037,6	980,7	880,0	733,4
Parede D	212,2	116,9	207,9	180,4
Parede E	1040,7	821,6	628,9	439,0
Parede F	585,5	307,8	754,2	688,0

Tabela 5.33 - Verificação de segurança para as paredes orientadas segundo X no piso 6.

Paredes	F_V (kN)	F_H (kN)	$V_{Rd,1}$ (kN)	$V_{Rd,2}$ (kN)
Parede A	504,6	77,2	1201,8	1156,0
Parede B	532,5	655,8	942,0	889,0
Parede C	492,7	573,5	662,1	607,4
Parede D	102,1	47,6	163,8	153,3
Parede E	574,0	480,6	442,2	355,8
Parede F	348,4	151,1	659,4	625,4

- Verificação global de segurança ao corte para as paredes segundo Y

Tabela 5.34 - Verificação de segurança para as paredes orientadas segundo Y no piso 1.

Paredes	F_V (kN)	F_H (kN)	$V_{Rd,1}$ (kN)	$V_{Rd,2}$ (kN)
Parede 1	1380,1	490,0	2418,0	2139,1
Parede 2	338,9	152,7	454,3	416,7
Parede 3	752,2	430,0	683,4	581,5
Parede 4	426,3	182,6	478,8	427,3
Parede 5	1035,3	342,4	810,1	655,9
Parede 6	1174,7	649,7	1189,9	1040,3
Parede 7	777,6	334,1	809,8	712,2
Parede 8	709,8	278,9	598,9	498,3
Parede 9	559,8	201,4	373,9	280,1
Parede 10	645,7	304,7	505,8	409,6
Parede 11	0,0	0,0	0,0	0,0

Tabela 5.35 - Verificação de segurança para as paredes orientadas segundo Y no piso 2.

Paredes	F _V (kN)	F _H (kN)	V _{Rd,1} (kN)	V _{Rd,2} (kN)
Parede 1	819,6	395,0	2137,8	1982,5
Parede 2	322,2	146,3	358,4	319,3
Parede 3	786,8	376,0	590,1	469,4
Parede 4	408,5	195,6	392,9	339,4
Parede 5	931,4	294,7	810,6	681,0
Parede 6	1042,3	577,2	935,3	793,1
Parede 7	589,6	307,1	576,0	499,4
Parede 8	573,7	336,3	456,3	371,7
Parede 9	552,0	256,0	328,8	226,7
Parede 10	603,3	241,0	457,3	365,4
Parede 11	0,0	0,0	0,0	0,0

Tabela 5.36 - Verificação de segurança para as paredes orientadas segundo Y no piso 3.

Paredes	F _V (kN)	F _H (kN)	V _{Rd,1} (kN)	V _{Rd,2} (kN)
Parede 1	615,9	314,2	1459,9	1341,7
Parede 2	301,1	159,2	311,7	273,8
Parede 3	389,3	173,1	335,7	281,3
Parede 4	296,1	192,6	309,7	272,6
Parede 5	699,7	329,1	795,9	712,0
Parede 6	443,8	363,9	429,5	371,6
Parede 7	470,7	356,1	525,8	468,8
Parede 8	497,3	385,1	387,9	313,7
Parede 9	0,0	0,0	0,0	0,0
Parede 10	432,2	258,9	375,4	315,2
Parede 11	125,1	252,2	230,0	217,7

Tabela 5.37 - Verificação de segurança para as paredes orientadas segundo Y no piso 4.

Paredes	F _V (kN)	F _H (kN)	V _{Rd,1} (kN)	V _{Rd,2} (kN)
Parede 1	411,3	208,4	1459,9	1341,7
Parede 2	197,7	116,1	270,3	248,6
Parede 3	263,2	120,8	285,3	253,0
Parede 4	227,5	153,3	282,2	256,1
Parede 5	539,5	276,7	755,8	697,0
Parede 6	288,3	316,3	367,3	334,6
Parede 7	350,1	318,8	477,5	438,9
Parede 8	350,0	341,5	329,0	282,5
Parede 9	0,0	0,0	0,0	0,0
Parede 10	329,9	226,0	334,5	292,5
Parede 11	157,2	180,8	242,9	226,4

Tabela 5.38 - Verificação de segurança para as paredes orientadas segundo Y no piso 5.

Paredes	F_V (kN)	F_H (kN)	$V_{Rd,1}$ (kN)	$V_{Rd,2}$ (kN)
Parede 1	208,1	74,1	1357,7	1281,8
Parede 2	127,9	85,0	178,7	164,7
Parede 3	159,5	90,2	183,8	164,8
Parede 4	150,5	117,5	187,7	170,4
Parede 5	381,8	202,5	512,7	470,4
Parede 6	187,5	244,1	243,0	221,9
Parede 7	236,3	250,4	319,5	293,4
Parede 8	228,6	274,0	217,4	187,3
Parede 9	0,0	0,0	0,0	0,0
Parede 10	227,4	170,4	225,9	196,7
Parede 11	117,6	152,6	167,0	154,3

Tabela 5.39 - Verificação de segurança para as paredes orientadas segundo Y no piso 6.

Paredes	F_V (kN)	F_H (kN)	$V_{Rd,1}$ (kN)	$V_{Rd,2}$ (kN)
Parede 1	30,1	18,4	1256,0	1219,4
Parede 2	66,7	47,6	154,2	148,1
Parede 3	75,9	58,8	150,3	143,1
Parede 4	77,9	78,7	158,7	151,2
Parede 5	219,3	94,1	447,7	426,9
Parede 6	96,4	172,1	206,6	197,5
Parede 7	124,6	160,4	274,8	263,3
Parede 8	112,6	199,5	171,0	159,2
Parede 9	0,0	0,0	0,0	0,0
Parede 10	124,4	94,6	184,8	171,5
Parede 11	55,8	108,8	142,3	137,3

A determinação da força de corte resistente, V_{Rd} , fez-se novamente de acordo com os modos de rotura por deslizamento, $V_{Rd,1}$, e fendilhação diagonal, $V_{Rd,2}$. Esta verificação de segurança acrescenta, em relação à anterior, maior pormenor no que se refere à identificação dos alinhamentos que podem vir a apresentar problemas de estabilidade.

Tendo em conta os resultados obtidos, observa-se, novamente, que é na direção X que há mais dificuldades em estabelecer a segurança estrutural. Segundo X, os alinhamentos que não verificam a segurança para diferentes cotas são os alinhamentos B, C e E. O alinhamento B apresenta uma significativa irregularidade em altura, uma vez que na transição dos pisos elevados para o piso térreo se verifica uma interrupção de grande parte da parede de alvenaria segundo este alinhamento. A parede de alvenaria dos pisos elevados é suportada no piso térreo por vigas de betão

armado. Esta irregularidade em altura vai também influenciar os resultados no alinhamento C, que, para além de não possuir aberturas e ocupar todo o comprimento do edifício, está localizado a pouca distância do alinhamento B. Assim, mobiliza uma elevada rigidez e absorve maior parte da força sísmica gerada. O alinhamento E ocupa, também, todo comprimento do edifício, apesar de apresentar algumas aberturas na zona que pertence à fachada posterior, constitui também um alinhamento relevante na absorção dos esforços gerados pela ação sísmica.

Segundo a direção Y, os pisos que contêm paredes que não verificam a segurança estrutural são o piso 2, o piso 3, o piso 5 e o piso 6. Os alinhamentos em que é provável que ocorram mais problemas no comportamento sísmico, são os alinhamentos 6, 8, 9 e 11. As paredes 6, 8 e 11 são irregulares em altura.

5.5.6. Análises dos diagramas de tensões por alinhamento

Nesta secção apresentam-se os diagramas de tensões das paredes de alvenaria e nas empenas de betão para a combinação $1,35cp + 1,5sc$ e para a combinação sísmica. No Anexo II expõe-se os mesmos diagramas, mais pormenorizadamente, e legendados com os valores de tensão correspondentes a cada cor.

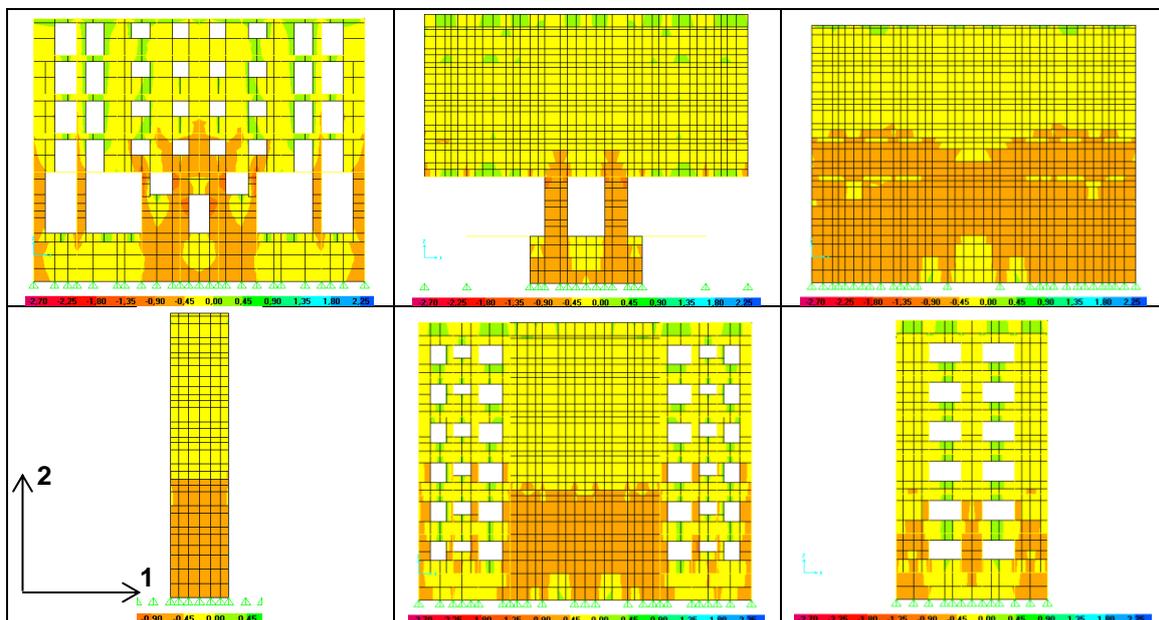


Figura 5.24 - Paredes segundo X: tensões σ_{22} devido à combinação $1,35cp + 1,5sc$ (alinhamentos de A a F, segundo a Figura 5.22).

A partir da observação dos diagramas de tensões devidos à combinação $1,35cp + 1,5sc$ para os alinhamentos segundo X (Figura 5.24), verifica-se que existem consideráveis compressões nas paredes, mas ainda distantes da resistência à compressão da alvenaria de tijolo ($f_d = 3,8 MPa$). Os valores mais elevados de

compressão surgem em zonas próximas aos pilares centrais. A alvenaria é um material que funciona bem essencialmente à compressão e apresenta um mau comportamento quando sujeita a tensões de tração. No entanto, no modelo de elementos finitos observam-se tensões de tração significativas nas zonas junto a aberturas, pelo que serão essas as zonas em que se pode esperar que ocorra fendilhação.

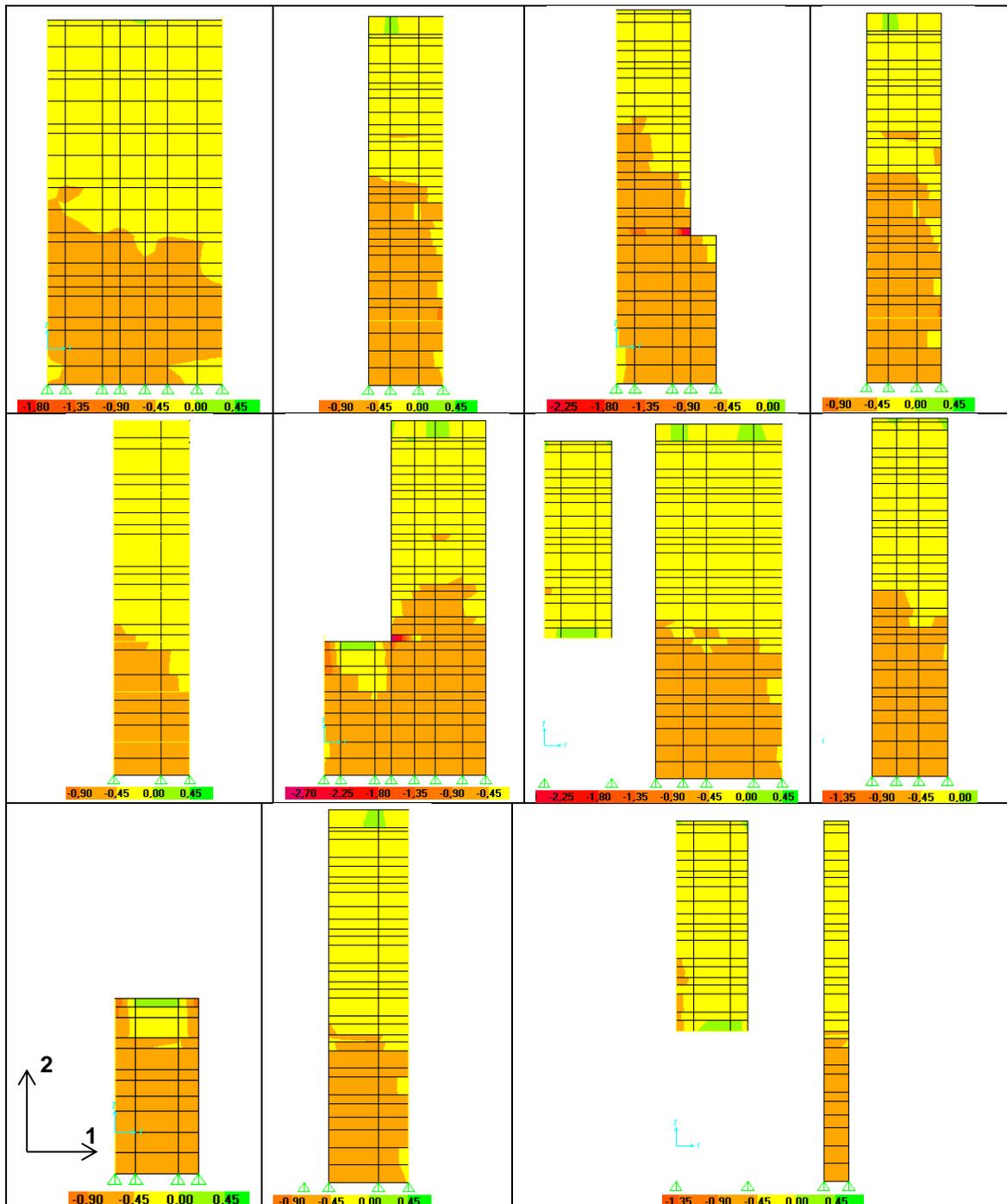


Figura 5.25 - Paredes segundo Y: tensões σ_{22} devido à combinação 1, 35cp + 1, 5sc (alinhamentos de 1 a 11, segundo as Figuras 5.22 e 5.23).

Dada a simetria do edifício, mais uma vez, apenas se apresentam os digramas de tensões para os alinhamentos segundo Y que estão identificados nas Figuras 5.22 e 5.23.

A Figura 5.25 mostra que são os alinhamentos irregulares em altura (alinhamentos 3 e 6) que apresentam localmente maiores esforços de compressão na direção vertical, mas é de notar que não se atinge o limite da resistência à compressão da alvenaria. Observam-se, também, algumas zonas com tensões de tração, mas que não ultrapassam 0,28 MPa.

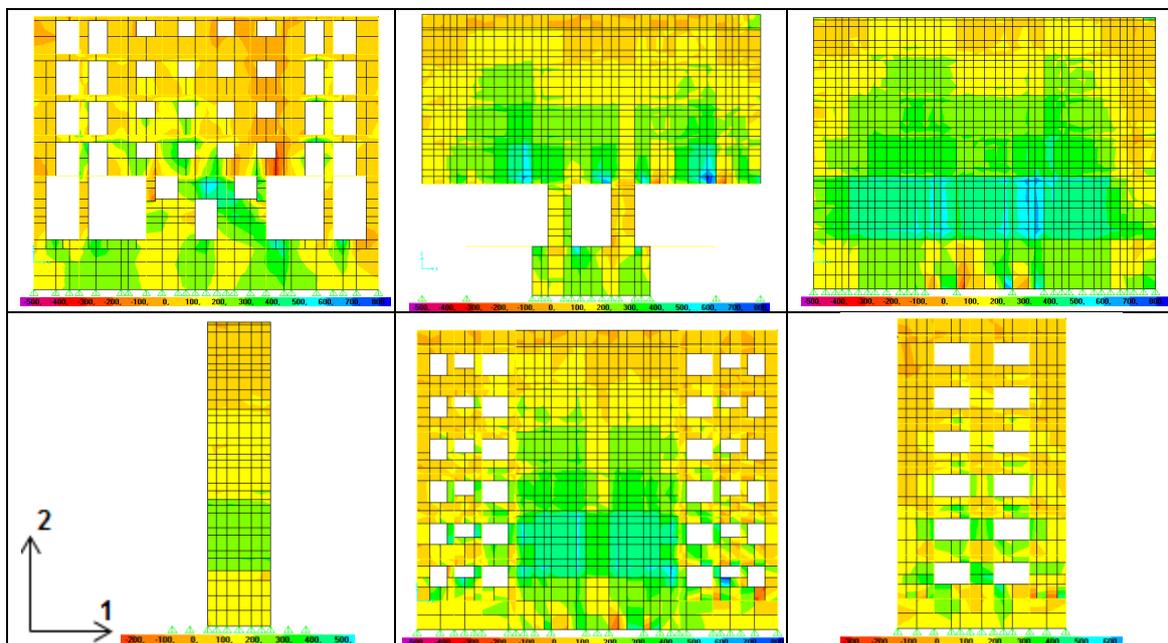


Figura 5.26 - Paredes segundo X: tensões σ_{12} devido à combinação sísmica (alinhamentos de A a F, segundo a Figura 5.22).

Como se representa na Figura 5.26, nas fachadas registam-se as maiores tensões de corte na zona dos pisos inferiores, entre as aberturas. Quanto aos alinhamentos interiores, é o piso térreo o mais esforçado, devido, principalmente, à descontinuidade do primeiro piso elevado para o piso térreo no 2º alinhamento, que tem repercussões nas restantes paredes.

De acordo com a Figura 5.27, observam-se os maiores valores de tensão de corte em zonas localizadas das paredes, onde existem irregularidades em altura, chegando-se a atingir localmente 0,9 MPa nos alinhamentos 3 e 6.

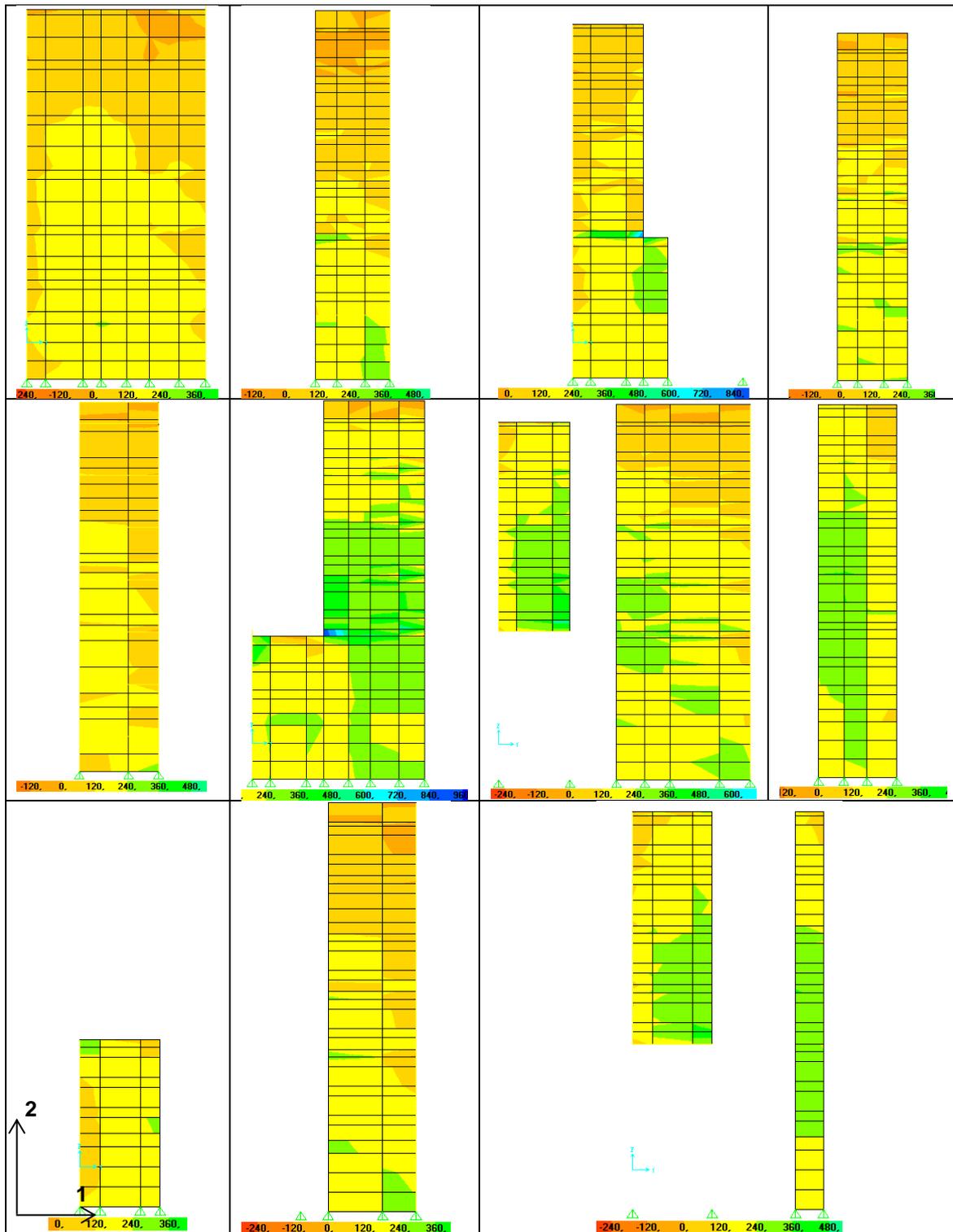


Figura 5.27 - Paredes segundo Y: tensões σ_{12} devido à combinação sísmica (alinhamentos de 1 a 11, segundo as Figuras 5.21 e 5.22).

5.6. Conclusões

Na avaliação sísmica do caso de estudo definiram-se vários níveis de análise.

Definida a ação sísmica de acordo com o EC8, começou-se pela verificação da segurança da estrutura em pórtico de betão armado das fachadas e das vigas, também em betão armado, localizadas no interior do edifício. Nesta análise verificou-se o não cumprimento do critério da armadura mínima de muitas secções das vigas e pilares, principalmente no que se refere à armadura transversal mínima, que é essencial para que, no caso de um estado de fendilhação avançado, não ocorra uma rotura frágil. Os resultados obtidos confirmam aquilo que consta em alguma literatura sobre o facto de edifícios mais antigos com elementos em betão armado apresentarem, frequentemente, quantidades de armaduras transversais insuficientes. No entanto, não obstante a não satisfação das quantidades de armadura mínima, concluiu-se que a maioria dos elementos em betão armado analisados verifica a segurança. Convém referir que, a distribuição de esforços obtida para a estrutura de betão armado resultou da hipótese de se ter uma estrutura de alvenaria capaz de absorver e suportar as tensões que se obtêm numa análise elástica linear, como foi aquela que se realizou através do modelo de elementos finitos.

Seguidamente foi efetuada uma verificação global de segurança, recorrendo ao critério de *Mohr-Coulomb*, de onde se concluiu que a estrutura satisfaz globalmente a segurança.

Numa fase seguinte fez-se a verificação de segurança de cada piso separadamente. Compararam-se as resistências e as forças atuantes dos elementos estruturais verticais, paredes e pilares, presentes em cada piso, ou seja, nesta verificação incluíram-se os pilares em betão armado já analisados isoladamente na secção anterior. Segundo os resultados obtidos, os elementos orientados segundo a direção Y, não oferecem problemas. No entanto, segundo X o piso térreo não verificou a segurança. Concluiu-se que o edifício apresenta um pior comportamento face à ação sísmica segundo a direção X, pois apesar das paredes orientadas segundo esta direção apresentarem maior desenvolvimento em planta, o número de alinhamentos de paredes é menor e as paredes apresentam muitas aberturas e descontinuidades em altura. Pelo contrário, um grande número de paredes está orientado segundo Y, incluindo as empenas em betão armado que constituem elementos com uma grande contribuição na resistência da estrutura a forças horizontais. O piso térreo é claramente o piso condicionante, como seria de esperar, dada a concentração de tensões que ocorre nesse piso, devido à redução abrupta de elementos verticais resistentes.

De seguida realizou-se uma análise um pouco mais detalhada, em que se analisaram isoladamente as tensões em cada alinhamento de parede e em cada piso, de modo a identificar os mais condicionantes segundo X e segundo Y. Nesta análise apenas se incluíram os elementos parede. É importante referir que são muitos os alinhamentos que não verificaram a segurança estrutural, principalmente entre aqueles que estão orientados segundo X.

Por fim, a análise dos diagramas de tensões dos alinhamentos para a combinação $1,35cp + 1,5sc$ e para a combinação sísmica, possibilitou a identificação de zonas, localizadas, sujeitas a elevados valores de tensão e uma melhor compreensão do funcionamento estrutural do edifício, através da análise da transmissão de cargas na estrutura. Note-se que se identificaram em diversas zonas das paredes de alvenaria tensões de tração. Se se tiver em consideração que a alvenaria não resiste a tensões de tração, pode-se concluir que os elementos em betão armado estão, provavelmente, sujeitos a esforços mais elevados do que aqueles que foram determinados.

6. CONCLUSÕES E DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

Este trabalho teve como objetivo o estudo de uma metodologia que permitisse uma análise sísmica simplificada de edifícios “de placa” que fosse aplicável na prática da engenharia corrente. Aplicou-se essa metodologia na análise de um caso de estudo, um edifício de habitação, pertencente à tipologia de edifícios “de placa”, com o intuito de retirar conclusões aplicáveis a outros edifícios do mesmo tipo.

Relativamente à regulamentação sísmica a seguir, encontraram-se algumas dificuldades na aplicação dos regulamentos vigentes na análise sísmica de edifícios existentes de alvenaria, uma vez que os procedimentos descritos nessas normas estão mais direcionados para construções novas. Deste modo, recorreu-se às normas italianas, nas quais constam processos mais viáveis para a avaliação de segurança de estruturas existentes de alvenaria.

Estudou-se o comportamento das construções constituídas por paredes em alvenaria, quando sujeitas a ações horizontais. Foi dado especial destaque para o funcionamento estrutural no plano das paredes, assumindo que a restrição de mecanismos para fora do plano é conseguida através da boa interligação de paredes, pavimentos e coberturas. Os edifícios “de placa”, que são o objeto de estudo deste trabalho, apresentam uma vantagem em relação aos restantes edifícios antigos de alvenaria, que é a introdução de lajes em betão armado em substituição dos pavimentos em madeira. Para além de contribuírem para uma melhor distribuição de esforços ao longo de todo o piso, estas lajes constituem também um travamento tridimensional da estrutura, que evita ou dificulta a ocorrência de mecanismos de rotura para fora do plano.

Apesar de o EC8-3 considerar quase sempre necessário recorrer a análises não lineares para a verificação sísmica de segurança de edifícios existentes de alvenaria, neste trabalho, as verificações efetuadas tiveram como base análises lineares por espectro de resposta. Os métodos não lineares, apresentam frequentemente dificuldades na convergência dos resultados numéricos, o que conduz à necessidade de recorrer a simplificações, perdendo-se alguma da exatidão na análise. Por outro lado, embora os métodos lineares não produzam análises tão sofisticadas, não deixam de ser boas aproximações para possibilitar uma análise qualitativa de carácter expedito, que, posteriormente, poderá dar lugar a uma análise mais exata.

Apesar das aproximações e hipóteses admitidas na metodologia sugerida e considerada na análise do caso de estudo, esta possibilita uma adequada avaliação da segurança sísmica do edifício, tornando possível identificar as zonas de maior vulnerabilidade do edifício.

Julga-se vantajosa uma conjugação de várias metodologias, começando pela adoção de uma análise simplificada para caracterizar de uma forma geral o comportamento da estrutura, e depois a utilização de um procedimento mais rigoroso, caso se demonstre necessário. A identificação da metodologia de análise não linear mais adequada para complementar os resultados da presente metodologia é um dos campos que deverá merecer desenvolvimento em trabalhos futuros.

7. BIBLIOGRAFIA

[Appleton, 2003] Appleton, João. Reabilitação de edifícios antigos - Patologias e tecnologias de intervenção. Lisboa: Argumentum, 2003.

[Appleton, 2008] Appleton, João. Reforço Sísmico de Estruturas de Betão, Encontro Nacional de Betão Estrutural, de 5/11/2008 a 7/11/2008.

[Beconcini 2012] Beconcini, Maria Luisa. Corso - *Costruzioni in zona sismica*. Facoltà di Ingegneria, Università di Pisa, 2012 [Online] <http://www2.ing.unipi.it/~a005843/>

[Borri e De Maria, 2009] Borri, Antonio e De Maria, Alessandro. Eurocode 8 and Italian Code. A Comparison about Safety Levels and Classification of Interventions on Masonry Existing Buildings. [ed.] E. Cosenza. Eurocode 8 Perspectives from the Italian Standpoint Workshop. Napoli : Doppiavoce, 2009, pp. 237-246.

[Calderini, Cattari e Lagomarsino, 2009] Calderini, C., Cattari, S. e Lagomarsino, S. In-plane strength of unreinforced masonry piers. EARTHQUAKE ENGINEERING AND STRUCTURAL DYNAMICS. 2009, Vol. 38, pp. 243-267

[Candeias, 2008] Candeias, Paulo J. Avaliação da vulnerabilidade sísmica de edifícios de alvenaria. Universidade do Minho: Dissertação de Doutoramento em Engenharia Civil, 2008.

[Casanova, Bento e Lopes, 2011] Casanova A. S., Bento R. e Lopes M. Comparação de Regulamentação sobre Avaliação e Reforço Sísmico de Edifícios Antigos de Alvenaria. Revista Internacional Construlink, Nº 26, Vol. 9, 2011

[Cóias e Silva, 2001] Cóias e Silva, V. *Viabilidade técnica de execução do "Programa Nacional de Redução Sísmica do Edificado"*, publicado em "Redução Sísmica do Edificado", editado por SPES e GECORPA. Ordem dos Engenheiros. Lisboa. 2001.

[Computers & Structures, 2009] Computers & Structures Inc. CSI Analysis Reference Manual For SAP2000, ETABS, and SAFE. 2009.

[Costa, 1948] Costa, Fernando Vasco. Tabelas para o Cálculo do Betão Armado. Lisboa: Técnica – Revista de Engenharia dos Alunos do IST, 1948.

[Costa e Oliveira, 1989] Costa, M. G. e Oliveira, C. S. Comportamento Sísmico de Edifícios Antigos Implantados em Quarteirão. Encontro sobre Sismologia e Engenharia Sísmica. Lisboa, 1989.

[D'Ayala *et al.*, 1997] D'Ayala, D., Spence, R., C.O.M. EERI and A.P.M. EERI. *Earthquake loss estimation for Europe's historic town centres*. Earthquake Spectra, 13.773, 1997.

[EC0, 2009] Comité Europeu de Normalização (CEN). EN 1990 Eurocódigo 0: Bases para o projecto de estruturas. 2009.

[EC1-1-1, 2009] Comité Europeu de Normalização (CEN). EN 1991-1-1 Eurocódigo 1 Acções em estruturas - Parte 1-1: Acções gerais: Pesos volúmicos, pesos próprios e sobrecargas em edifícios. 2009.

[EC6-1-1, 2009] Comité Europeu de Normalização (CEN). EN 1996-1-1 Eurocódigo 6 Projecto de estruturas de alvenaria - Parte 1-1:Regras gerais para alvenaria armada e não armada. 2009.

[EC8-1, 2009] Comité Europeu de Normalização (CEN). EN 1998-1 Eurocódigo 8: Projecto de estruturas para resistência aos sismos - Parte 1: Regras gerais, acções sísmicas e regras para edifícios. 2009.

[EC8-3, 2009] Comité Europeu de Normalização (CEN). EN 1998-3 Eurocódigo 8: Projecto de estruturas para resistência aos sismos - Parte 3: Avaliação e reforço de edifícios. 2009.

[Ferreira, 2009] Ferreira, Tiago Miguel dos Santos. Avaliação da vulnerabilidade sísmica das paredes da fachada de edifícios de alvenaria. Universidade de Aveiro: Dissertação de Mestrado em Engenharia Civil, 2009.

[Freitas, 2009] Freitas, João António Teixeira de. Introdução ao Método dos Elementos Finitos: Elasticidade Plana e Tridimensional. Instituto Superior Técnico, Lisboa, 2009.

[FUNDEC 2013] Fundação para a Formação Contínua em Engenharia Civil (FUNDEC). Avaliação Sísmica e Reforço de Edifícios Antigos de Alvenaria. Curso de Formação, 6/06/2013 e 7/06/2013.

[Gomes e Vinagre, 1997] Gomes, Augusto e Vinagre, João. Estruturas de Betão I: Volume III – Tabelas de Cálculo. Departamento de Engenharia Civil. Instituto Superior Técnico. Lisboa, 1997.

[Google Maps] Google - Google Maps. [Online] <http://maps.google.com/>

[LNEC 2005] Laboratório Nacional de Engenharia Civil (LNEC). Evolução das Tipologias Construtivas em Portugal. Núcleo de Engenharia Sísmica e Dinâmica de Estruturas, Laboratório Nacional de Engenharia Civil (LNEC), 2005. [Online] <http://www.lnec.pt/LNEC/NE/NESDE>

[Limongelli, 2007] Limongelli, Maria Pina. Comportamento Sismico delle Strutture in Muratura. Criteri di Progettazione Antisismica. Corso di Laurea Specialistica in Architettura [Online] http://cesia.ing.unibs.it/schede/corso_perfezionamento_2007-2008/lez%20_comportamento%20sismico%20muratura.pdf.

[Lopes, 2008] Lopes, Mário. Sismos e Edifícios. Lisboa: Edições Orion, 2008.

[Lourenço, 2012] Lourenço, Paulo B. Avaliação de segurança sísmica de estruturas de alvenaria. [Online] 2010. Universidade do Minho. http://reabilitar2010.lnec.pt/pdf/corso/PB_Lourenco.pdf

[Lourenço e Lamego, 2012] Lourenço, Paulo B. e Lamego, Paula R. C. Caracterização e comportamento sísmico de edifícios de “placa”, Congresso Construção 2012, 4º Congresso Nacional, Coimbra, 2012.

[Magenes e Penna, 2009] Magenes, Guido e Penna, Andrea. Existing Masonry Buildings: General Code Issues and Methods of Analysis and Assessment. [ed.] E. Cosenza. Eurocode 8 Perspectives from the Italian Standpoint Workshop. Napoli : Doppiavoce, 2009, pp.185-198.

[Magenes *et al.* 2009] Magenes, Guido, Modena, Claudio, Porto, Francesca da e Morandi, Paolo. Seismic Behaviour and Design of New Masonry Buildings: Recent Developments and Consequent Effects on Design Codes. [ed.] E. Cosenza. Eurocode 8 Perspectives from the Italian Standpoint Workshop. Napoli : Doppiavoce, 2009, pp.199-212.

- [Magenes, 2006] Magenes, Guido. Masonry Building Design in Seismic Areas Recent Experiences and Prospects from a European Standpoint. First European Conference on Earthquake Engineering and Seismology. Geneva, 2006
- [Martins, 2011] Martins, Luís Miguel Soares. Desenvolvimento de ferramenta de cálculo para uma avaliação expedita de estruturas de alvenaria antiga de pedra, Instituto Politécnico de Viseu: Dissertação de Mestrado em Engenharia de Construção e Reabilitação, 2011.
- [Memória descritiva e justificativa, 1949] Abrantes, Nuno L. Projecto dum prédio de rendimento a construir no lote nº 45 da praça do arruamento ao longo do caminho de ferro, freguesia de Arroios.(Memória descritiva e justificativa). Câmara Municipal de Lisboa, Processo nº 19930/49, Obra nº 293, Lisboa, 1949.
- [Monteiro e Bento, 2012] Monteiro, M. e Bento R. Characterization of “Placa” Buildings. Relatório ICIST DTC Nº 02, ICIST/IST, Lisboa, 2012.
- [Monteiro e Bento, 2013] Monteiro, M. e Bento R. Procedimento Experimental para a Realização de Ensaios de Caracterização Dinâmica de Estruturas, Relatório ICIST DTC Nº 05, ICIST/IST, Lisboa, 2013.
- [NTC 2008] Norma NTC 2008. Norme Tecniche per le Costruzioni.
- [Oliveira e Carvalho, 1982] Oliveira, C. S. e Carvalho, E. C. Construção Anti-Sísmica – Edifícios de Pequeno Porte. Laboratório Nacional de Engenharia Civil (LNEC). Lisboa, 1982.
- [Pinho, 2000] Pinho, Fernando F. S. Paredes de edifícios antigos em Portugal. Lisboa: LNEC, 2000.
- [Pomba, 2007] Pomba, Filipe J. C. Comportamento sísmico de Edifícios de Pequeno Porte. Instituto Superior Técnico: Dissertação de Mestrado em Engenharia Civil, 2007.
- [Proença e Gago, 2011] Proença, J. e Gago, A. Parque Escolar – Reforço Sísmico de Edifícios Escolares. Lisboa: Parque Escolar, EPE, 2011.
- [Restrepo-Velez e Magenes, 2004] Restrepo-Velez, Luis F. e Magenes, Guido. Simplified Procedure for the Seismic Risk Assessment of Unreinforced Masonry Buildings. 13th World Conference on Earthquake Engineering (13WCEE). Vancouver, 2004.
- [RSA, 2007] RSA. Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas de Edifícios e Pontes. Porto: Porto Editora, 2007.
- [Simões, 2011] Simões A. “Placa” Buildings – Preliminar Report. SEVERES Project, Civil Engineering and Architecture Department (DECivil), Instituto Superior Técnico, Lisboa, 2011.
- [Simões, Bento e Gago, 2012] Simões, A.; Lopes, M.; Bento, R. e Gago, A. Characterization of Lisbon Old Buildings. Proceedings of the 15th World Conference on Earthquake Engineering (15WCEE). Lisboa, 2012.
- [Sotto-Mayor, 2006] Sotto-Mayor, M. L. Risco sísmico em Portugal Continental. Instituto Superior Técnico: Dissertação de Doutoramento em Engenharia do Território, 2006.

[Sousa, Oliveira e Costa, 2006] Sousa, M; Oliveira, C. S. e Costa, A. Caracterização de parque habitacional de Portugal Continental para estudos de risco sísmico, Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas nº55, LNEC, 2006, pp. 35-50.

[TSOFT] Tsoft. Computers & Geosciences. A software package for the analysis of Time Series and Earth Tides [Online] <http://seismologie.oma.be/TSOFT/tsoft.html>

[Vicente *et al.*, 2010] Vicente, R., Rodrigues, H., Varum, H., Costa, A. e Mendes da Silva, J. A. R. Danos em paredes de alvenaria de fachada em edifícios correntes de betão: Lições do Sismo de Abril de 2009 de l'Áquila Itália. Sísmica 2010 – 8º Congresso de Sismologia e Engenharia Sísmica.

ANEXOS

Anexo I – Desenhos referentes ao caso de estudo

Anexo II – Diagramas de tensões

Anexo I – Desenhos referentes ao caso de estudo

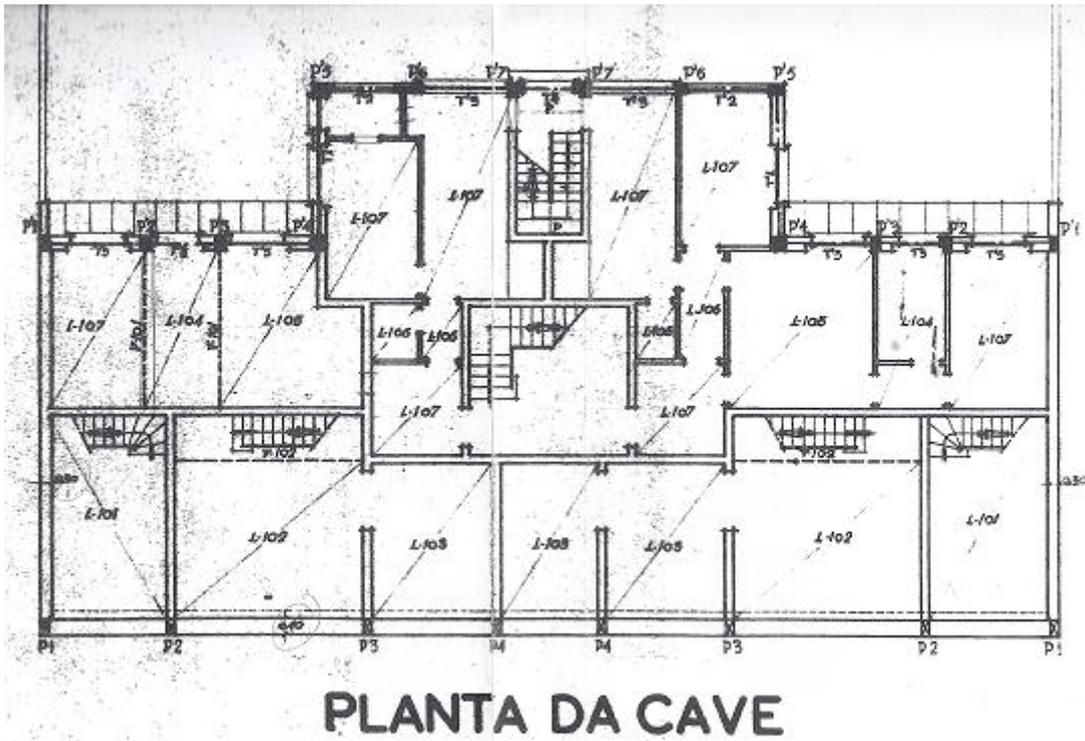


Figura A.1 - Planta da cave [Memória descritiva e justificativa, 1949].

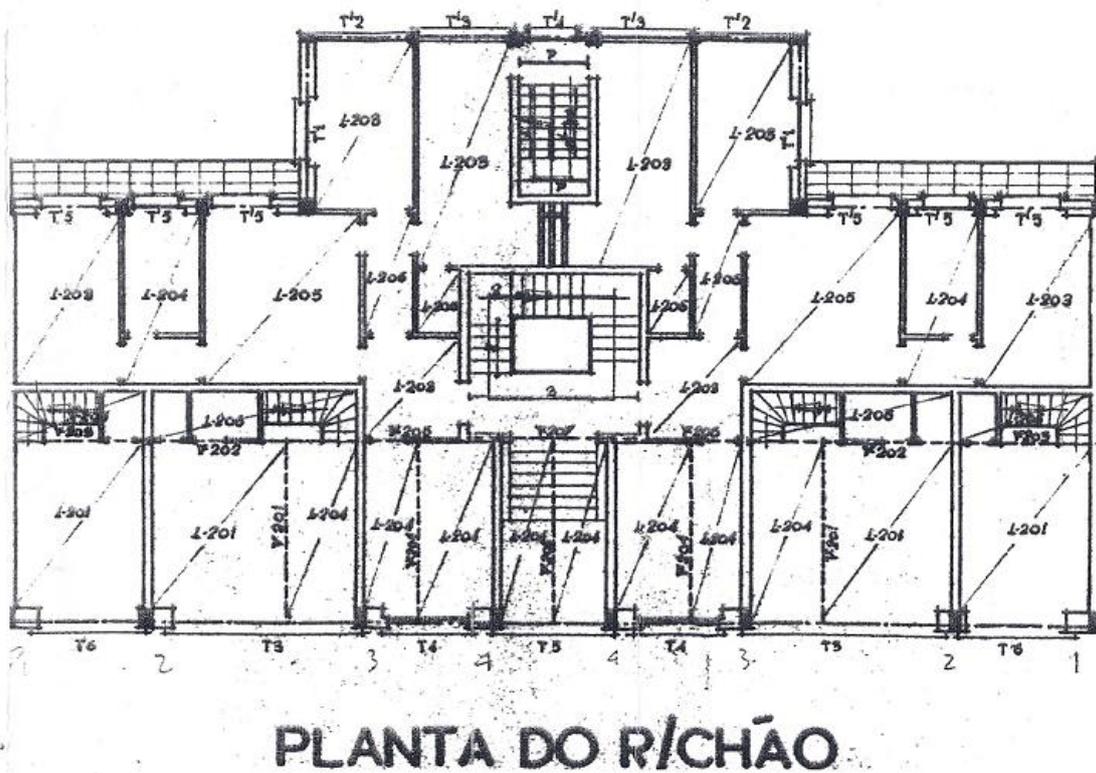


Figura A.2 - Planta do piso térreo [Memória descritiva e justificativa, 1949].

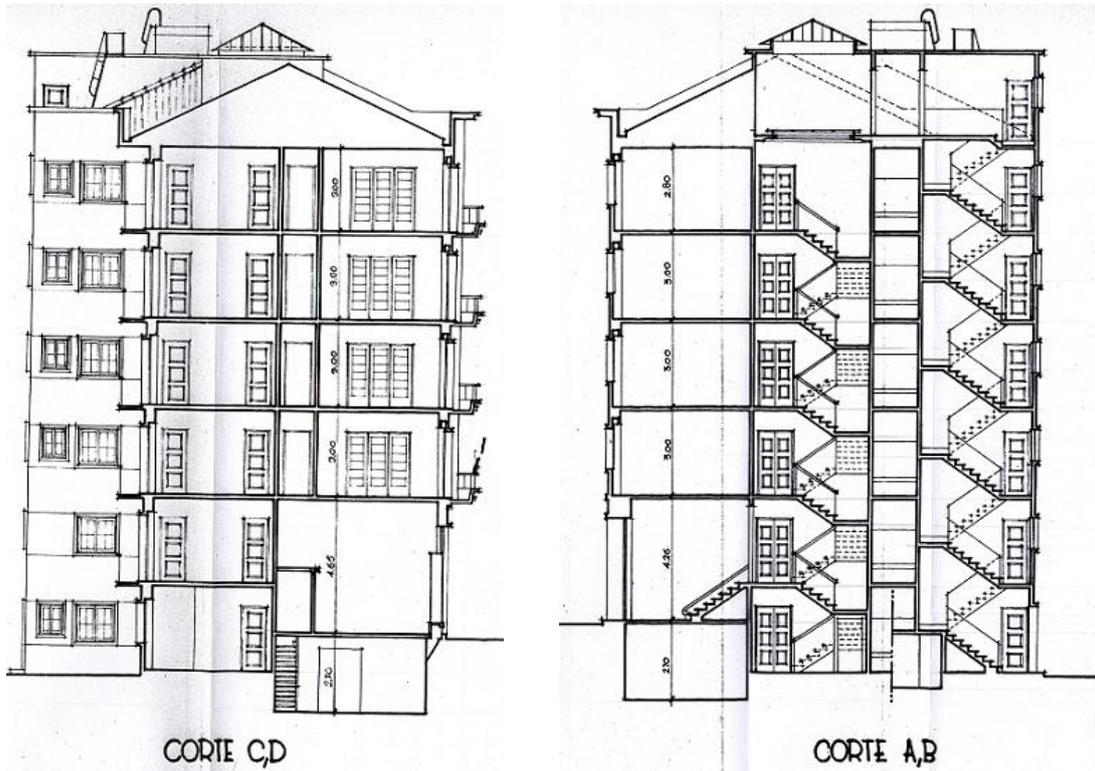


Figura A.5 - Cortes [Memória descritiva e justificativa, 1949].



Figura A.6 - Fachada principal [Memória descritiva e justificativa, 1949].

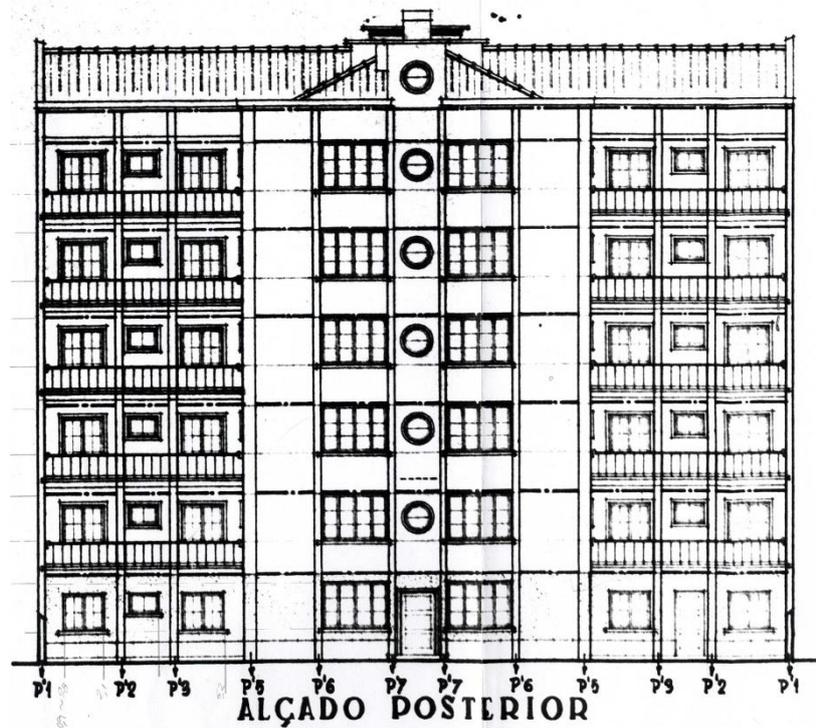


Figura A.7 - Fachada posterior [Memória descritiva e justificativa, 1949].

Anexo II – Diagramas de tensões

- Alinhamentos segundo X: tensões de compressão devido à combinação $1,35c_p + 1,5sc$:

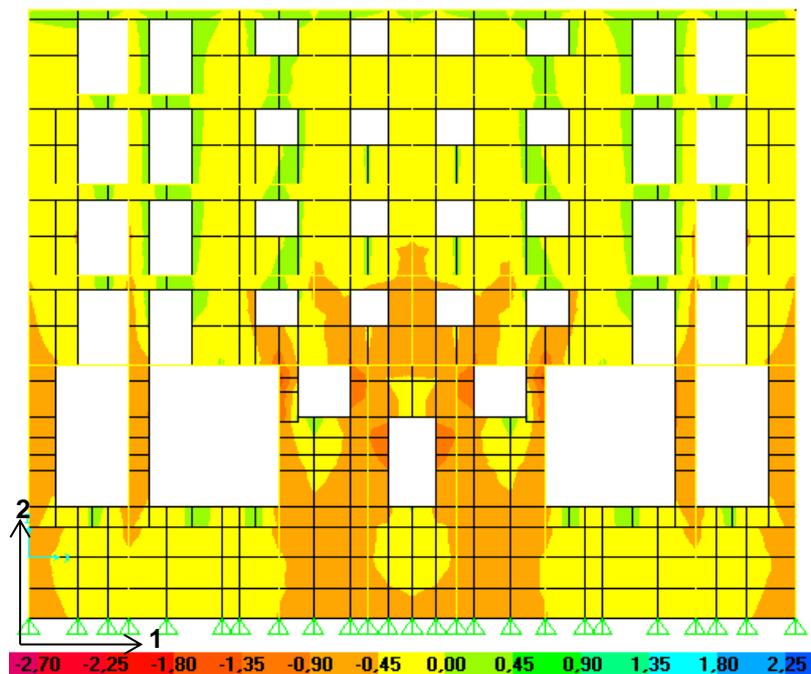


Figura A.8 - Diagrama de tensões σ_{22} do alinhamento A devido à combinação $1,35c_p + 1,5sc$ (MPa).

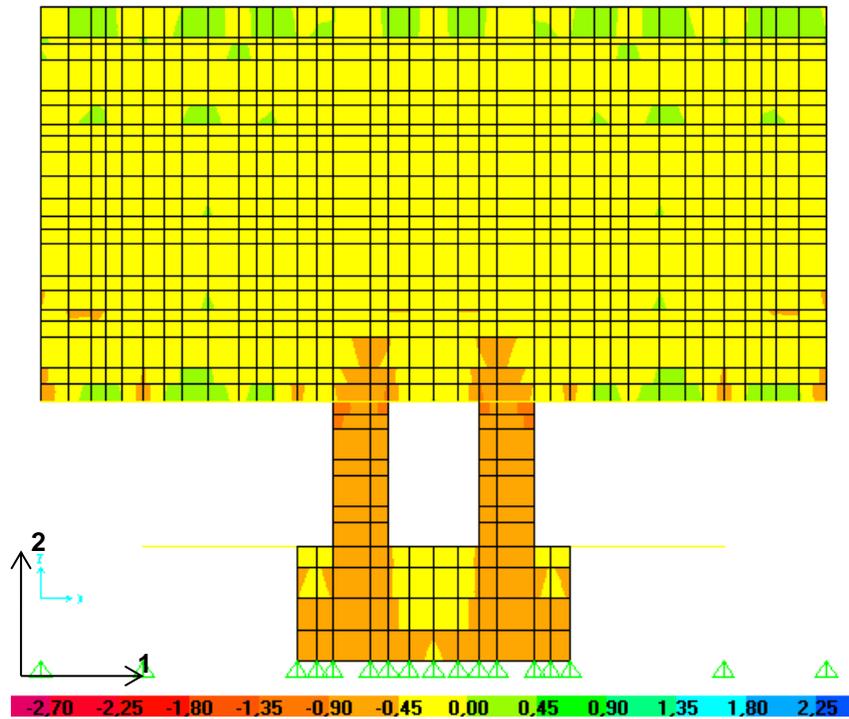


Figura A.9 - Diagrama de tensões σ_{22} do alinhamento B devido à combinação $1,35cp + 1,5sc$ (MPa).

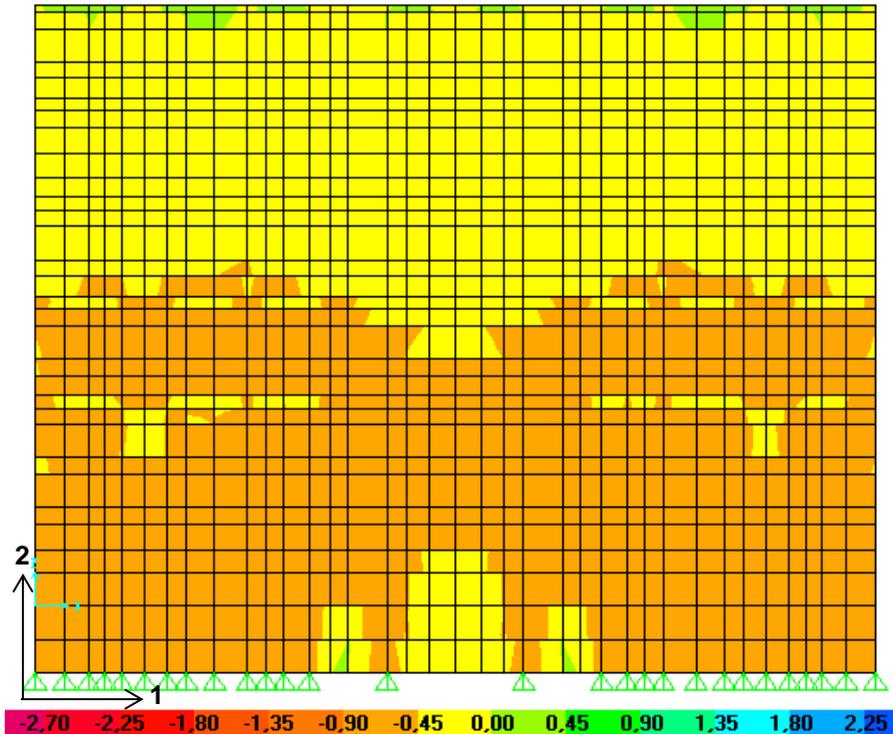


Figura A.10 - Diagrama de tensões σ_{22} do alinhamento C devido à combinação $1,35cp + 1,5sc$ (MPa).

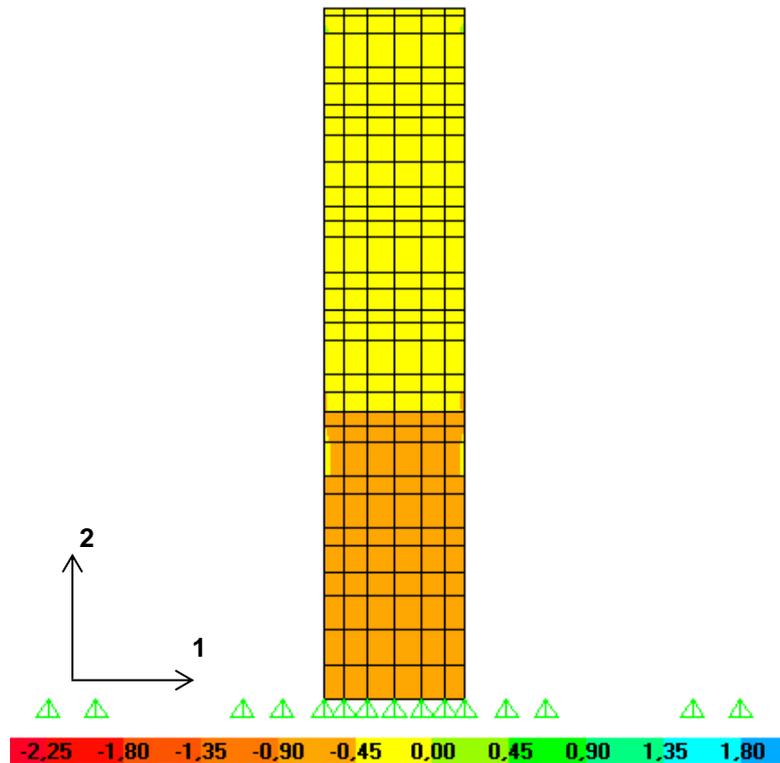


Figura A.11 - Diagrama de tensões σ_{22} do alinhamento D devido à combinação $1,35cp + 1,5sc$ (MPa).

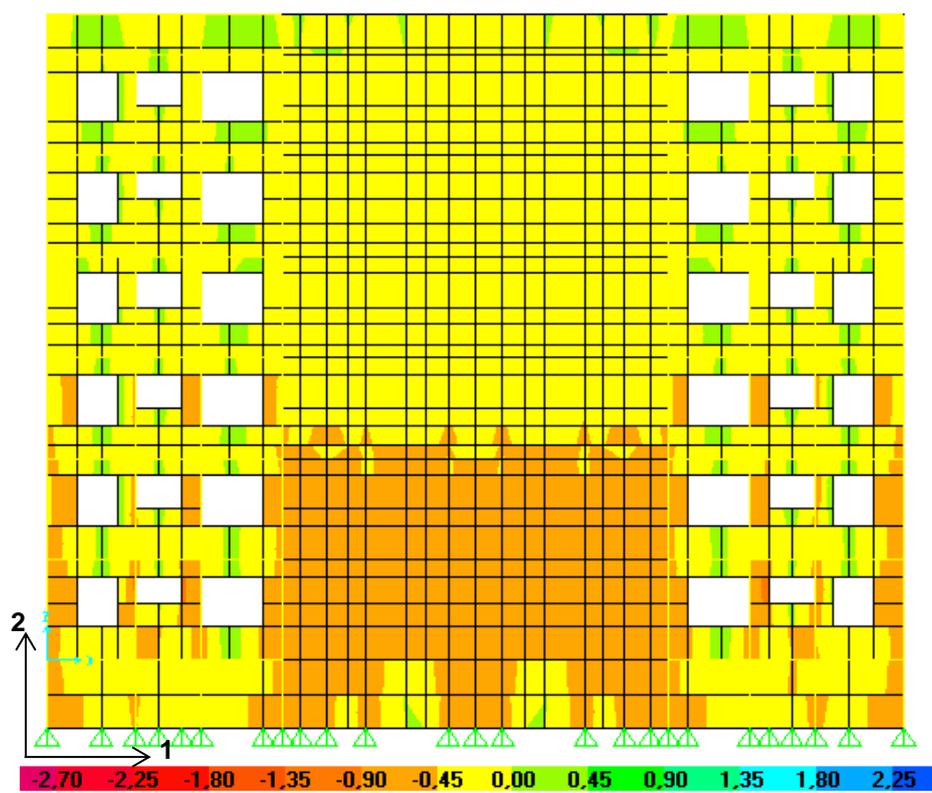


Figura A.12 - Diagrama de tensões σ_{22} do alinhamento E devido à combinação $1,35cp + 1,5sc$ (MPa).

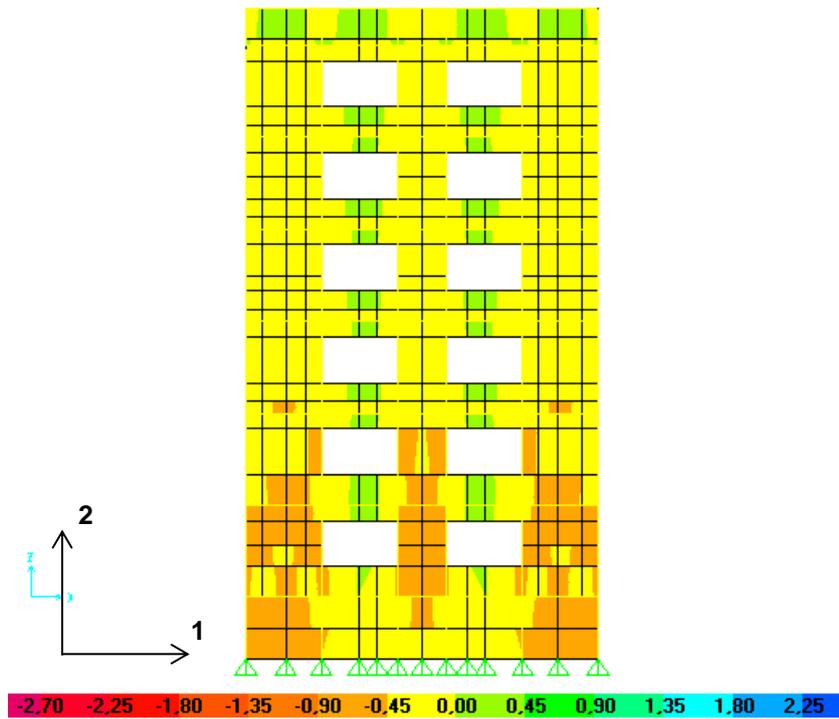


Figura A.13 - Diagrama de tensões σ_{22} do alinhamento F devido à combinação $1,35cp + 1,5sc$ (MPa).

- Alinhamentos segundo Y: tensões de compressão devido à combinação $1,35cp + 1,5sc$:

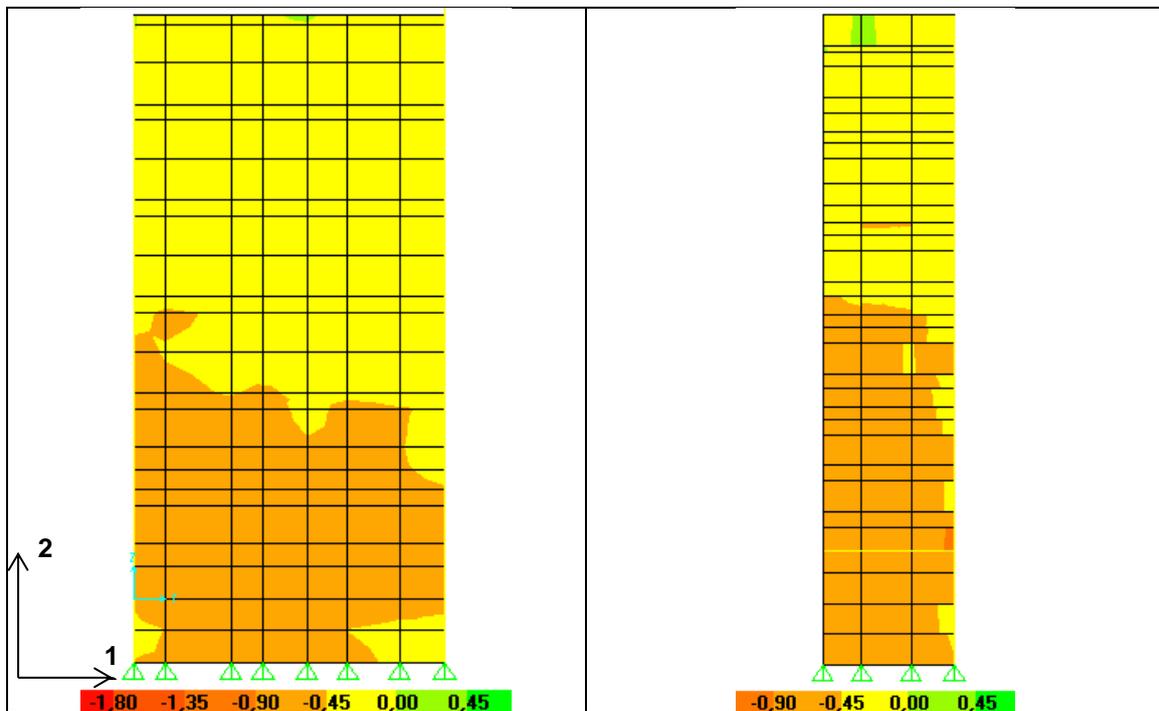


Figura A.14 - Diagramas de tensões σ_{22} do alinhamento 1 e 2 devido à combinação $1,35cp + 1,5sc$ (MPa).

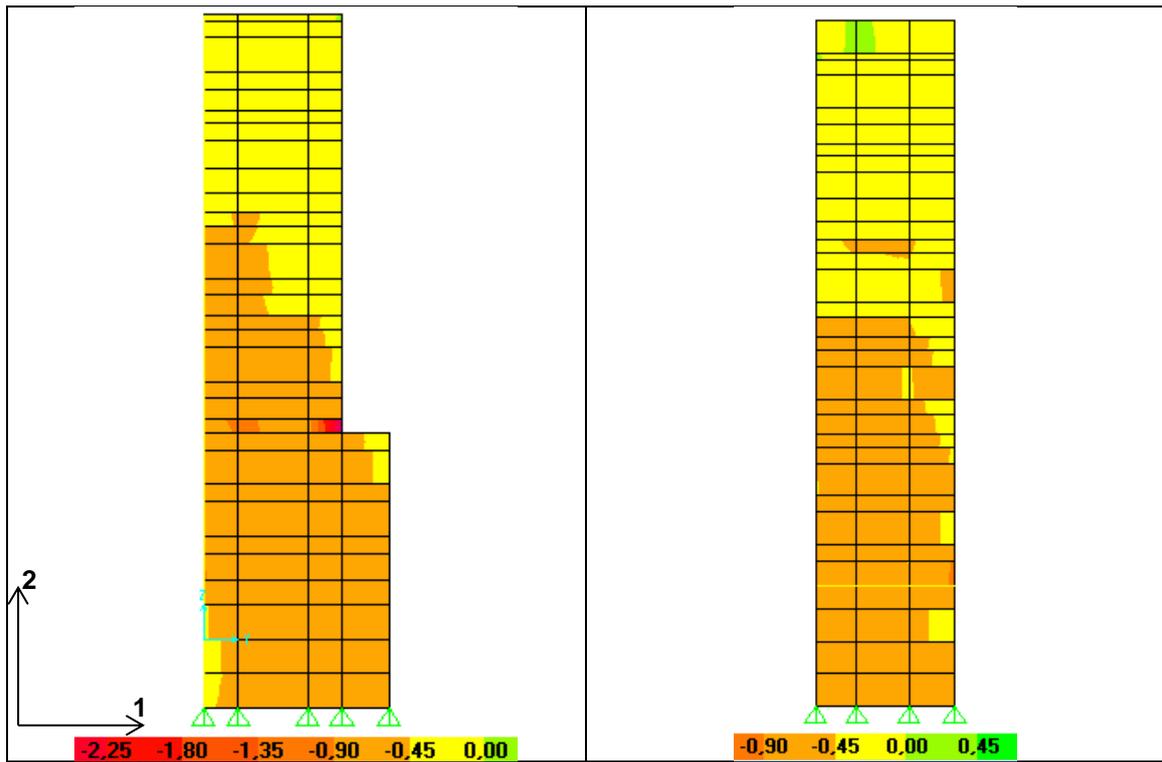


Figura A.15 - Diagramas de tensões σ_{22} do alinhamento 3 e 4 devido à combinação $1,35cp + 1,5sc$ (MPa).

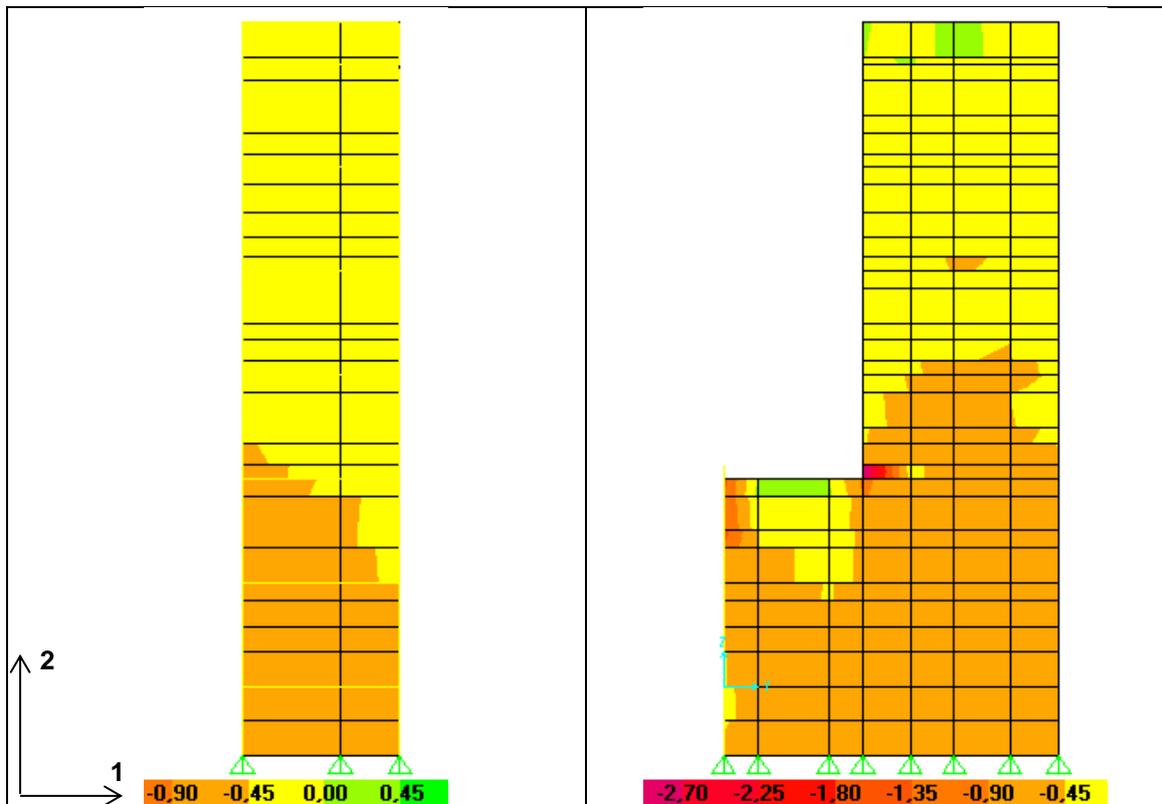


Figura A.16 - Diagramas de tensões σ_{22} do alinhamento 5 e 6 devido à combinação $1,35cp + 1,5sc$ (MPa).

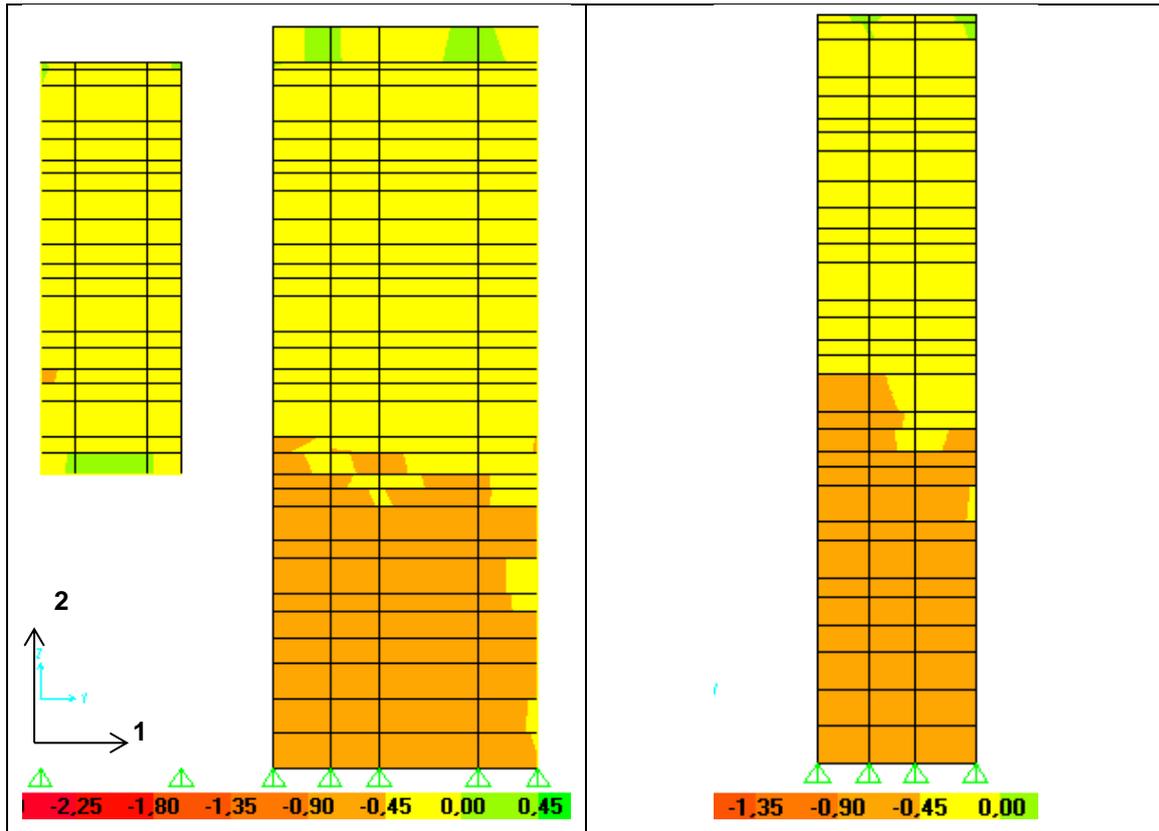


Figura A.17 - Diagramas de tensões σ_{22} do alinhamento 7 e 8 devido à combinação $1,35c_p + 1,5s_c$ (MPa).

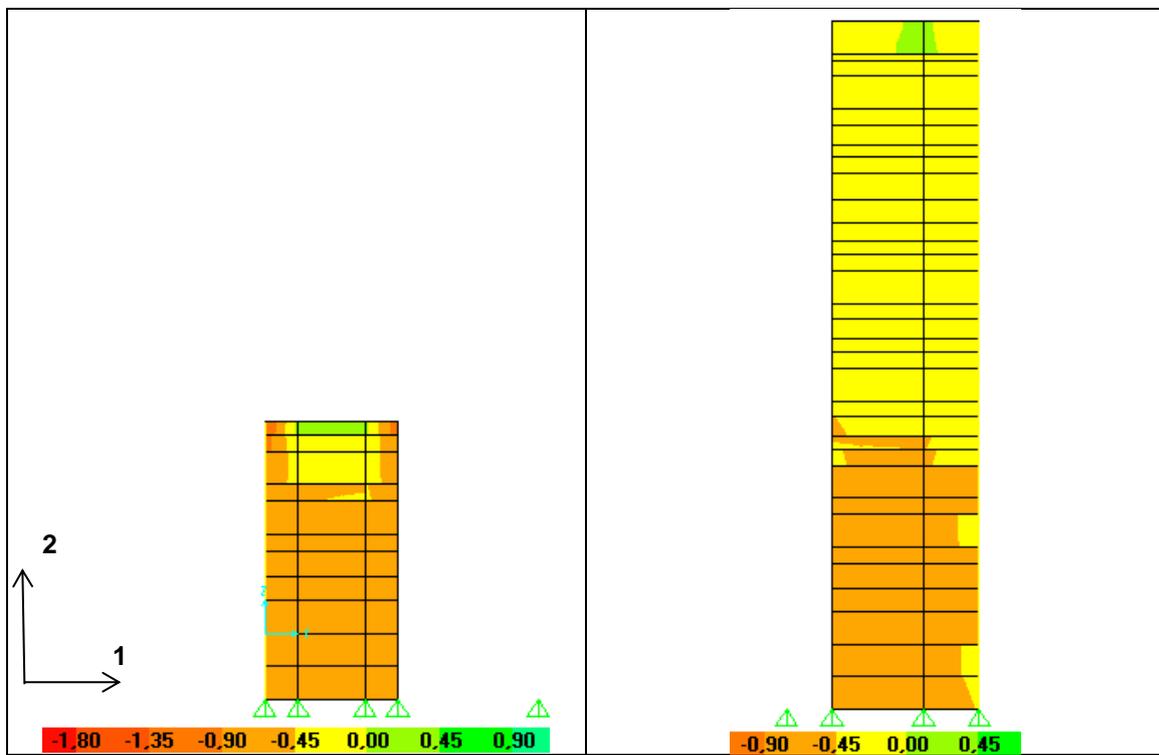


Figura A.18 - Diagramas de tensões σ_{22} do alinhamento 9 e 10 devido à combinação $1,35c_p + 1,5s_c$ (MPa).

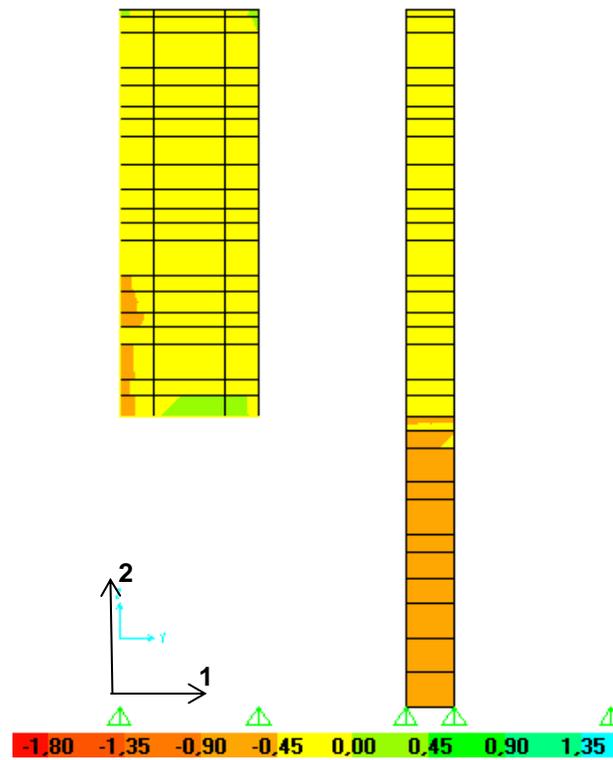


Figura A.19 - Diagrama de tensões σ_{22} do alinhamento 11 devido à combinação $1,35cp + 1,5sc$ (MPa).

- Alinhamentos segundo X: tensões de corte devido à combinação sísmica

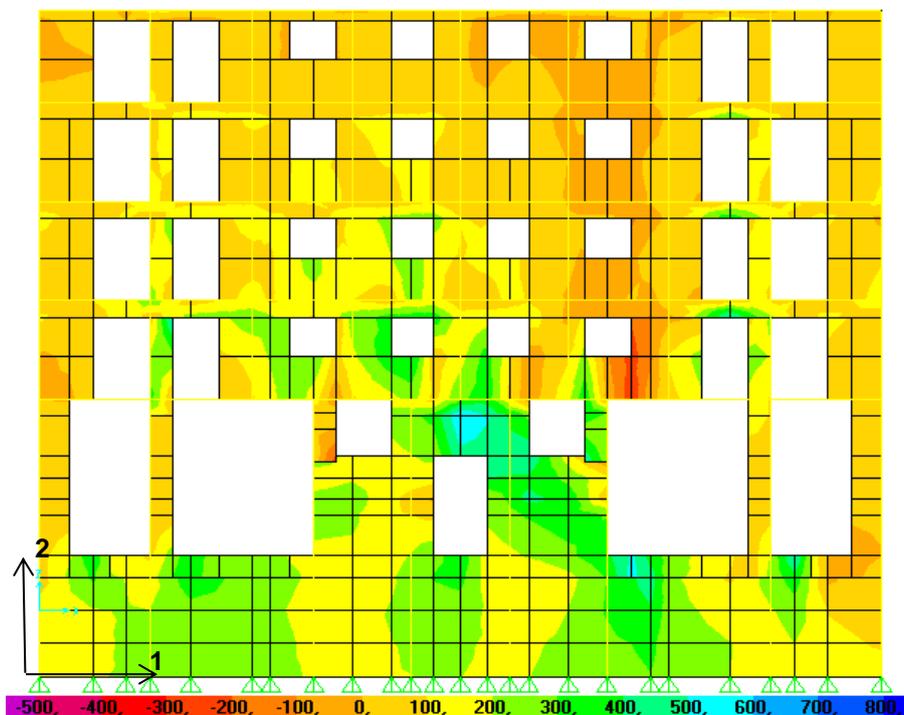


Figura A.20 - Diagrama de tensões σ_{12} do alinhamento A devido à combinação sísmica (kPa).

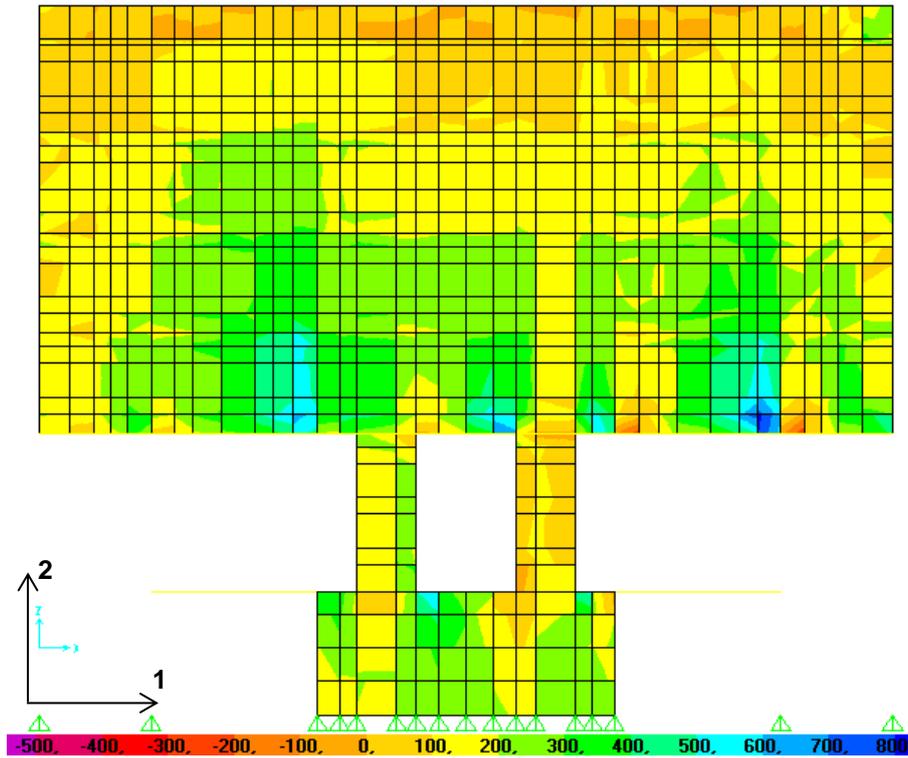


Figura A.21 - Diagrama de tensões σ_{12} do alinhamento B devido à combinação sísmica (kPa).

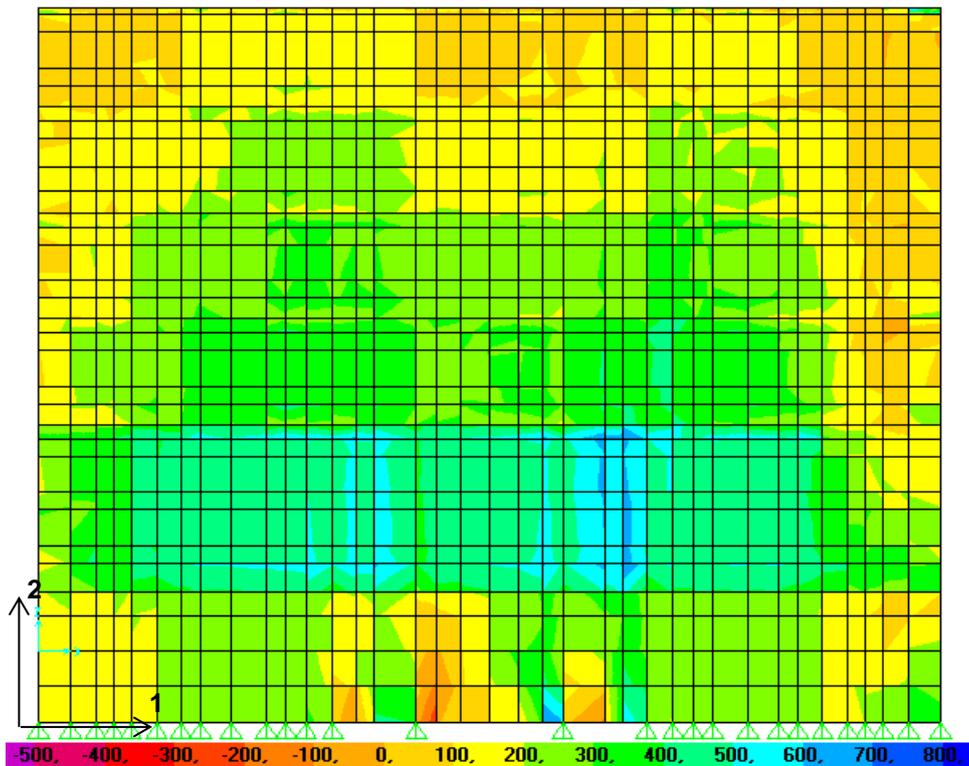


Figura A.22 - Diagrama de tensões σ_{12} do alinhamento C devido à combinação sísmica (kPa).

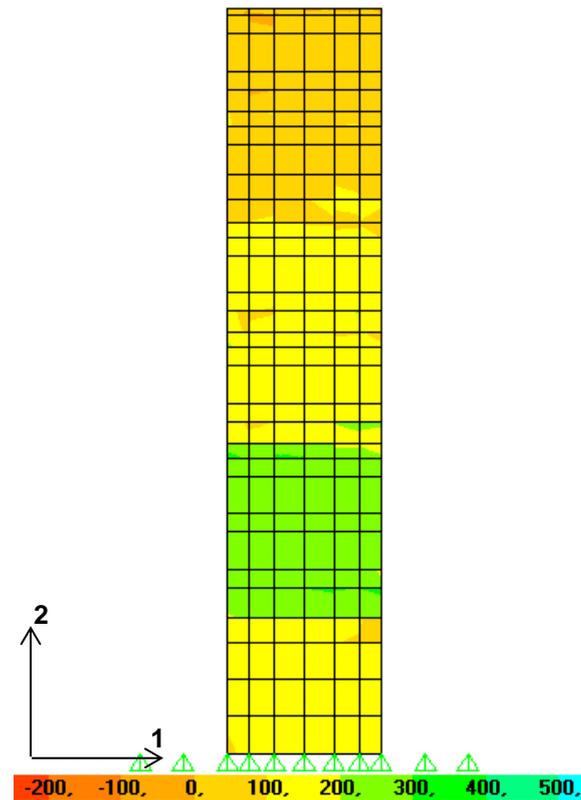


Figura A.23 - Diagrama de tensões σ_{12} do alinhamento D devido à combinação sísmica (kPa).

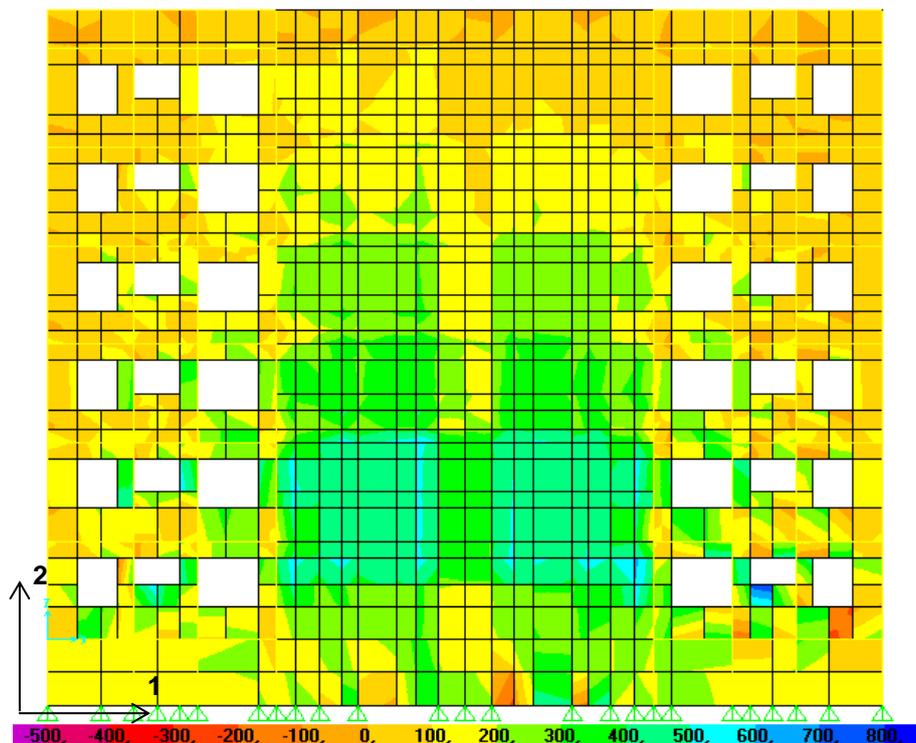


Figura A.24 - Diagrama de tensões σ_{12} do alinhamento E devido à combinação sísmica (kPa).

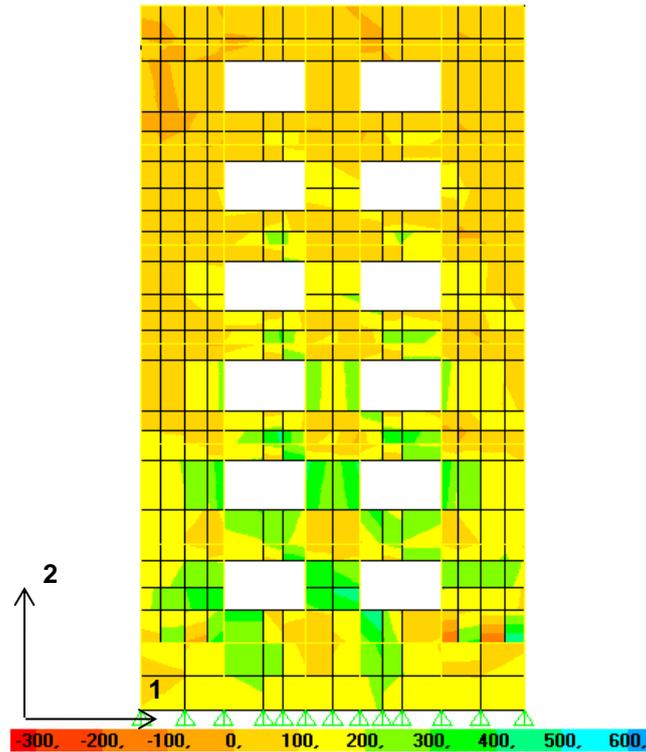


Figura A.25 - Diagrama de tensões σ_{12} do alinhamento F devido à combinação sísmica (kPa).

- Alinhamentos segundo X: tensões de corte devido à combinação sísmica

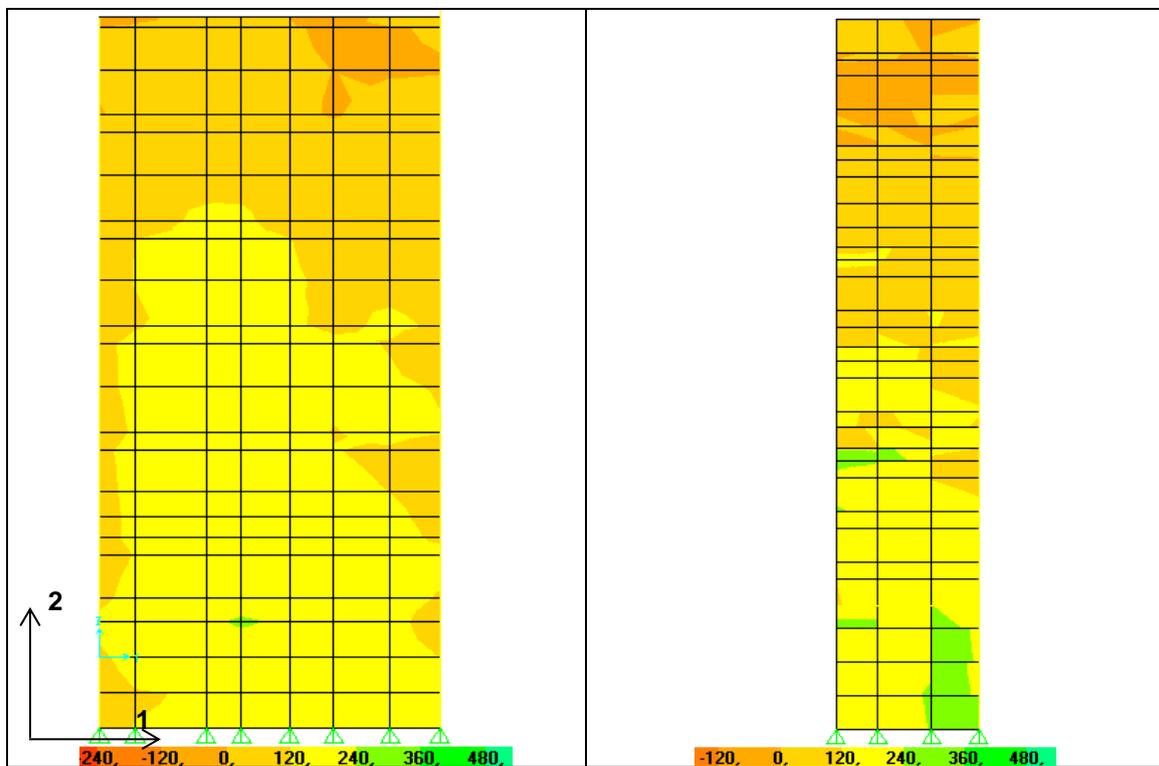


Figura A.26 - Diagrama de tensões σ_{12} do alinhamento 1 e 2 devido à combinação sísmica (kPa).

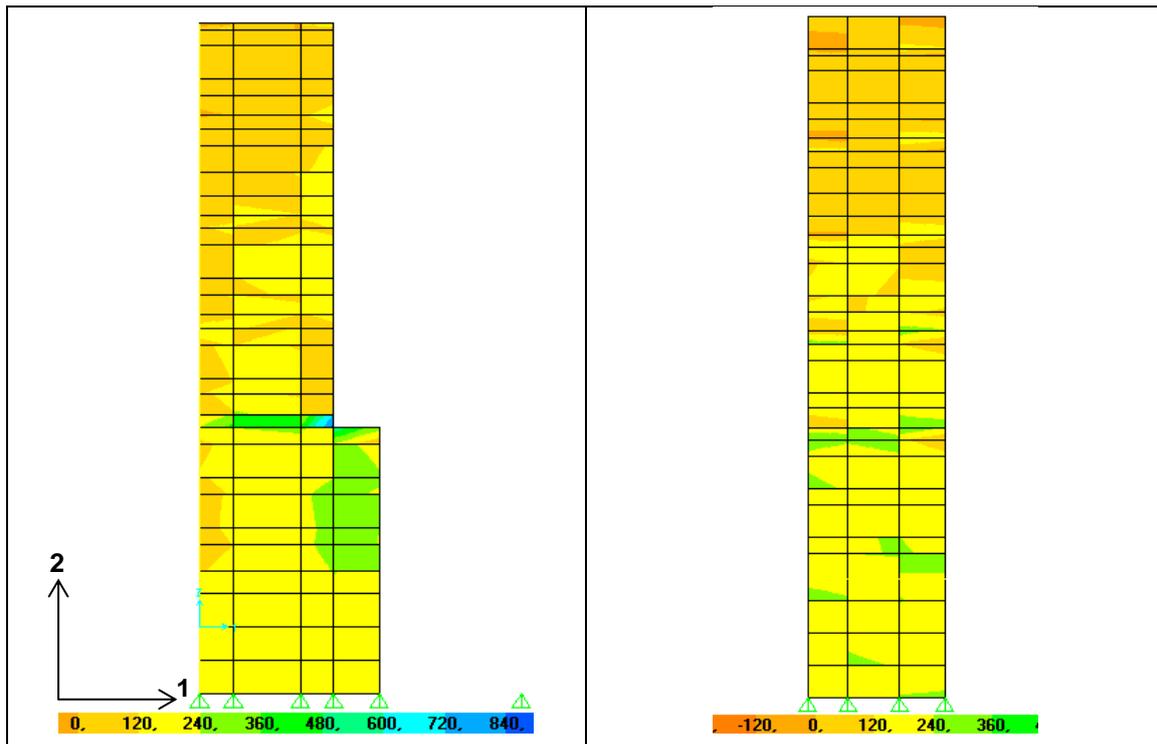


Figura A.27 - Diagrama de tensões σ_{12} do alinhamento 3 e 4 devido à combinação sísmica (kPa).

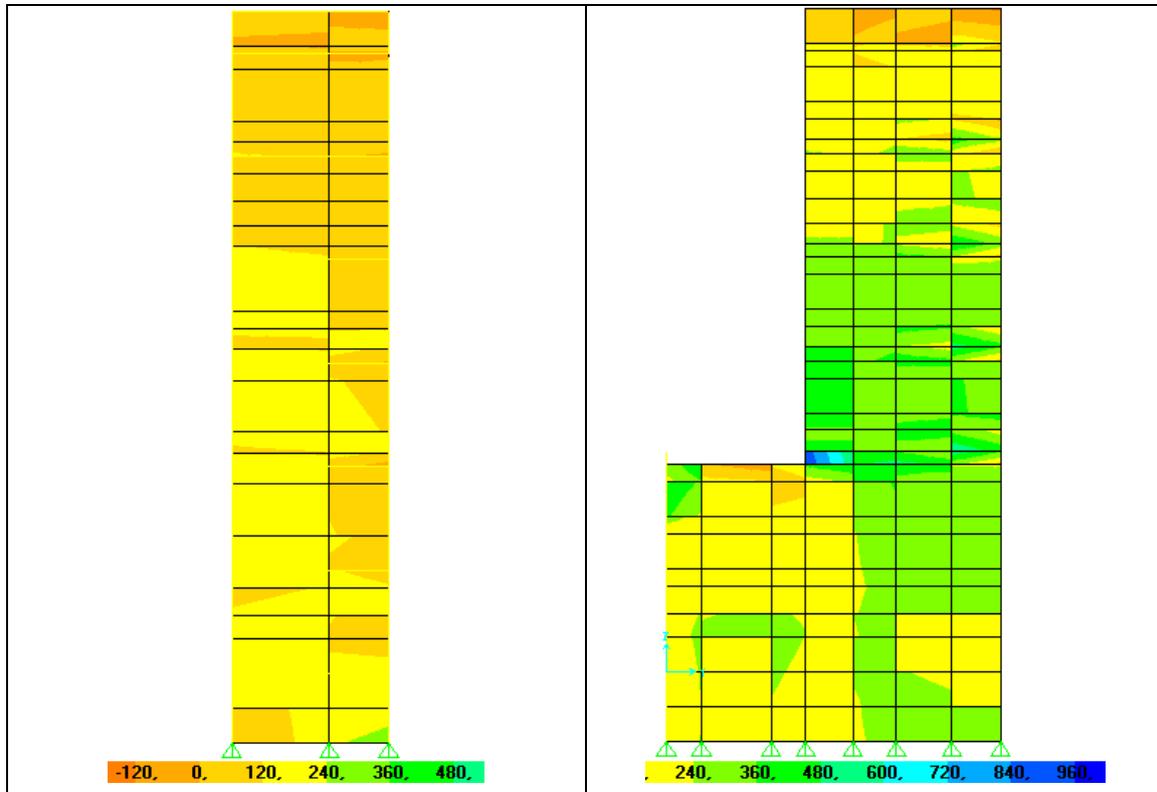


Figura A.28 - Diagrama de tensões σ_{12} do alinhamento 5 e 6 devido à combinação sísmica (kPa).

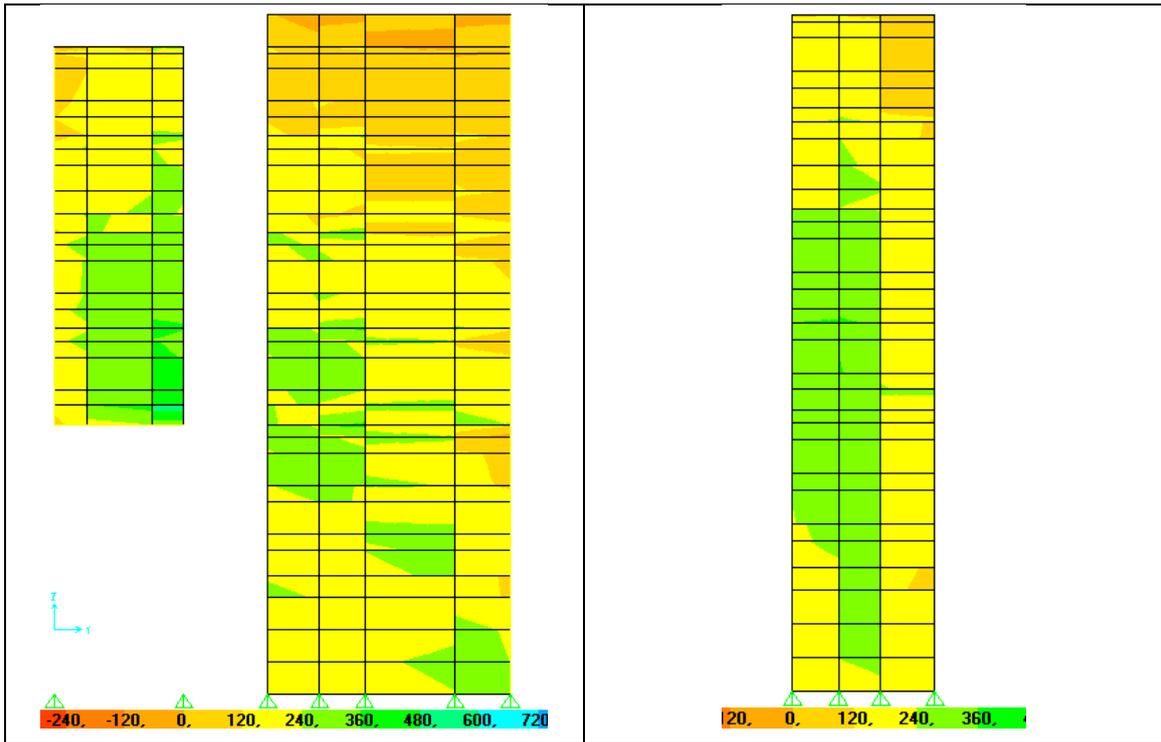


Figura A.29 - Diagrama de tensões σ_{12} do alinhamento 7 e 8 devido à combinação sísmica (kPa).

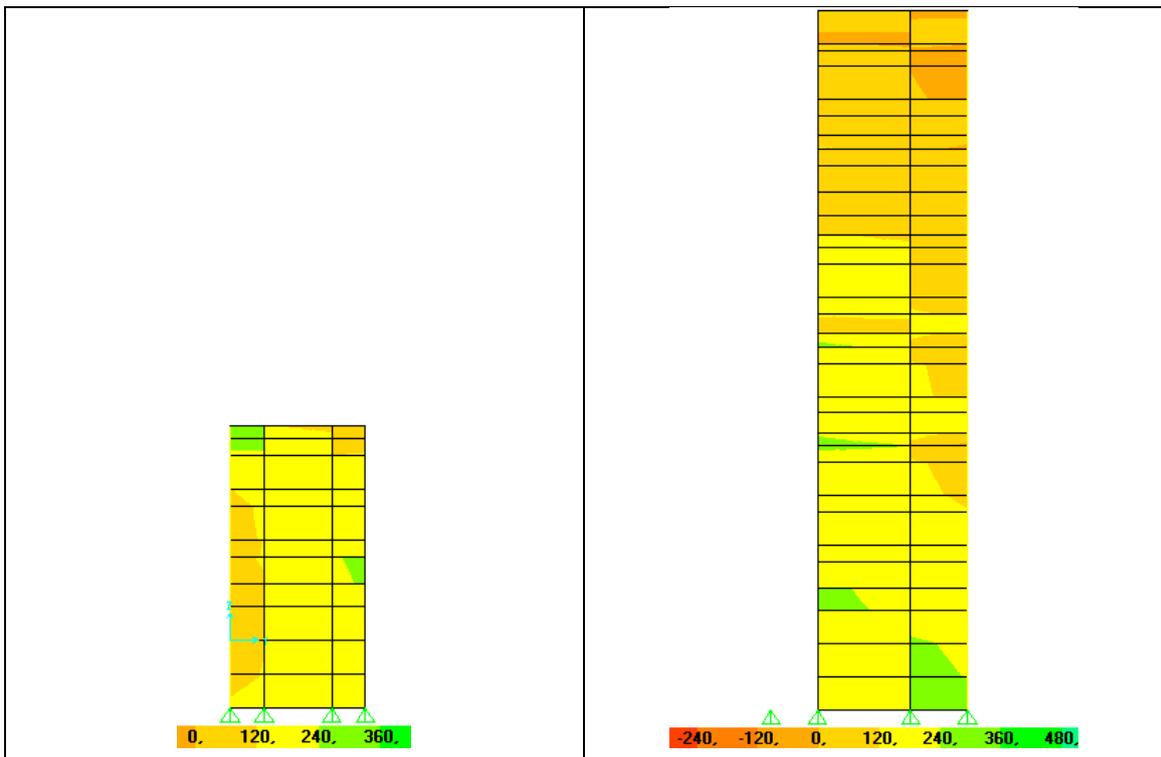


Figura A.30 - Diagrama de tensões σ_{12} do alinhamento 9 e 10 devido à combinação sísmica (kPa).

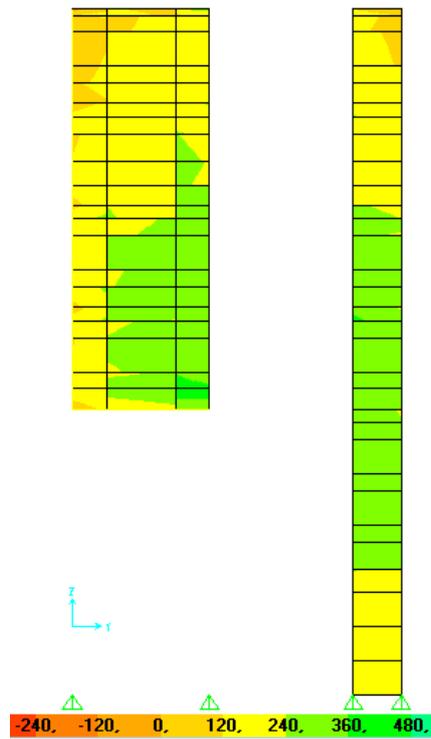


Figura A.31 - Diagrama de tensões σ_{12} do alinhamento 11 devido à combinação sísmica (kPa).