

ESTUDO DA INFLUÊNCIA DAS PAREDES DE ALVENARIA NO COMPORTAMENTO SÍSMICO DE UM EDIFÍCIO NO NEPAL COM 15 PISOS ELEVADOS

ANTÓNIO JOSÉ RIBEIRO DE SOUSA CARVALHEIRA

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

Orientador: Professor Doutor Nelson Vila Pouca

Coorientador: Engenheiro André Furtado

JUNHO DE 2016

MESTRADO INTEGRADO EM ENGENHARIA CIVIL 2015/2016

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

Tel. +351-22-508 1901

Fax +351-22-508 1446

✉ miec@fe.up.pt

Editado por

FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO

Rua Dr. Roberto Frias

4200-465 PORTO

Portugal

Tel. +351-22-508 1400

Fax +351-22-508 1440

✉ feup@fe.up.pt

🌐 <http://www.fe.up.pt>

Reproduções parciais deste documento serão autorizadas na condição que seja mencionado o Autor e feita referência a *Mestrado Integrado em Engenharia Civil - 2015/2016 - Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2016*.

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

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

Aos meus Pais.

À minha Avó.

The fruit of your own hard work is the sweetest

Deepika Padukone

AGRADECIMENTOS

Ao terminar o presente trabalho, que representa o culminar de um percurso académico, cumpre-me agradecer a todos os que, de uma forma ou de outra, estiveram presentes e contribuíram para a conclusão de mais uma etapa fundamental na minha vida. Deixo, por isso, o meu reconhecimento a essas pessoas.

Em primeiro lugar, gostaria de deixar um agradecimento especial ao meu orientador, o Professor Nelson Vila Pouca, pela sua disponibilidade, incentivo e tolerância demonstradas para comigo. As várias reuniões de trabalho, realizadas no âmbito desta dissertação, constituíram momentos de valiosa aprendizagem e de grande enriquecimento pessoal graças à humildade com que o Professor partilhou o seu profundo conhecimento em todos os assuntos abordados. Fico-lhe grato pelo entusiasmo e dedicação com que me acompanhou neste trabalho. Foi um prazer e uma honra trabalhar sob a sua orientação.

Agradeço, igualmente, ao meu coorientador, o Engenheiro André Furtado, por toda a atenção, disponibilidade e colaboração ao longo do desenvolvimento deste projeto. O seu contributo e vontade incansável de ajudar foram muito importantes para a concretização das várias etapas que constituíram o presente trabalho. Desejo-lhe o maior sucesso na elaboração da sua tese de doutoramento.

Aos membros da equipa da Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto que se deslocou ao Nepal, deixo uma palavra de agradecimento, particularmente ao meu orientador, ao coorientador e ao Engenheiro João Oliveira, pelos dados e materiais que me forneceram sem os quais não seria possível desenvolver o estudo proposto. Pelas mesmas razões, não posso deixar de agradecer ao Professor André Barbosa, que integrou uma outra equipa da Universidade de Oregon.

Ao Professor Humberto Varum, que apesar não estar diretamente envolvido nesta dissertação, sempre se disponibilizou para me esclarecer algumas dúvidas pontuais que me surgiram, tendo sido a sua ajuda muito importante.

Aos meus amigos pela amizade e por todos os momentos que passamos juntos dentro e fora da faculdade e que espero que se multipliquem ao longo de toda a vida. Um agradecimento especial ao João Couto e ao Tiago Gil cujos constantes convívios e amizade estiveram sempre presentes na elaboração desta dissertação contribuindo para que cada um de nós finalizasse esta etapa com sucesso.

Aos meus pais e irmã que sempre me acompanharam e incentivaram durante o meu percurso académico e durante todas as fases da minha vida fossem elas melhores ou piores. Estou-lhes eternamente grato por todo o apoio incondicional e pelas melhores condições que sempre me proporcionaram. Um agradecimento muito especial à minha mãe pelo seu enorme contributo, dedicação e amparo nas várias etapas da minha vida, em particular, no meu percurso académico.

Por fim, um agradecimento também muito especial à minha namorada, Inês Nogueira, pela compreensão, carinho, paciência e apoio incondicional que sempre demonstrou.

RESUMO

Na sequência do forte sismo de Gorkha, ocorrido no Nepal no dia 25 de Abril de 2015, uma equipa do Laboratório de Engenharia Sísmica e Estrutural (LESE) da Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto (FEUP), em conjunto com outras instituições internacionais, nomeadamente a Universidade de Oregon, deslocou-se ao Nepal com o objetivo de visitar e analisar os locais afetados de forma mais gravosa na zona da capital, Kathmandu. De entre as várias tarefas concretizadas pela equipa da FEUP, destacam-se a avaliação e reconhecimento de danos em edifícios danificados após o sismo e a realização de ensaios de identificação dinâmica relativamente a um edifício de betão armado com 15 pisos elevados.

No seguimento da missão supra citada surgiu, então, o estudo do edifício em questão, em particular, da influência das paredes de alvenaria na resposta sísmica da estrutura. De facto, este assunto tem sido cada vez mais abordado, dado que sismos e estudos recentes têm revelado que os painéis de alvenaria, apesar de serem considerados elementos não estruturais e, por isso, desprezados no dimensionamento de projetos de estruturas, contribuem para a resposta da estrutura e, portanto, devem ser tidos em conta.

Na parte inicial da presente dissertação, discutem-se e apresentam-se alguns assuntos relacionados com o Nepal, como o tipo de construção usada, regulamentos em vigor referentes às estruturas de betão armado e a sismicidade associada ao país. Esta discussão permite enquadrar o leitor no contexto específico em que surge o edifício alvo de estudo. Também se apresentam os resultados experimentais dos ensaios de identificação dinâmica realizados pela equipa da FEUP na sua demanda ao Nepal.

Posteriormente, no âmbito do principal foco de estudo (influência das paredes de alvenaria no comportamento sísmico de um edifício de betão armado com 15 pisos elevados), procede-se à modelação numérica da estrutura em questão. A respetiva modelação discrimina as situações sem e com painéis de alvenaria e com alvenarias danificadas. A validação e calibração destes três modelos distintos foi conseguida pela comparação entre resultados numéricos, provenientes das análises modais efetuadas, com os resultados experimentais, obtidos a partir da identificação dinâmica. Realizaram-se, ainda, análises dinâmicas lineares elásticas aos vários modelos numéricos, com recurso a acelerogramas reais do sismo de Gorkha, para avaliar e quantificar as diferenças encontradas ao nível do deslocamento dos pisos, *drift's*, forças de corte, forças sísmicas por pisos, entre outros.

Por fim, com base nos valores resultantes das identificações modais e das análises dinâmicas lineares elásticas associadas aos três modelos, tiraram-se conclusões relativas à importância das paredes de alvenaria na influência do comportamento sísmico do edifício.

PALAVRAS-CHAVE: Nepal, sismo de Gorkha, paredes de alvenaria, edifício de betão armado, comportamento sísmico.

ABSTRACT

Following the strong earthquake of Gorkha that occurred in Nepal on the April 25th of 2015, a team from the Seismic and Structural Engineering Laboratory (LESE) from the Faculty of Engineering of University of Oporto (FEUP), in collaboration with other international institutions, such as Oregon State University, made a field study on some of the most affected areas in the capital region, Kathmandu. Among the various tasks implemented by the team at FEUP, the ones that stood out were the assessment and recognition of damage to buildings damaged after the Gorkha earthquake and the realization of dynamic identification tests in relation to a reinforced concrete building with 15 floors high.

Following the above mentioned mission arose the study of the respective building, in particular, the influence of masonry walls in seismic response of the structure. In fact, this issue has been increasingly discussed, given that recent studies have shown that the masonry panels, although they are considered as non-structural elements, and therefore, neglected in the design of structures projects, they contribute to the response of the structure and consequently they must be taken into account.

In the early part of this thesis, some issues related to Nepal were discussed and presented, such as the type of construction typically used, the existing regulations related to concrete structures and the seismicity associated with the country. This discussion allows the reader to frame himself in the specific context in which the building target of study appears. It was also presented the experimental results of dynamic identification tests performed by FEUP's team on their quest to Nepal.

Later, the main focus of study (influence of masonry walls in seismic behavior of a reinforced concrete building with 15 floors high), proceeds to the numerical modeling of the structure in question. The respective modeling discriminates the situations with and without masonry and with damaged masonry panels. Validation and calibration of these three different models was achieved by comparing numerical results, obtained from the modal analysis performed, with the experimental results obtained from the dynamic identification. There were also elastic linear dynamic analyzes performed to the various numerical models, using real accelerograms of Gorkha earthquake to assess and quantify the differences in terms of displacement of the floors, drift's, cutting forces, seismic forces on each floors, among others.

Finally, based on the values that resulted from the modal identifications and elastic linear dynamic analyzes associated with the three models, it was possible to determine the importance of masonry walls in the influence of the seismic behavior of the building.

KEYWORDS: Nepal, Gorkha earthquake, masonry infill walls, reinforced concrete building, seismic behaviour.

ÍNDICE GERAL

AGRADECIMENTOS	i
RESUMO	iii
ABSTRACT	v
1. Introdução	1
1.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS	1
1.2. ENQUADRAMENTO E OBJETIVOS DA DISSERTAÇÃO	2
1.3. ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO	2
2. Enquadramento dos sismos no parque habitacional do Nepal	5
2.1. INTRODUÇÃO	5
2.2. NEPAL – CARACTERÍSTICAS DO PAÍS	6
2.3. NEPAL – SISMICIDADE	7
2.4. CONSTRUÇÃO NO NEPAL	9
2.4.1. ESTRUTURAS DE BETÃO ARMADO	10
2.4.1.1. Regulamento CCP	11
2.4.1.2. Regulamento NBC	12
2.4.1.3. Regulamento NBC+	14
2.4.1.4. Regulamento WDS	14
2.5. DANOS NAS ESTRUTURAS DE BETÃO ARMADO	15
3. Caso de estudo – Edifício de Betão Armado com 15 pisos elevados	21
3.1. INTRODUÇÃO	21
3.2. DESCRIÇÃO GERAL	22
3.3. DESCRIÇÃO ESTRUTURAL	26
3.4. PAREDES DE ALVENARIA DE ENCHIMENTO	30

3.4.1. CARACTERIZAÇÃO E DISPOSIÇÃO DAS PAREDES DE ALVENARIA DE ENCHIMENTO.....	30
3.4.2. TIPOLOGIAS DAS PAREDES DE ALVENARIA DE ENCHIMENTO	36
3.4.3. LEVANTAMENTO DE DANOS OBSERVADOS NO EDIFÍCIO	38
3.5. IDENTIFICAÇÃO DINÂMICA	42
3.5.1. AQUISIÇÃO DE DADOS DOS ENSAIOS REALIZADOS	42
3.5.2. SETUPS DE ENSAIO	43
3.5.3. TRATAMENTO DOS RESULTADOS OBTIDOS	45
 4. Modelação numérica do caso de estudo	 49
4.1. INTRODUÇÃO	49
4.2. MODELAÇÃO NUMÉRICA DA ESTRUTURA DE BETÃO ARMADO	49
4.2.1. DEFINIÇÃO E SIMPLIFICAÇÃO DO MODELO ESTRUTURAL	49
4.2.2. CONSIDERAÇÕES E ESTRATÉGIA DE MODELAÇÃO DOS ELEMENTOS ESTRUTURAIS.....	51
4.2.3. MATERIAIS.....	54
4.2.4. AÇÕES APLICADAS	54
4.3. MODELAÇÃO NUMÉRICA DAS PAREDES DE ALVENARIA	55
4.3.1. ALGUNS PRESSUPOSTOS DOS MÉTODOS SIMPLIFICADOS USADOS NA MODELAÇÃO NUMÉRICA DAS PAREDES DE ALVENARIA.....	56
4.3.2. CARACTERÍSTICAS E PROPRIEDADES ATRIBUÍDAS ÀS BIELAS COM BASE NOS MÉTODOS SIMPLIFICADOS	58
4.3.3. MODELO DO EDIFÍCIO DE BETÃO ARMADO EM ESTUDO COM PAREDES DE ALVENARIA (SEM DANO).....	62
 5. Discussão de resultados	 63
5.1. INTRODUÇÃO	63
5.2. ANÁLISE MODAL	64
5.2.1. MODELO DO EDIFÍCIO SEM PAREDES DE ALVENARIA	65
5.2.2. MODELO DO EDIFÍCIO COM PAREDES DE ALVENARIA (SEM DANO)	67
5.2.3. MODELO DO EDIFÍCIO COM PAREDES DE ALVENARIA (COM DANO) E RESPECTIVA CALIBRAÇÃO	70
5.2.4. ANÁLISE E DISCUSSÃO DE RESULTADOS	75
5.3. ANÁLISE DINÂMICA LINEAR ELÁSTICA	76

5.3.1. AÇÃO SÍSMICA CONSIDERADA	78
5.3.2. ANÁLISE E DISCUSSÃO DE RESULTADOS	80
5.3.2.1. Deslocamento dos pisos	81
5.3.2.2. <i>Drift</i>	86
5.3.2.3. Corte ao nível dos pisos	91
5.3.2.4. Forças sísmicas por piso	93
5.4. CONSIDERAÇÕES FINAIS	95
 6. Conclusões	 99
6.1. CONCLUSÕES GERAIS	99
6.2. PROPOSTAS PARA DESENVOLVIMENTO FUTURO	101
 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	 103
WEBGRAFIA	107
 Anexo A	 1
Anexo B	10

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2.1 – Localização do território nepalês no Mapa do Mundo (http://www.lahistoriaconmapas.com , 2016)	6
Figura 2.2 – Mapa do Nepal: identificação dos 75 distritos e das 3 zonas ecológicas (NDHS, 2012) ...	7
Figura 2.3 – Mapa das placas tectónicas existentes no globo terrestre (a região onde se situa o Nepal está destacada a vermelho (adaptado de http://geology.com , 2016))	8
Figura 2.4 – Principais falhas geológicas existentes no território nepalês (Nakata e Kumahara, 2002)	8
Figura 2.5 – Epicentros dos sismos mais gravosos ocorridos durante o último século, no Nepal (adaptado de http://www.aljazeera.com , 2016)	9
Figura 2.6 – (a) Distribuição das construções habitacionais do Nepal por distritos; (b) Distribuição do tipo de estruturas nepalesas (Chaulagain, 2014)	10
Figura 2.7 – (a) Inadequada capacidade resistente do nó viga – pilar; (b) Colapso de um pilar por insuficiente capacidade ao corte; (c) Colapso de um pilar por insuficiente capacidade à flexão	16
Figura 2.8 – Edifícios com pilares curtos (<i>short columns</i>) (http://www.nicee.org/EQTips.php , 2016) ..	17
Figura 2.9 – Exemplos do <i>pounding effect</i>	17
Figura 2.10 – (a) Exemplo do efeito do pilar curto; (b) Exemplo do colapso de uma estrutura devido ao efeito do <i>soft-storey</i>	19
Figura 2.11 – Mecanismos de rotura observados nas paredes de alvenaria: (a) Rotura do painel no próprio plano com aparecimento de fissuração diagonal; (b) Rotura do painel no próprio plano com aparecimento de fissuração por corte; (c) Destacamento do painel em relação aos elementos estruturais que o confinam; (d) Colapso do painel para fora do plano	20
Figura 3.1 – Perspetiva do empreendimento <i>Cityscape Towers Villas</i> (http://www.cityscapenepal.com , 2016)	22
Figura 3.2 – (a) Planta do empreendimento <i>Cityscape Towers Villas</i> com respetiva nomenclatura (http://www.cityscapenepal.com , 2016); (b) Vista geral da Torre 1A, edifício a estudar no desenvolvimento desta dissertação	23
Figura 3.3 – Esquema da planta do edifício a estudar; os 4 grandes corpos constituintes da estrutura encontram-se identificados com números e o corpo central evidencia-se a trama vermelha	24
Figura 3.4 – Planta de arquitetura de um piso tipo do edifício em estudo (fotografia)	25
Figura 3.5 – Planta simplificada de um piso tipo do edifício em estudo	25
Figura 3.6 – Planta de um piso tipo com as designações e destaque a cores das secções dos vários pilares existentes	27
Figura 3.7 – Planta de arquitetura com destaque das situações acima referidas; os casos em que as lajes se apoiam em vigas secundárias (lajes das varandas) encontram-se circundadas a vermelho e os outros evidenciam-se a preto	28
Figura 3.8 – Planta com pormenorização das lajes presentes no edifício; a trama amarela representa as lajes de espessura 125 mm enquanto que a trama laranja representa as de 110mm	28

Figura 3.9 – Planta de arquitetura com destaque dos seguintes elementos: caixas de elevadores (a preto), caixas de escadas (a vermelho) e escadas (a amarelo)	29
Figura 3.10 – (a) Destaque de alguns casos onde se verifica a existência de apoios indiretos (viga – viga), na estrutura em estudo; (b) Vãos presentes no edifício com comprimento superior a 5m	30
Figura 3.11 – Esquemas em corte da parede exterior tipo presente no edifício	31
Figura 3.12 – Esquemas em corte da parede interior tipo presente no edifício	32
Figura 3.13 – (a) Exemplo da parede exterior tipo presente no edifício; (b) Pormenor da constituição da parede exterior tipo	32
Figura 3.14 – (a) Exemplo da parede interior tipo presente no edifício; (b) Pormenor da constituição da parede interior tipo	33
Figura 3.15 – Vista geral das caves do edifício em estudo	33
Figura 3.16 – (a) Visão geral da zona de entrada do edifício situada no piso térreo da fachada este; (b) Visão geral da fachada norte do edifício, com destaque do rés-do-chão	34
Figura 3.17 – Disposição das paredes de alvenaria nos 15 pisos elevados	35
Figura 3.18 – Disposição das paredes de alvenaria no piso térreo do edifício em estudo	36
Figura 3.19 – (a) Fotografia da fachada norte do edifício; (b) Fotografia em perspetiva onde é visível parte da fachada sul e fachada este do edifício	39
Figura 3.20 – Exemplos fotográficos de roturas de painéis de alvenaria no próprio plano com aparecimento de fissuração diagonal	40
Figura 3.21 – Exemplo fotográfico da rotura de um painel no próprio plano com aparecimento de fissuração por corte combinada com o deslizamento a meia altura do painel	40
Figura 3.22 – Exemplo fotográfico do destacamento de um painel de alvenaria em relação aos elementos de betão armado que o confinam	41
Figura 3.23 – Exemplo fotográfico do colapso para fora do plano de um painel de alvenaria	41
Figura 3.24 – (a) Fotografia de um dos sismógrafos utilizados pela equipa da FEUP nos ensaios de identificação dinâmica do edifício em estudo; (b) Computador portátil e cabos de transmissão de dados usados nos ensaios;	42
Figura 3.25 – (a) Esquema representativo do <i>setup</i> 1 relativo aos ensaios de identificação dinâmica; (b) Esquema representativo do <i>setup</i> 2 relativo aos ensaios de identificação dinâmica; (c) Esquema representativo dos <i>setups</i> 3 e 4 relativo aos ensaios de identificação dinâmica;	44
Figura 3.26 – Transformada de Fourier do registo das acelerações registadas pelo sismógrafo 3 no decorrer do 3º ensaio (<i>Setup</i> 3), obtida pelo método FFT	45
Figura 3.27 – Transformada de Fourier (FFT) do registo das acelerações registadas pelo sismógrafo 2 no decorrer do 1º ensaio (<i>Setup</i> 1); a vermelho encontram-se circundados os picos de aceleração associados aos primeiros modos de vibração; os valores de picos de aceleração correspondentes aos segundos modos de vibração assinalam-se a preto	47
Figura 3.28 – Transformada de Fourier (FFT) do registo das acelerações registadas pelo sismógrafo 2 no decorrer do 4º ensaio (<i>Setup</i> 4); a vermelho encontram-se circundados os picos de aceleração	

associados aos primeiros modos de vibração; os valores de picos de aceleração correspondentes aos segundos modos de vibração assinalam-se a preto.....	47
Figura 3.29 – Transformada de Fourier obtida pelo método EFDD, associada a um dos ensaios <i>in situ</i> , efetuados na estrutura em estudo.....	48
Figura 4.1 – Alinhamento dos pilares em vários troços da estrutura, representando (a) e (b) os cenários antes e depois, respetivamente	50
Figura 4.2 – Exemplos do ajuste da posição dos pilares em relação às vigas, representando (a) e (b) os cenários antes e depois, respetivamente	51
Figura 4.3 – Modelação das vigas e pilares considerados do edifício em estudo: (a) representação do 1º piso do modelo da estrutura; (b) representação dos 15 pisos elevados do modelo da estrutura....	51
Figura 4.4 – Ligação dos nós dos elementos finitos casca dos núcleos aos das lajes	52
Figura 4.5 – Modelação dos núcleos de rigidez e das lajes, existentes no edifício em estudo: (a) representação do 1º piso do modelo da estrutura; (b) representação dos 15 pisos elevados do modelo da estrutura	53
Figura 4.6 – Modelo final do edifício de betão armado sem paredes: (a) vista em planta; (b) vista geral do modelo tridimensional	53
Figura 4.7 - Representação da biela diagonal equivalente numa parede de alvenaria retangular. Adaptado de (Oliveira, 1995)	57
Figura 4.8 – Modelo final do edifício de betão armado com paredes de alvenaria (sem dano): (a) vista em planta; (b) vista geral do modelo tridimensional.....	62
Figura 5.1 – Ensaio numéricos realizados aos vários modelos constituintes da estrutura através da aplicação de (a) cargas pontuais (topo da estrutura) e (b) cargas distribuídas equivalentes	65
Figura 5.2 – Esquema elucidativo da atribuição de dano ao longo do edifício em estudo.....	71
Figura 5.3 – Modelo final do edifício de betão armado com paredes de alvenaria (com dano): (a) vista em planta; (b) vista geral do modelo tridimensional.....	72
Figura 5.4 – Aspeto do acelerograma correspondente ao sismo de Gorkha na direção longitudinal (direção x).....	78
Figura 5.5 – Aspeto do acelerograma correspondente ao sismo de Gorkha na direção transversal (direção y).....	78
Figura 5.6 – Espectro de resposta correspondente ao registo do sismo de Gorkha	79
Figura 5.7 – Esquemas elucidativos dos pilares seleccionados para a análise dos resultados	80
Figura 5.8 – Envoltórios de deslocamentos máximos e mínimos na direção transversal (direção segundo y) e longitudinal (direção segundo x) para (a) pilar A; (b) pilar B; (c) pilar C; (d) pilar D	82
Figura 5.9 – Envoltórios de deslocamentos máximos absolutos na direção transversal (direção segundo y) e longitudinal (direção segundo x) para o pilar A, relativamente a (a) modelo 1; (b) modelo 2; (c) modelo 3.....	84
Figura 5.10 – Envoltórios de deslocamentos máximos absolutos na direção transversal (direção segundo y) e longitudinal (direção segundo x) para o pilar C, relativamente a (a) modelo 1; (b) modelo 2; (c) modelo 3.....	85

Figura 5.11 – Valores limite de <i>drift's</i> sugeridos para diferentes níveis de dano nas paredes de alvenaria. Adaptado de Markulak, Radić e Sigmund (2013)	87
Figura 5.12 – Envolventes de <i>drift's</i> máximos na direção transversal (direção segundo y) e longitudinal (direção segundo x) para o pilar A, relativamente a (a) modelo 1; (b) modelo 2; (c) modelo 3.....	88
Figura 5.13 – Envolventes de <i>drift's</i> máximos na direção transversal (direção segundo y) e longitudinal (direção segundo x) para o pilar C, relativamente a (a) modelo 1; (b) modelo 2; (c) modelo 3	89
Figura 5.14 – Envolventes de forças de corte máximas por piso na direção transversal (direção segundo y) e longitudinal (direção segundo x), relativamente a (a) modelo 1; (b) modelo 2; (c) modelo 3.....	91
Figura 5.15 – Envolventes de forças sísmicas máximas por piso na direção transversal (direção segundo y) e longitudinal (direção segundo x), relativamente a (a) modelo 1; (b) modelo 2; (c) modelo 3.....	93
Figura 5.16 – Envolventes de forças sísmicas máximas por piso, com destaque para o traçado auxiliar das configurações obtidas para a direção transversal (direção segundo y) e longitudinal (direção segundo x), relativamente a (a) modelo 1; (b) modelo 2; (c) modelo 3	94

ÍNDICE DE QUADROS

Quadro 2.1 – Dados de magnitudes e frequências de ocorrência dos sismos no Nepal entre 1911 e 1991 (Chaulagain, 2014)	5
Quadro 2.2 – Detalhes de armaduras nas vigas (230mm × 325mm) em várias situações conforme as recomendações do regulamento CCP (Chaulagain et al., 2014)	12
Quadro 2.3 – Dimensões das secções dos pilares para diferentes situações e detalhes das armaduras longitudinais segundo o CCP (Chaulagain et al., 2014)	12
Quadro 2.4 – Detalhes de armaduras nas vigas (230mm × 325mm) em várias situações conforme as recomendações do regulamento NBC (Chaulagain et al., 2014)	13
Quadro 2.5 – Dimensões das secções dos pilares para diferentes situações e detalhes das armaduras longitudinais segundo o NBC (Chaulagain et al., 2014)	13
Quadro 2.6 – Detalhes de armaduras nas vigas (230mm × 325mm) em várias situações conforme as recomendações do regulamento WDS (Chaulagain et al., 2014).....	15
Quadro 2.7 – Dimensões das secções dos pilares para diferentes situações e detalhes das armaduras longitudinais segundo o WDS (Chaulagain et al., 2014)	15
Quadro 3.1 – Características e designações das secções dos pilares presentes no edifício em estudo	26
Quadro 3.2 – Síntese das paredes de alvenaria mais relevantes presentes no edifício organizadas por tipologia e dimensões.....	37
Quadro 3.3 – Frequências naturais associadas ao 1º modo de vibração do edifício estimadas a partir dos espectros de potência (valores obtidos a partir do <i>software</i> GeoDAS)	46
Quadro 3.4 – Frequências naturais associadas ao 2º modo de vibração do edifício estimadas a partir dos espectros de potência (valores obtidos a partir do <i>software</i> GeoDAS)	46
Quadro 4.1 – Propriedades mecânicas do betão da classe C30/37.....	54
Quadro 4.2 – Valores das cargas de carácter permanente e variável atuantes no edifício em estudo	55
Quadro 4.3 – Valores do coeficiente de redução, R_2 , proposto pelo método de Al-Chaar (Al-Chaar, 2002)	58
Quadro 4.4 – Dimensões das secções das bielas correspondentes aos painéis de enchimento de alvenaria com aberturas (sem dano)	59
Quadro 4.5 – Dimensões das secções das bielas correspondentes aos painéis de enchimento de alvenaria sem aberturas (sem dano)	60
Quadro 4.6 – Proposta final da modelação das paredes de alvenaria (sem dano), em termos de dimensões	61
Quadro 5.1 – Síntese dos resultados da análise modal associada ao modelo da estrutura sem paredes	66
Quadro 5.2 – Síntese dos resultados da análise modal associada ao modelo da estrutura com paredes (sem dano)	68

Quadro 5.3 – Comparação de resultados associados às frequências experimentais e às frequências obtidas a partir do modelo da estrutura com paredes (sem dano)	70
Quadro 5.4 – Valores atribuídos ao coeficiente redutor R_2 para os diferentes níveis de danos definidos	71
Quadro 5.5 - Síntese dos resultados da análise modal associada ao modelo da estrutura com paredes (com dano)	73
Quadro 5.6 – Comparação de resultados associados às frequências experimentais e às frequências obtidas a partir do modelo da estrutura com paredes (com dano)	75
Quadro 5.7 – Síntese dos valores associados às frequências numéricas dos vários modelos do edifício considerados	75
Quadro 5.8 – Valores de redução de rigidez associados às recomendações do código grego (KANEPE, 2013)	77
Quadro 5.9 – Deslocamentos de topo associados aos pilares A, B, C e D no modelo da estrutura sem paredes.....	83
Quadro 5.10 – Deslocamentos máximos absolutos de topo associados ao pilar A para os modelos 1, 2 e 3.....	84
Quadro 5.11 – Deslocamentos máximos absolutos de topo associados ao pilar C para os modelos 1, 2 e 3.....	85
Quadro 5.12 – Forças de corte basal máximo para os modelos 1, 2 e 3	92
Quadro 5.13 – Valores de forças sísmicas máximas registadas no 15º piso para os modelos 1, 2 e 3	95

SÍMBOLOS, ACRÓNIMOS E ABREVIATURAS

- setup

$\delta\theta$ – rotação segundo Z

δ_{xy} – deslocamento segundo X e Y

δ_x – deslocamento segundo X

δ_y – deslocamento segundo Y

$A_{abertura}$ – área da abertura da parede [m²]

A_{parede} – área da parede de alvenaria [m²]

d – comprimento da biela diagonal equivalente [m]

$d_{MÁX.}$ – deslocamento máximo [m]

$d_{MÍN.}$ – deslocamento mínimo [m]

$d_{MÁX. ABS.}$ – deslocamento máximo absoluto [m]

$d_{MÍN. ABS.}$ – deslocamento mínimo absoluto [m]

E_{cm} – módulo de elasticidade secante do betão [KPa]

f – frequência [Hz]

F_b – força de corte [kN]

f_{cd} – valor de cálculo da tensão de rotura do betão à compressão [KPa]

f_{ck} – valor característico da tensão de rotura do betão à compressão aos 28d de idade [KPa]

f_{ctm} – valor médio da tensão de rotura do betão à tração simples [KPa]

$F_{sism.}$ – força sísmica [kN]

h – distância entre o eixo da viga superior e inferior que limita o pórtico [m]

h' – altura da parede [m]

l – largura da parede [m]

l' – distância entre os eixos dos pilares que limitam o pórtico [m]

t – espessura da biela diagonal equivalente [m]

CR – Centro de Rigidez

1

Introdução

1.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS

Os sismos são fenómenos naturais resultantes de colisões entre placas tectónicas, que se encontram em constante movimento. Associado a este tipo de acontecimentos estão, normalmente, catástrofes com consequências gravosas para a sociedade. De facto, os sismos afetam vários setores característicos de um país, como a sua economia, população, educação, construção, entre outros, contribuindo, muitas vezes, para o seu atraso ou regressão em termos de desenvolvimento. Com isto, torna-se evidente a grande necessidade e interesse por parte das várias comunidades científicas, de estudar este tipo de fenómenos com vista a diminuir o seu impacto, melhorando a capacidade de resposta a vários níveis, como por exemplo ao nível das estruturas, aquando da incidência de tais fenómenos.

Até há poucos anos, a segurança das estruturas face à ação sísmica foi encarada de forma simplificada. Relativamente, por exemplo, aos painéis de enchimento de alvenaria, elementos correntemente utilizados nas estruturas porticadas de betão armado, estes são frequentemente considerados como elementos não estruturais no dimensionamento e conceção das estruturas, desprezando-se a sua contribuição na resposta de um edifício de betão armado durante uma dada ação sísmica.

De facto, no âmbito do projeto, a consideração dos painéis de enchimento é, do ponto de vista regulamentar, não obrigatória, o que pode ser justificado pelo reduzido conhecimento, por parte dos projetistas, das técnicas de modelação deste tipo de elementos, uma vez que são processos complexos e que requerem a consideração de um elevado número de parâmetros e variáveis, sendo, por isso, muitas vezes dispensado no dimensionamento das estruturas. No entanto, tem-se verificado, através de estudos e observações de danos e colapsos de edifícios, que a contribuição dos painéis de alvenaria no comportamento das estruturas face a ações sísmicas pode ser favorável ou desfavorável. Nestas circunstâncias, a presença de painéis de alvenaria apresenta grandes vantagens como o aumento da rigidez global e da resistência lateral da estrutura, mas também apresenta desvantagens como a alteração da distribuição de esforços pela estrutura, atraindo, muitas vezes, forças para elementos estruturais que não foram dimensionados para tal, podendo introduzir mecanismos de rotura/colapso de alguns elementos estruturais ou mesmo colapsos globais.

Conclui-se, desta forma, a relevância das paredes de alvenaria, bem como a importância em considerá-las na modelação e dimensionamento de edifícios de betão armado situados em zonas sísmicas. Neste contexto, o presente trabalho tem como principal objetivo o estudo da influência das paredes de alvenaria na resposta estrutural de um edifício com 15 pisos elevados através da realização de análises de identificação modal e análises lineares dinâmicas.

1.2. ENQUADRAMENTO E OBJETIVOS DA DISSERTAÇÃO

O estudo do edifício supra referido foi desencadeado após o terramoto que se fez sentir no Nepal, no dia 25 de Abril de 2015. Este, denominado sismo de Gorkha, foi um dos mais destrutivos na história do Nepal, deixando um enorme rastro de destruição. Na sequência deste acontecimento, uma equipa do Laboratório de Engenharia Sísmica e Estrutural (LESE) da Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto (FEUP), em conjunto com outras instituições internacionais, deslocou-se ao Nepal com o objetivo de visitar e analisar os locais afetados de forma mais gravosa na zona da capital, Kathmandu. De entre as várias tarefas concretizadas pela equipa da FEUP, destacam-se a avaliação e reconhecimento de danos em edifícios danificados após o sismo, a realização de ensaios de identificação dinâmica de paredes de enchimento e, por fim, identificação dinâmica a edifícios de betão armado de diferentes características, entre os quais, uma escola primária, um hospital e um edifício de habitação com 15 pisos elevados.

Neste contexto, o presente trabalho tem como principal objetivo o estudo da influência das paredes de alvenaria no comportamento sísmico deste último edifício. Para tal, com base nos dados e informação recolhidos pela equipa da FEUP, realizou-se a modelação do edifício no *software* SAP2000 de modo a representarem-se três situações distintas: (a) edifício sem paredes de alvenaria; (b) edifício com paredes de alvenaria sem dano (condição do edifício antes do sismo); (c) edifício com paredes de alvenaria considerando diferentes níveis de dano provocados pelo sismo (condição atual do edifício).

Deste modo, estudou-se a influência das paredes de alvenaria no comportamento sísmico do edifício com base nos seguintes objetivos:

- Realização da identificação dinâmica do edifício em estudo a partir dos resultados experimentais obtidos pela equipa da FEUP na sua missão no Nepal;
- Realização de análises modais comparando as frequências naturais e modos de vibração para cada uma das situações descritas anteriormente;
- Realização de análises dinâmicas elásticas lineares com recurso a acelerogramas reais onde será avaliada a influência das paredes de alvenaria em termos de perfis de deslocamentos e *drift's*, corte basal, envolventes de corte e de forças sísmicas ao nível dos pisos e comparação dos valores de *drift's* obtidos com limites de dano definidos por regulamentos internacionais.

1.3. ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO

A presente dissertação está estruturada em seis capítulos.

No primeiro capítulo, é feita uma introdução acerca do tema escolhido, seguida de um enquadramento onde se dão a conhecer os principais objetivos deste trabalho, bem como as circunstâncias em que surgiu. Por fim, é apresentada a estrutura da dissertação.

O segundo capítulo é dedicado à caracterização e discussão de alguns assuntos relacionados com o Nepal. A situação e características do país, a sua sismicidade, o tipo de construção usada e regulamentos em vigor associados às estruturas de betão armado no Nepal são matérias abordadas neste capítulo. O mesmo termina com uma síntese dos danos típicos observados nas estruturas de betão armado (foco de estudo) após a ocorrência do sismo de Gorkha.

No terceiro capítulo é apresentado o caso de estudo, caracterizando o edifício em questão quanto à sua arquitetura e conceção estrutural. Seguidamente, é feita uma caracterização dos painéis de alvenaria nele presentes, em relação à sua constituição, disposição e tipologia. Com base nos registos fotográficos

adquiridos pela equipa da FEUP na sua deslocação ao Nepal, neste capítulo é ainda feita uma recolha e análise dos principais danos observados na estrutura em questão, em particular, nas paredes de alvenaria que a integram. Por fim, é ainda apresentada e discutida a identificação dinâmica do edifício, com base nos ensaios *in situ* realizados pela equipa da FEUP. Os resultados da mesma, também tratados neste capítulo, serão cruciais na calibração do modelo do edifício a estudar.

No quarto capítulo é descrito todo o processo de modelação numérica associado ao caso de estudo anteriormente mencionado. Primeiramente, é abordada a modelação dos elementos de betão armado presentes no edifício, o que constitui o modelo da estrutura sem paredes de alvenaria. Posteriormente, a modelação e seleção dos painéis de enchimento de alvenaria a integrar no modelo também será alvo de estudo, resultando no modelo da estrutura com paredes de alvenaria (sem dano).

No quinto capítulo são apresentados todos os resultados provenientes das análises modais e análises dinâmicas elásticas lineares, correspondentes aos modelos com e sem alvenarias e com alvenarias “danificadas”. A comparação dos resultados da identificação modal associada aos vários modelos, com os valores obtidos experimentalmente através da identificação dinâmica, permitirá a calibração do modelo do edifício com paredes (com dano), em particular, a simulação do nível de dano incidente sobre as mesmas. Complementarmente, os resultados destas análises, em conjunto com os das análises dinâmicas lineares, permitirão que se avalie a influência das paredes de alvenaria no comportamento sísmico do edifício em estudo, possibilitando que se tirem conclusões e se encontrem tendências comuns.

Por fim, no último capítulo são apresentadas as conclusões finais do trabalho através da análise dos capítulos anteriores. Apontam-se ainda alguns possíveis desenvolvimentos futuros.

2

Enquadramento dos sismos no parque habitacional do Nepal

2.1. INTRODUÇÃO

O Nepal é um país pobre, em desenvolvimento, situado na Ásia, numa das regiões de maior atividade sísmica do mundo. Devido às suas características geográficas e geológicas, em conjunto com as condições climáticas, é um país sujeito a uma grande diversidade de desastres naturais como sismos, deslizamentos de terra, inundações e secas (Center, Institute e Centre, 2010). Estas catástrofes, em particular os sismos (apresentando-se como as mais gravosas e influentes), provocam enormes perdas económicas e afetam fortemente vários setores, como a população, agricultura, educação, entre outros (Center, Institute e Centre, 2010). Como indicado no Quadro 2.1, com base no historial de sismos ocorridos no Nepal, concluiu-se que a cada 60 – 70 anos é expectável a ocorrência de 2 grandes sismos de magnitudes entre os valores 7.5 e 8 da escala de Richter (BCDP, 1994).

Quadro 2.1 – Dados de magnitudes e frequências de ocorrência dos sismos no Nepal entre 1911 e 1991
(Chaulagain, 2014)

Magnitude dos sismos (Escala de Richter)	Número de sismos	Tempo de recorrência aproximado (anos)
5 - 6	41	2
6 - 7	17	5
7 - 7.5	10	8
7.5 - 8	2	60 - 70
> 8	1	81

Posto isto, no âmbito desta dissertação, torna-se importante dedicar o presente capítulo, à caracterização e discussão de alguns assuntos relacionados com o Nepal. Será realizado inicialmente um enquadramento e descrição do país, bem como uma caracterização da sismicidade associada ao mesmo. Também será objeto de estudo o tipo de construção usada, com maior incidência nas construções de estruturas de betão armado, abordando os vários regulamentos nepaleses usados na construção e dimensionamento de edifícios. Por fim, apresentar-se-á uma síntese dos danos mais observados neste

tipo de estruturas quando sujeitas à ação sísmica, em particular à ação sísmica resultante do sismo de Gorkha.

2.2. NEPAL – CARACTERÍSTICAS DO PAÍS

O Nepal é um país asiático localizado na região dos Himalaias (Figura 2.1). Tem uma área total de território de 147.181 quilómetros quadrados e está rodeado pela China (a Norte) e pela Índia, tratando-se portanto de um país sem costa marítima. É nele que se situa o ponto mais alto do mundo, no Monte Everest, com 8.848 metros de altura; o território nepalês apresenta grandes variações de relevo, estando compreendido entre os 90 e os 8.848 metros de altura. Tem uma forma aproximadamente retangular, com uma extensão máxima de 885 quilómetros de comprimento (de Este para Oeste) e com uma extensão de 193 quilómetros de largura (de Norte para Sul) (NDHS, 2012)



Figura 2.1 – Localização do território nepalês no Mapa do Mundo (<http://www.lahistoriaconmapas.com>, 2016)

Em termos topográficos, o Nepal está dividido em 3 zonas ecológicas distintas: zona montanhosa, zona de colinas e zona de planícies (também designada de Terai). A zona montanhosa é habitada por cerca de 7% da população nepalesa; pelo contrário, a zona de colinas é bem mais densa em termos populacionais com uma ocupação de cerca de 43% da população (CBS, 2012). É nesta zona que se situa a capital do Nepal, Kathmandu, o distrito mais urbanizado e desenvolvido do país (CBS, 2012). Esta zona, comparativamente com a montanhosa, apresenta grandes concentrações populacionais e habitacionais, oferecendo melhores condições de vida (maiores facilidades no que diz respeito à comunicação e transportes) (NDHS, 2012). A zona Terai, situada no sul do país, apresenta um clima subtropical a tropical, bem como densas áreas florestais, zonas protegidas e reservas naturais (NDHS, 2012). É também, de acordo com CBS (2012), a zona mais populosa do Nepal onde habitam cerca de

50% da população, e portanto, apresenta-se como a zona mais desenvolvida das três, oferecendo melhores facilidades e condições de vida. Na Figura 2.2 evidenciam-se as zonas ecológicas anteriormente referidas, bem como os vários distritos do Nepal.

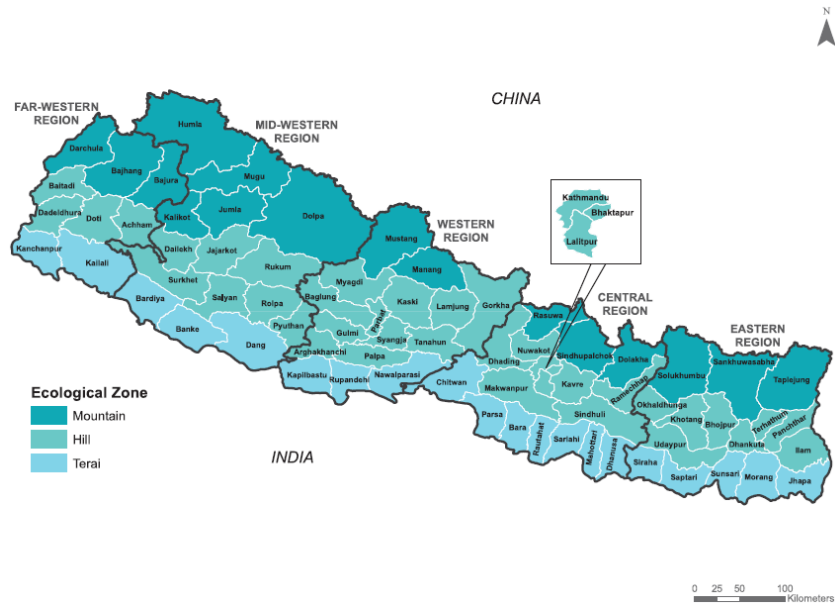


Figura 2.2 – Mapa do Nepal: identificação dos 75 distritos e das 3 zonas ecológicas (NDHS, 2012)

Em termos demográficos, o Nepal tem uma população de, aproximadamente, 26,5 milhões de pessoas com um aumento de 3,5 milhões nos últimos 10 anos (CBS, 2012). A taxa de crescimento médio anual é de 1,35% e a densidade populacional (número médio de população por quilómetro quadrado) do Nepal é de, sensivelmente, 181 pessoas por quilómetro quadrado (CBS, 2012). A cidade mais densa em termos populacionais é a capital, Kathmandu, com valores na ordem de 4.416 pessoas por quilómetro quadrado (CBS, 2012).

Tendo em conta as características gerais (condições topográficas, entre outras) anteriormente referidas, aliadas a uma pobreza generalizada do país, facilmente se compreende a vulnerabilidade do Nepal a uma grande diversidade de catástrofes naturais como sismos, deslizamentos de terra, inundações e secas (Center, Institute e Centre, 2010). De facto, perante a existência destes desastres, nomeadamente de sismos (que serão aqueles que se relacionarão com o trabalho desenvolvido nesta dissertação), o Nepal apresenta grandes fragilidades, não só na prevenção dos mesmos, mas também na resposta e recuperação, durante e após a sua ocorrência. Desta forma, a elevada perigosidade sísmica associada a construções deficientes e pouco controladas num país em desenvolvimento como o Nepal, está normalmente associada a maiores perdas (sociais, económicas, entre outras) quando comparado com países mais desenvolvidos (Chaulagain, 2014).

2.3. NEPAL – SISMICIDADE

Conforme já mencionado, o Nepal está localizado numa região sísmicamente muito ativa e, por isso, caracteriza-se por uma extensa lista de ocorrência de terremotos. Parte da região dos Himalaias, na qual está inserida o Nepal, localiza-se precisamente na interseção das placas tectónicas euroasiática e indiana

(Figura 2.3), que se encontram continuamente em movimento. Esse movimento resulta da subdução (processo de afundamento de uma placa tectónica sob outra, num limite convergente) da placa tectónica indiana sob a euroasiática, que tem progredido a uma velocidade de 40 – 50 mm por ano (Aon Benfield Analytics, 2015). Este fenómeno provocou 4 grandes falhas geológicas ao longo do território nepalês, que se revelam como os principais responsáveis pelos sismos que se fazem sentir no país (Aon Benfield Analytics, 2015). As 4 grandes falhas são: (a) Himalayan Frontal Thrust ou Main Frontal Thrust (MFT); (b) Main Boundary Thrust (MBT); (c) Main Central Thrust (MCT); e (d) South Tibet Detachment (STD) (ICIMOD, 2007). A sua localização é apresentada na Figura 2.4.

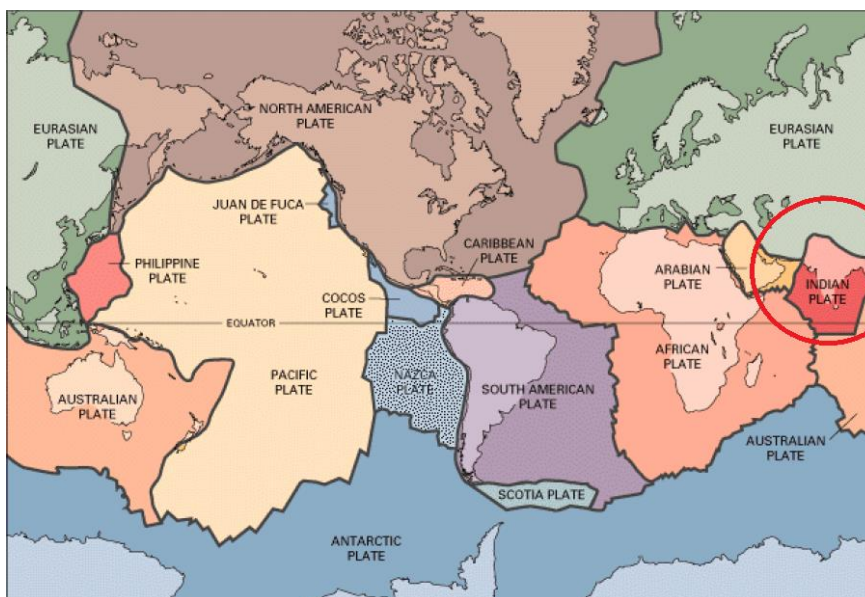


Figura 2.3 – Mapa das placas tectónicas existentes no globo terrestre (a região onde se situa o Nepal está destacada a vermelho (adaptado de <http://geology.com>, 2016))



Figura 2.4 – Principais falhas geológicas existentes no território nepalês (Nakata e Kumahara, 2002)

Vários terremotos atingiram o Nepal com bastante gravidade em 1255, 1810, 1866, 1934, 1980, 1988 e, mais recentemente, em 2015 (Figura 2.5). De todos os referidos, aquele que se destacou como sendo o mais destrutivo e prejudicial foi o sismo Bihar – Nepal ocorrido em 1934, com uma magnitude de 8.1 na escala de Richter e uma intensidade máxima de X na escala de Mercalli modificada (Chaulagain et al., 2015). Causou grandes danos na metade mais oriental do território nepalês, provocando mais de 8.500 mortes (Chaulagain et al., 2015). Para além disso, destruiu cerca de 19% da totalidade das construções e deixou 38% significativamente danificadas (Thapa, 1988). Mais recentemente, no dia 25 de Abril de 2015, ocorreu um terremoto de magnitude 7.8, na escala de Richter, que provocou a morte de 9.100 pessoas e cerca de 25.000 feridos, deixando igualmente, um rastro colossal de destruição que afetou todos os setores do país (Aon Benfield Analytics, 2015). Das réplicas que se seguiram, destaca-se a mais forte, ocorrida a 12 de Maio de 2015 com uma magnitude de 7.3 e que resultou num aumento substancial do número de vítimas e danos registados até essa altura.

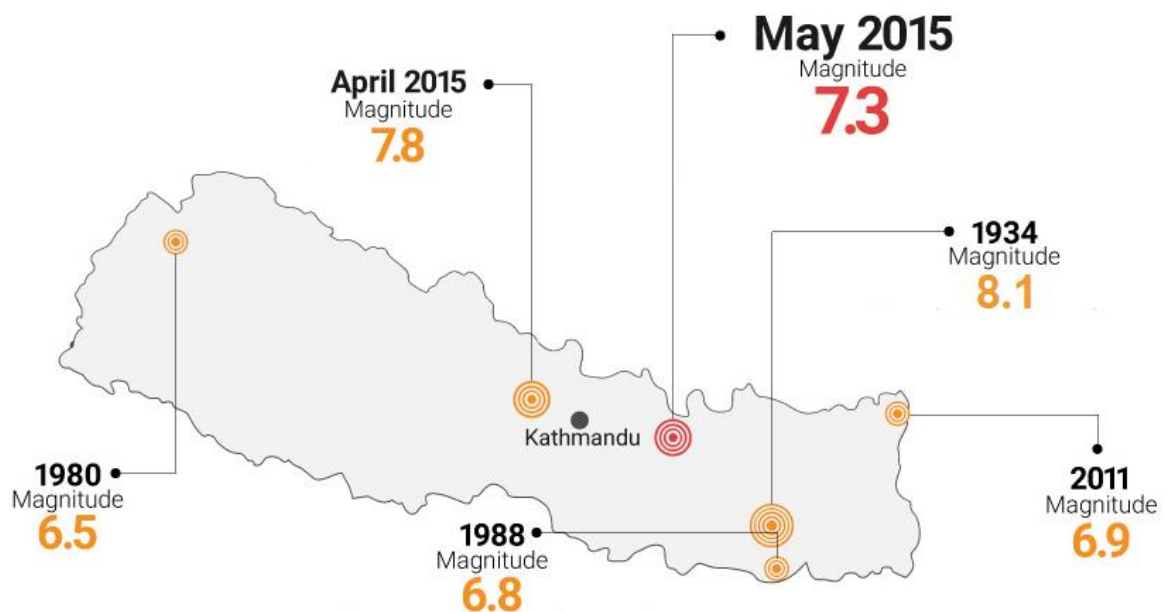


Figura 2.5 – Epicentros dos sismos mais graves ocorridos durante o último século, no Nepal (adaptado de <http://www.aljazeera.com>, 2016)

Em parte, por ser um país em desenvolvimento e pobre, a reação do país a este tipo de catástrofes (sismos) tem sido muito insatisfatória e pouco ou nada é feito para alterar esta incapacidade de resposta. Torna-se, então, evidente a grande necessidade de melhoramento ao nível da prevenção e da resposta a fenómenos tão correntes, como os sismos. Grande parte desse melhoramento está intimamente ligado com a construção, um dos setores mais afetados pelos terremotos.

2.4. CONSTRUÇÃO NO NEPAL

As construções são muito importantes, representando não só um dos principais setores económicos de um determinado país, assim como abrigo, qualidade de vida e riqueza. Concretamente no Nepal, existe uma enorme diversidade de estruturas que varia consoante a sua geografia, história étnica, intensidade de crescimento económico e tipos de materiais de construção locais (Chaulagain et al., 2015).

Segundo CBS (2012), o número total de habitações residenciais no Nepal é de 5.423.297; sendo a sua distribuição muito semelhante à distribuição da população discutida no subcapítulo 2.1 (Figura 2.6 (a)). De acordo com os censos realizados em 2011, verifica-se que as construções (habitacionais) mais típicas no território nepalês são constituídas por tijolos/pedras ligados com argamassas muito pobres compostas, maioritariamente, por barro ou lama, representando cerca de 44% da totalidade de construções. Seguidamente, as construções feitas em madeira, muito comuns nas áreas mais rurais da região Terai (zona de planícies – ver subcapítulo 2.1) detêm uma percentagem de 24,90% relativamente à totalidade de construções do Nepal. As estruturas feitas em tijolos/pedras ligados com cimento e as em betão armado são muito populares nas áreas mais urbanizadas, nomeadamente, em grande parte da região Terai, no Kathmandu Valley e em determinados distritos das regiões montanhosas. Estas ocupam, respetivamente, 17% e 10% das construções habitacionais do Nepal (CBS, 2012; Chaulagain et al., 2014). Os dados estatísticos anteriormente referidos estão dispostos em forma de gráfico de barras na Figura 2.6 (b).

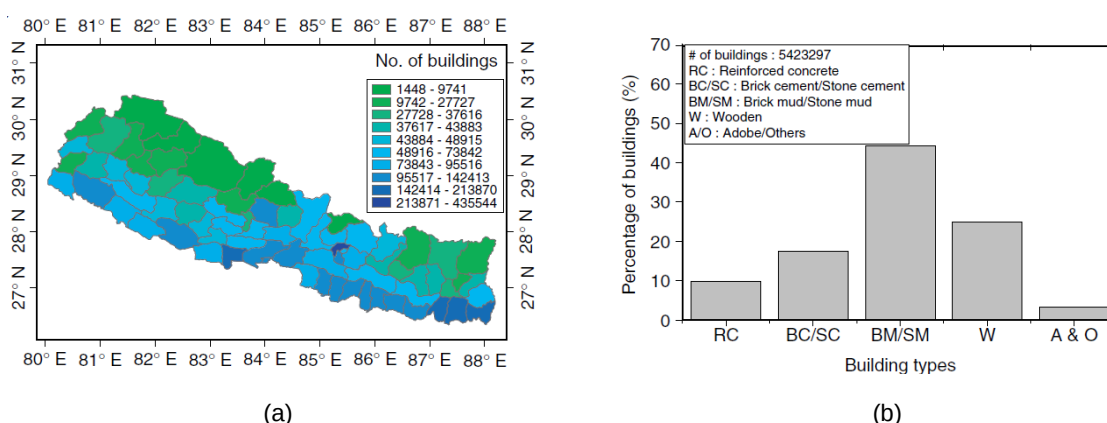


Figura 2.6 – (a) Distribuição das construções habitacionais do Nepal por distritos; (b) Distribuição do tipo de estruturas nepalesas (Chaulagain, 2014)

2.4.1. ESTRUTURAS DE BETÃO ARMADO

Nos dias correntes, uma percentagem já considerável de construções residenciais é feita em betão armado. De facto, desde meados de 1970, este tipo de construção tem-se revelado cada vez mais corrente nas áreas mais urbanizadas do Nepal, em particular no distrito de Kathmandu (Chaulagain et al., 2014). No entanto, muitas dessas estruturas são dimensionadas tendo apenas em conta as cargas verticais, desprezando qualquer tipo de dimensionamento sísmico (Chaulagain et al., 2012). Em agravante, estima-se que cerca de 90% das estruturas de betão armado existentes no Nepal (algumas delas dimensionadas de acordo com normas nepalesas antigas, já não em vigor) foram construídas e dimensionadas sem qualquer tipo de intervenção por parte de alguma entidade especializada na área da engenharia (Chaulagain et al., 2013). Torna-se notório que, face à perigosidade sísmica desta região, aliada à falta de rigor, controle e ciência em termos de engenharia sísmica das construções nepalesas e à elevada densidade populacional, o risco sísmico deste tipo de estruturas/construções é elevado.

Nas estruturas de betão armado nepalesas, usam-se, tipicamente, paredes de alvenaria de tijolo maciço nos panos dos pórticos formados pelas vigas e pilares. Esta solução é praticamente generalizada nas estruturas de betão armado uma vez que estes materiais são abundantes e económicos (Chaulagain, 2014). As paredes são normalmente consideradas como elementos não estruturais e, por isso, na análise e dimensionamento de edifícios de betão armado, a sua contribuição em termos de esforços e rigidez

global não é considerada (Chaulagain, 2014). Baseado no processo construtivo e de dimensionamento, as estruturas de betão armado no Nepal classificam-se como (Chaulagain, 2014):

- i. Estruturas concebidas segundo práticas correntes de construção (CCP);
- ii. Estruturas dimensionadas segundo o código de dimensionamento nepalês (Nepal Building Code) baseado no Mandatory Rules of Thumb (NBC);
- iii. Estruturas dimensionadas segundo uma versão mais recente e melhorada do código de dimensionamento nepalês (NBC+);
- iv. Estruturas dimensionadas segundo o código indiano (já com providências e noções de dimensionamento sísmico) também designado de Well Designed Structure (WDS).

2.4.1.1. Regulamento CCP

O regulamento CCP (Current Construction Practices) recomenda, para o dimensionamento de estruturas, o uso de pórticos simples constituídos por elementos estruturais (como vigas e pilares) de betão armado e paredes de alvenaria (de enchimento) como elementos não estruturais (Chaulagain et al., 2013).

Com o aumento da densidade populacional e o grande crescimento em termos de urbanização verificados nos últimos tempos, o preço dos terrenos também aumentou consideravelmente, levando muitos proprietários a aumentarem os edifícios existentes em 1 ou 2 andares em vez de construírem novas edificações. Esta tendência representa um enorme risco em caso de terremotos, dado que a grande maioria dos edifícios não está preparada para essa ampliação e foi concebida sem qualquer tipo de cuidados ou detalhes ao nível do dimensionamento sísmico (Chaulagain et al., 2013).

O regulamento CCP foi definido com base na observação das estruturas de betão armado durante a sua construção, à mistura com alguma “intuição” por parte de quem o definiu (Chaulagain et al., 2014). Facilmente se conclui que não existe grande fundamento matemático ou científico subjacente ao mesmo. O CCP sugere o uso de secções quadradas de 230mm × 230mm para os pilares e de secções retangulares com 230mm de largura e 325mm de altura para as vigas (Chaulagain et al., 2013). Relativamente às lajes de betão armado, é recomendada uma espessura de 115 mm; o betão e aço a usar em todos os elementos que o requeiram deverão ser da classe M20 e Fe415, respetivamente (Chaulagain et al., 2013). É ainda uma regra, a colocação de pilares em todos os cruzamentos das paredes de divisão dos espaços da habitação. Desta forma, os vãos das lajes e vigas são em regra reduzidos, cerca de 3 a 4 metros, dado estarem associados às dimensões das divisões das habitações.

No Quadro 2.2 e no Quadro 2.3 estão definidas mais algumas dimensões e detalhes de armaduras relativamente às recomendações do CCP para vigas e pilares.

Quadro 2.2 – Detalhes de armaduras nas vigas (230mm × 325mm) em várias situações conforme as recomendações do regulamento CCP (Chaulagain et al., 2014)

Tipo de Armadura	Andar	Vigas Exteriores				Vigas Interiores			
		Apoio		Meio - Vão		Apoio		Meio - Vão	
		Arm. Sup.	Arm. Inf.	Arm. Sup.	Arm. Inf.	Arm. Sup.	Arm. Inf.	Arm. Sup.	Arm. Inf.
Long.	1º	3Ø12	3Ø12	2Ø12	2Ø12	3Ø12	3Ø12	2Ø12	2Ø12
Long.	2º	3Ø12	3Ø12	2Ø12	2Ø12	3Ø12	3Ø12	2Ø12	2Ø12
Long.	3º	2Ø12	2Ø12	2Ø12	2Ø12	2Ø12	2Ø12	2Ø12	2Ø12
Transv.	1º	3Ø12	3Ø12	2Ø12	2Ø12	3Ø12	3Ø12	2Ø12	2Ø12
Transv.	2º	3Ø12	3Ø12	2Ø12	2Ø12	3Ø12	3Ø12	2Ø12	2Ø12
Transv.	3º	2Ø12	2Ø12	2Ø12	2Ø12	2Ø12	2Ø12	2Ø12	2Ø12

Quadro 2.3 – Dimensões das secções dos pilares para diferentes situações e detalhes das armaduras longitudinais segundo o CCP (Chaulagain et al., 2014)

Andar	Pilares de Canto		Pilares de Fachada		Pilares Interiores	
	Dimensões [mm]	Arm.	Dimensões [mm]	Arm.	Dimensões [mm]	Arm.
3º	230 × 230	4Ø16	230 × 230	4Ø16	230 × 230	4Ø16
2º	230 × 230	4Ø16	230 × 230	4Ø16	230 × 230	4Ø16
1º	230 × 230	4Ø16	230 × 230	4Ø16	230 × 230	4Ø16

Com base nos quadros anteriores (Quadro 2.2 e Quadro 2.3), facilmente se compreende a existência de erros crassos no regulamento CCP. A falta de detalhe no dimensionamento de armadura a colocar nos pilares é um deles, não havendo qualquer diferenciação, quer se trate de um pilar interior quer de um de canto ou de fachada. A existência de muitas outras falhas graves no CCP leva a que as estruturas dimensionadas com base neste regulamento tenham comportamentos insuficientes e inesperados.

2.4.1.2. Regulamento NBC

Conforme já referido, a definição do regulamento NBC (Nepal Building Code) baseou-se no Mandatory Rules of Thumb. Este surgiu com o intuito de colmatar algumas das falhas presentes no CCP, bem como de melhorar o comportamento da estrutura em termos sísmicos, limitando o proprietário ao cumprimento de determinadas secções, detalhes de armaduras e dimensões (vãos) (NBC 205, 1994). O NBC destina-se a edifícios de betão armado residenciais até 3 pisos com vãos nas duas direcções de dimensões iguais ou inferiores a 4,5m × 3m (Chaulagain et al., 2014). No Quadro 2.4 e no Quadro 2.5 pretende-se, igualmente, definir os pormenores relativamente às secções e detalhes de armaduras usados para vigas e pilares no regulamento NBC.

Quadro 2.4 – Detalhes de armaduras nas vigas (230mm × 325mm) em várias situações conforme as recomendações do regulamento NBC (Chaulagain et al., 2014)

Tipo de Armadura	Andar	Vigas Exteriores				Vigas Interiores			
		Apoio		Meio - Vão		Apoio		Meio - Vão	
		Arm. Sup.	Arm. Inf.	Arm. Sup.	Arm. Inf.	Arm. Sup.	Arm. Inf.	Arm. Sup.	Arm. Inf.
Long.	1º	2Ø16+ 2 Ø12	2Ø16+ 1 Ø16	2Ø16	2Ø16	2Ø16+ 2 Ø12	2Ø16+ 1 Ø16	2Ø16	2Ø16
Long.	2º	2Ø16+ 1 Ø12	2Ø16+ 1 Ø10	2Ø16	2Ø16	2Ø16+ 1 Ø12	2Ø16+ 1 Ø10	2Ø16	2Ø16
Long.	3º	3Ø12	2Ø12+ 1 Ø10	2Ø12	2Ø12	3Ø12	3Ø12	2Ø12	2Ø12
Transv.	1º	2Ø16+ 1 Ø12	2Ø16+ 1 Ø12	2Ø16	2Ø16	2Ø16+ 1 Ø12	2Ø16+ 1 Ø12	2Ø16	2Ø16
Transv.	2º	2Ø12+ 1 Ø16	3Ø12	2Ø12	2Ø12	2Ø12+ 1 Ø16	3Ø12	2Ø12	2Ø12
Transv.	3º	2Ø12+ 1 Ø10	2Ø12	2Ø12	2Ø12	3Ø12	3Ø12	2Ø12	2Ø12

Quadro 2.5 – Dimensões das secções dos pilares para diferentes situações e detalhes das armaduras longitudinais segundo o NBC (Chaulagain et al., 2014)

Andar	Pilares de Canto		Pilares de Fachada		Pilares Interiores	
	Dimensões [mm]	Arm.	Dimensões [mm]	Arm.	Dimensões [mm]	Arm.
3º	230 × 230	4Ø16	230 × 230	4Ø12	230 × 230	4Ø12
2º	230 × 230	4Ø16	230 × 230	4Ø16	230 × 230	8Ø12
1º	270 × 270	4Ø16	270 × 270	4Ø16	270 × 270	8Ø12

Depois de analisados e comparados os quadros referentes aos regulamentos CCP e NBC (Quadro 2.2 a Quadro 2.5), é notável a melhoria, por parte do NBC, em termos de pormenores de dimensionamento. De facto, contrariamente ao verificado no regulamento CCP, o NBC já reconhece a necessidade de diferenciar o dimensionamento de armaduras nos diferentes tipos de pilares existente (pilares de canto, de fachada e interiores). Outro pormenor, igualmente importante, é a adoção de uma secção mais robusta para os pilares do 1º piso, conferindo à estrutura melhor comportamento sísmico.

2.4.1.3. Regulamento NBC+

Em 2010, o Departamento de desenvolvimento urbano e de construção de edifícios (Department of Urban Development and Building Construction), publicou novas recomendações com o intuito de melhorar o desempenho, em termos sísmicos, de edifícios de betão armado dimensionados pelo regulamento anterior, o NBC (Chaulagain, 2014). Muito semelhante ao NBC, o NBC+ especifica os valores mínimos das secções, detalhes de armaduras e dimensões a usar em edifícios de betão armado até 3 pisos com vãos nas duas direções de dimensões iguais ou inferiores a $4,5\text{m} \times 3\text{m}$ (Chaulagain et al., 2014). Tomando como exemplo essas medidas de vãos, o NBC+ recomenda o uso de secções de $300\text{mm} \times 300\text{mm}$ para pilares ou secções cuja largura será a da viga (que descarregar no respetivo pilar) mais 75mm suplementares. Este regulamento sugere, ainda, um mínimo de 4 a 8 varões de 16mm de diâmetro, como armaduras a usar em pilares centrais ou de fachada externa. As indicações destinadas às vigas são as mesmas do regulamento NBC, podendo ser consultados alguns desses detalhes (para vigas $230\text{mm} \times 325\text{mm}$) no Quadro 2.4.

2.4.1.4. Regulamento WDS

Tendo em conta o mau desempenho sísmico dos regulamentos CCP e NBC (apesar deste último demonstrar já alguns cuidados ao nível sísmico) os nepaleses sentiram a necessidade de criarem um regulamento competente e antissísmico que lhes assegurasse um bom comportamento das estruturas perante a ocorrência de terremotos. Assim, surgiu o regulamento WDS, Well Designed Structure, baseado no código e normas de dimensionamento indianas (Chaulagain, 2014); este engloba o dimensionamento sísmico ao nível da não linearidade dos materiais, abrangendo, portanto, análises elásticas e análise não-lineares (plásticas).

O WDS considera, para o dimensionamento de edifícios no Nepal, uma zona sísmica de classe V (a mais gravosa, que pode provocar intensidades de IX ou superiores) e um tipo de terreno constituído por solos médios a brandos (Chaulagain, 2014). Devido à existência de cargas pouco significativas, bem como uma grande regularidade quer em planta, quer em altura, o WDS usa, para efetuar as análises sísmicas, o método do coeficiente sísmico (IS 1893 (Part1), 2002). No que diz respeito às vigas e pilares, estes são dimensionados respeitando as recomendações da norma IS 13920 (1993). Em relação à quantificação das cargas a usar no dimensionamento do edifício, considera-se como peso próprio, o peso dos elementos estruturais (vigas, pilares e lajes) e o peso das paredes divisórias (IS 875 (Part1), 1987); a sobrecarga é definida com base na norma IS 875 (Part2) (1987). Por fim, a combinação das cargas é definida segundo IS 456 (2000).

Nos quadros seguintes (Quadro 2.6 e Quadro 2.7), apresentam-se as secções e detalhes de armaduras usadas para vigas e pilares em diferentes situações, conforme as recomendações do WDS.

Quadro 2.6 – Detalhes de armaduras nas vigas (230mm × 325mm) em várias situações conforme as recomendações do regulamento WDS (Chaulagain et al., 2014)

Tipo de Armadura	Andar	Vigas Exteriores				Vigas Interiores			
		Apoio		Meio - Vão		Apoio		Meio - Vão	
		Arm. Sup.	Arm. Inf.	Arm. Sup.	Arm. Inf.	Arm. Sup.	Arm. Inf.	Arm. Sup.	Arm. Inf.
Long.	1º e 2º	5Ø16	3Ø16	2Ø16	3Ø16	5Ø16	3Ø16	2Ø16	3Ø16
Long.	3º	2Ø12+ 1Ø16	2Ø12	2Ø12	2Ø12	2Ø12+ 1Ø16	2Ø12	2Ø12	2Ø12
Transv.	1º e 2º	5Ø16	3Ø16	2Ø16	2Ø16	5Ø16	3Ø16	2Ø16	2Ø16
Transv.	3º	2Ø12+ 1Ø16	2Ø12	2Ø12	2Ø12	3Ø12	2Ø12	2Ø12	2Ø12

Quadro 2.7 – Dimensões das secções dos pilares para diferentes situações e detalhes das armaduras longitudinais segundo o WDS (Chaulagain et al., 2014)

Andar	Pilares de Canto		Pilares de Fachada		Pilares Interiores	
	Dimensões [mm]	Arm.	Dimensões [mm]	Arm.	Dimensões [mm]	Arm.
3º	300 × 300	8Ø16	300 × 300	8Ø16	300 × 300	8Ø16
2º	350 × 350	8Ø16	350 × 350	8Ø16	350 × 350	8Ø16
1º	350 × 350	8Ø16	350 × 350	8Ø16	350 × 350	8Ø16

2.5. DANOS NAS ESTRUTURAS DE BETÃO ARMADO

Após a discussão feita anteriormente, torna-se importante perceber de que forma as estruturas de betão armado no Nepal se comportam perante a ação dos sismos. Deste modo, no presente subcapítulo, irão ser evidenciados os danos típicos neste tipo de estruturas através de fotografias tiradas na sequência do sismo que recentemente atingiu o Nepal, o sismo de Gorkha.

Como já referido, existe uma grande maioria de edifícios de betão armado concebidos sem qualquer tipo de intervenção ao nível da engenharia civil/sísmica (Chaulagain et al., 2013). Assim, quando sujeitos a forças sísmicas, sofrem danos e colapsos sistemáticos que se prendem diretamente com erros cometidos na conceção/dimensionamento dos mesmos (Aon Benfield Analytics, 2015). Na sua deslocação ao Nepal, a equipa da FEUP observou e registou esses danos que, efetivamente se agruparam em dois tipos: (a) danos associados a erros de conceção estrutural; (b) danos resultantes da influência das paredes de alvenaria.

Os erros de conceção estrutural surgem precisamente devido a falhas cometidas no âmbito do dimensionamento de elementos estruturais, originando nas estruturas de betão armado quando sujeitas à ação sísmica, vários efeitos/mecanismos que as danificam ou até mesmo provocam o seu colapso. Deste modo, efeitos/mecanismos como o *pounding effect*, inadequada capacidade resistente ao corte ou à flexão de vigas e pilares, inadequada capacidade resistente dos nós viga – pilar, mecanismos do tipo

pilar fraco – viga forte e o efeito do pilar curto são alguns exemplos das principais causas de dano que se verificaram nos edifícios de betão armado do Nepal após a incidência do sismo. Seguidamente apresentam-se alguns desses danos associados a erros de conceção estrutural.

Nas figuras seguintes demonstram-se fotografias onde são visíveis vários tipos de danos severos provocados pelo dimensionamento errado e diminuto de armaduras para os elementos estruturais e pela falta de detalhe no que diz respeito ao uso eficiente e correto de estribos e amarrações. Este tipo de erros de conceção estrutural resulta, tipicamente, na inadequada capacidade resistente de nós viga – pilar (Figura 2.7 (a)) e de elementos estruturais como vigas e pilares (Figura 2.7 (b) e Figura 2.7 (c)).



(a)



(b)



(c)

Figura 2.7 – (a) Inadequada capacidade resistente do nó viga – pilar; (b) Colapso de um pilar por insuficiente capacidade ao corte; (c) Colapso de um pilar por insuficiente capacidade à flexão

Verificou-se também, inúmeras situações de mecanismos resultantes do efeito do pilar curto. A ocorrência deste fenómeno (efeito do pilar curto) deve-se ao uso inadequado de pilares muito curtos comparativamente com os restantes. Ao ser mais curto e tendo a mesma secção, um pilar apresentará uma rigidez superior à dos restantes desenvolvendo esforços consideravelmente maiores. Ora, se não forem tomadas precauções, esse pilar poderá romper originando uma redistribuição de esforços na

estrutura que poderá provocar o colapso da mesma. Na Figura 2.8 apresentam-se situações correntes onde se verifica o uso de pilares curtos.

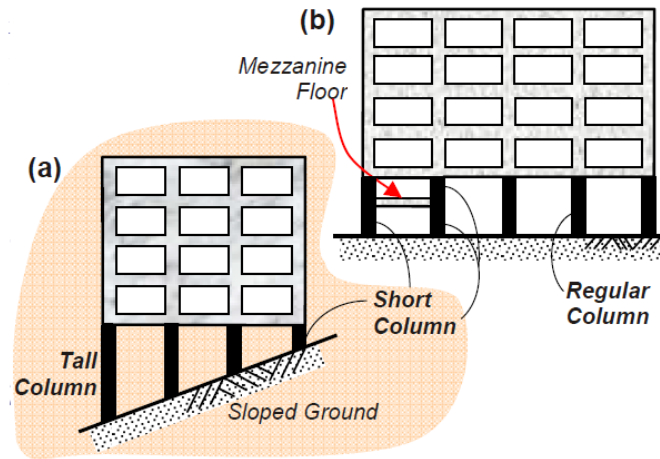


Figura 2.8 – Edifícios com pilares curtos (*short columns*) (<http://www.nicee.org/EQTips.php>, 2016)

Outro efeito, também muito observado, que consiste na colisão de edifícios com outros adjacentes apoiando-se neles e provocando danos ou até mesmo o seu colapso, designa-se de *pounding effect* (Aon Benfield Analytics, 2015) (Figura 2.9). Este efeito resulta do facto de se construírem edifícios muito próximos uns dos outros, aspeto esse bastante frequente no Nepal, em particular nas suas áreas mais urbanizadas em que o espaço é escasso.



(a)



(b)

Figura 2.9 – Exemplos do *pounding effect*

Para além dos danos associados a erros de conceção estrutural (discutidos e apresentados anteriormente) observaram-se também danos resultantes da influência das paredes de alvenaria. De facto, conforme já referido, deve ter-se em conta a consideração das paredes de enchimento no dimensionamento de projetos de estruturas já que as mesmas têm um contributo relevante na resposta estrutural de um edifício quando sujeito a ações horizontais cíclicas, como as induzidas pelos sismos. A influência dos painéis de alvenaria na resposta sísmica dos edifícios pode ser positiva ou negativa, dependendo de um elevado número de parâmetros, no entanto, a sua não consideração no dimensionamento poderá originar alterações na resposta estrutural e, consequentemente, provocar mecanismos/efeitos pouco expectáveis com consequências muito graves para os edifícios. De um modo geral, os mecanismos de rotura globais mais comuns, que tipicamente se verificam devido à influência das paredes de alvenaria e do seu desprezo no dimensionamento de estruturas são os efeitos do pilar curto, do *soft-storey* e da torção.

O efeito do pilar curto caracteriza-se, conforme referido, pela existência de pilares consideravelmente mais curtos do que outros, apresentando, por isso, uma maior rigidez que resulta num desenvolvimento de esforços consideravelmente maiores. A presença de painéis de enchimento com aberturas (ou seja, painéis que não preenchem a altura total entre pisos) acaba por deixar uma parte do pilar exposta (pilar curto) originando maiores esforços nessa fração o que pode desencadear o mecanismo de comportamento tipo pilar curto (Figura 2.10 (a)). Já o efeito do *soft-storey* resulta da irregularidade em altura em termos de rigidez, provocada por uma distribuição não uniforme dos painéis de alvenaria de enchimento. Tipicamente, esta situação verifica-se nos pisos térreos, muitas vezes usados para fins comerciais ou parques de estacionamento. Desta forma, a necessidade de espaço desincentiva o uso de paredes de alvenaria (grandes contribuintes de rigidez) no respetivo piso, originando, os já mencionados *soft-storeys* (pisos flexíveis) (Aon Benfield Analytics, 2015) (Figura 2.10 (b)).

Os mecanismos acima descritos estiveram fortemente presentes nas estruturas de betão armado após a incidência do sismo de Gorkha e foram responsáveis por grande parte dos danos observados. Realça-se ainda que o efeito do *soft-storey* foi a principal causa do colapso de edifícios entre 2 a 5 pisos presentes nas regiões do Nepal visitadas pela equipa da FEUP. Na Figura 2.10 (a) e na Figura 2.10 (b) apresentam-se exemplos de registos fotográficos onde se comprovam a presença destes dois mecanismos.

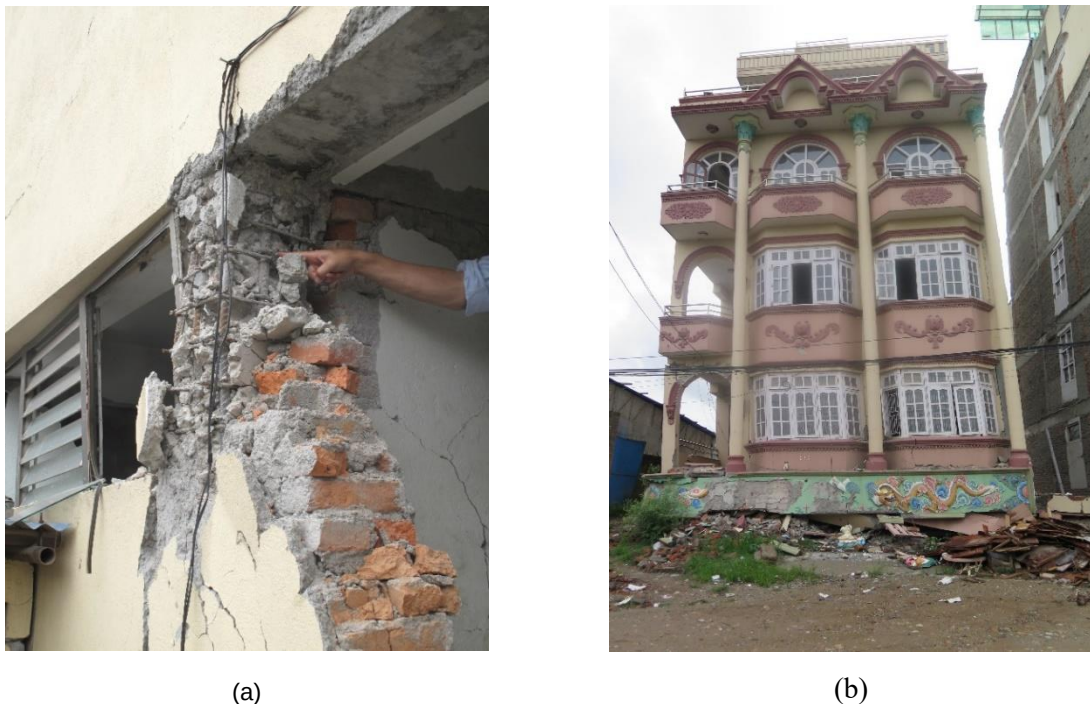


Figura 2.10 – (a) Exemplo do efeito do pilar curto; (b) Exemplo do colapso de uma estrutura devido ao efeito do *soft-storey*

Complementarmente, verificou-se um outro efeito caracterizado pela distribuição assimétrica em planta de paredes de alvenaria, ou seja, o efeito de torção. Este é outro mecanismo de rotura global que contribuiu fortemente para os danos que se fizeram sentir nas estruturas de betão armado nepalesas após o sismo. O efeito de torção provoca uma distribuição de esforços na estrutura sobrecarregando elementos estruturais (nomeadamente os de fachada) que não foram dimensionados para tal podendo levá-los à rotura e, consequentemente, ao colapso da estrutura.

Para além dos mecanismos apresentados anteriormente (mecanismos globais de rotura), observaram-se, igualmente, mecanismos de rotura locais associados às paredes de alvenaria. Conforme já foi dito, os painéis de enchimento de alvenaria contribuem para a resposta estrutural do edifício perante a incidência de forças sísmicas pelo que também são sujeitas a esforços e tensões que muitas vezes levam ao aparecimento de danos severos ou até mesmo ao seu colapso. No âmbito da avaliação e reconhecimento de danos efetuados pela equipa da FEUP, observaram-se vários tipos de mecanismos de rotura locais associados às paredes de alvenaria tais como: (i) rotura no próprio plano com aparecimento de fissuração diagonal (Figura 2.11 (a)) ou de fissuração por corte (Figura 2.11 (ii)); (b) destacamento do painel em relação aos elementos estruturais que o confinam (Figura 2.11 (c)); (iii) colapso para fora do plano (Figura 2.11 (d)); (iv) esmagamento dos cantos.



(a)



(b)



(c)



(d)

Figura 2.11 – Mecanismos de rotura observados nas paredes de alvenaria: (a) Rotura do painel no próprio plano com aparecimento de fissuração diagonal; (b) Rotura do painel no próprio plano com aparecimento de fissuração por corte; (c) Destacamento do painel em relação aos elementos estruturais que o confinam; (d) Colapso do painel para fora do plano

3

Caso de estudo – Edifício de Betão Armado com 15 pisos elevados

3.1. INTRODUÇÃO

Nesta dissertação, o estudo da influência das paredes de alvenaria no comportamento sísmico de um edifício de betão armado está associado a um caso prático e realista. Desta forma, neste capítulo será apresentado o caso de estudo em questão, a partir do qual serão feitas todas as análises necessárias para que se possam tirar as conclusões pretendidas em relação ao presente trabalho.

O edifício de betão armado estudado situa-se no Nepal, na capital, Kathmandu, tem 15 pisos elevados e destina-se unicamente à habitação. A sua construção teve início em outubro de 2009 e terminou em finais de 2012 (por falta de informação, não foi possível especificar a data de término da obra). Tendo em conta que este foi afetado por um sismo, designado sismo de Gorkha, que se fez sentir no dia 25 de Abril de 2015, e que, por isso, foi objeto de uma análise realizada por uma equipa da FEUP, que se deslocou ao Nepal no âmbito de uma avaliação pós-sismo, procurou-se implementar o estudo da influência das paredes de alvenaria neste edifício em particular, tirando partido das vantagens associadas à situação anteriormente mencionada (a de que foi objeto de uma análise pós-sismo realizada pela equipa da FEUP).

Procurar-se-á então, neste capítulo, descrever o edifício o mais detalhadamente possível, quer em termos arquitetónicos quer em termos estruturais. Posteriormente, caracterizar-se-á as paredes de alvenaria de enchimento, quanto às suas características e disposição na estrutura. Será também apresentada uma recolha e análise dos principais danos no edifício em estudo, dando relevância aos danos incidentes nas paredes de alvenaria. Seguir-se-á a apresentação e discussão da identificação dinâmica do edifício de betão armado, com base nos ensaios *in situ* realizados pela equipa da FEUP, no âmbito da avaliação pós-sismo, supra referida. A realização desses ensaios será descrita e detalhada, bem como o tratamento dos dados recolhidos. Por fim, serão demonstrados e comentados os resultados obtidos a partir dos ensaios realizados.

Grande parte da informação relevante usada para o desenvolvimento desta dissertação, como elementos detalhados do projeto de estruturas, identificação e registos fotográficos dos principais danos e caracterização dinâmica do edifício pós-sismo, obtida a partir dos ensaios *in situ*, foi reunida pela equipa da FEUP. Neste sentido, deve ser realçada a importância do trabalho desenvolvido por esta equipa na sua demanda ao Nepal, permitindo a realização deste estudo, que, por sua vez, também tem um caráter complementar e de continuidade do trabalho desenvolvido pela equipa da FEUP.

3.2. DESCRIÇÃO GERAL

Conforme já mencionado, o edifício de habitação multifamiliar situa-se no Nepal, na capital, Kathmandu, numa região calma mas central, Satdobato, e pertence a um grande empreendimento de luxo composto por um conjunto de moradias e por quatro torres, designado de *Cityscape Towers|Villas* (ver Figura 3.1). Este é propriedade de um grande grupo nepalês, envolvido em vários tipos de mercado, intitulado de CG (*Chaudhary Group*).



Figura 3.1 – Perspetiva do empreendimento *Cityscape Towers|Villas* (<http://www.cityscapenepal.com>, 2016)

Relativamente às torres e, particularizando, o seu projeto foi da autoria de um grupo indiano de arquitetos, designado *SKDAS Associated Architects*, uma equipa muito experiente e conhecida, com um currículo muito sólido e vasto, em termos de trabalhos realizados. Tipicamente, no Nepal, os maiores e mais importantes projetos, como este, são muitas vezes encomendados a grupos indianos para que sejam concebidos segundo o regulamento indiano, um regulamento bem mais completo, desenvolvido e antissísmico que qualquer código nepalês (ver subcapítulo 2.3.1). Quanto ao edifício a estudar, o mesmo destaca-se como sendo o mais alto das 4 torres e o mais próximo da estrada pública que dá acesso ao condomínio. Na Figura 3.2, evidencia-se o edifício em questão, nomeado como Torre 1A.



(a)



(b)

Figura 3.2 – (a) Planta do empreendimento *Cityscape Towers|Villas* com respetiva nomenclatura (<http://www.cityscapenepal.com>, 2016); (b) Vista geral da Torre 1A, edifício a estudar no desenvolvimento desta dissertação

O edifício é composto por 2 pisos subterrâneos e 15 elevados, com a particularidade do último ser um *duplex*, implicando a existência de um 16º piso recuado. Relativamente aos pisos elevados, estes apresentam um desenvolvimento em altura correspondente a 48,8m, sendo que o pé-direito do piso térreo é de 4m, valor tipicamente superior quando comparado com o dos restantes, que, neste caso, apresentam valores de 3,2m de altura. Do ponto de vista geométrico, o edifício é bastante irregular em planta, sendo constituído por 4 corpos de geometria idêntica, unidos por um outro corpo central (Figura 3.3). Todos os pisos elevados, com exceção do 16º, apresentam a mesma área de implantação, correspondente a, aproximadamente, 452 m², bem como a mesma tipologia geométrica, excetuando alguns pormenores arquitetónicos de carácter estético, que se revelam apenas em alguns andares do edifício. Pelo facto do 16º andar ser um complemento do 15º (que representa a parte superior do *duplex*), não correspondendo, portanto, a um piso completo, com uma área de implantação substancialmente inferior à dos restantes pisos e pelo facto de conter menos massa e menos elementos, torna-se um piso pouco relevante face aos restantes. Desta forma, a sua contribuição é desprezável, pelo que, no âmbito desta dissertação, serão apenas considerados os 15 pisos elevados.

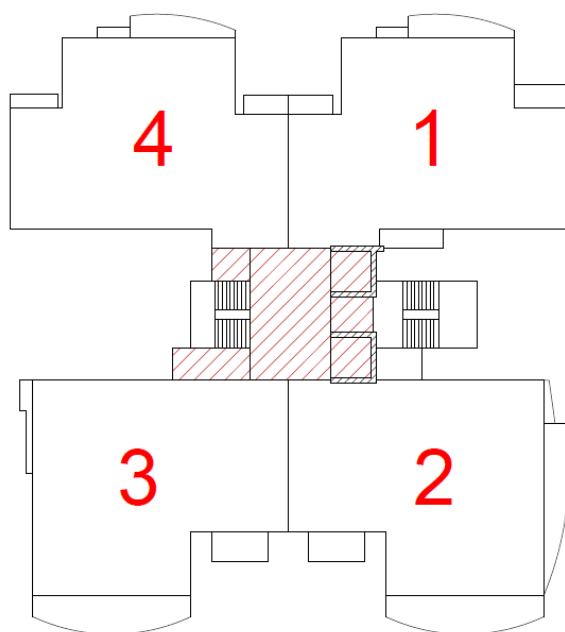


Figura 3.3 – Esquema da planta do edifício a estudar; os 4 grandes corpos constituintes da estrutura encontram-se identificados com números e o corpo central evidencia-se a trama vermelha

As caves destinam-se a lugares de garagem para os moradores e respetivos arrumos. No rés-do-chão, para além da entrada principal e de serviço, existem algumas habitações. De resto, todo o edifício é composto por residências multifamiliares com as seguintes tipologias: T1, T2, T2+1, T3, T3+1, T4 e T4 *Duplex*, correspondendo esta última, aos dois últimos pisos, 15º e 16º (por falta de informação, não foi possível situar as restantes tipologias no edifício). Na Figura 3.4 e Figura 3.5 apresenta-se a planta de arquitetura de um piso tipo deste edifício. Na primeira figura (Figura 3.4), a planta de arquitetura é exibida em formato de fotografia, representando a planta real (também poderá ser consultada em formato A3 no Anexo A do presente trabalho).

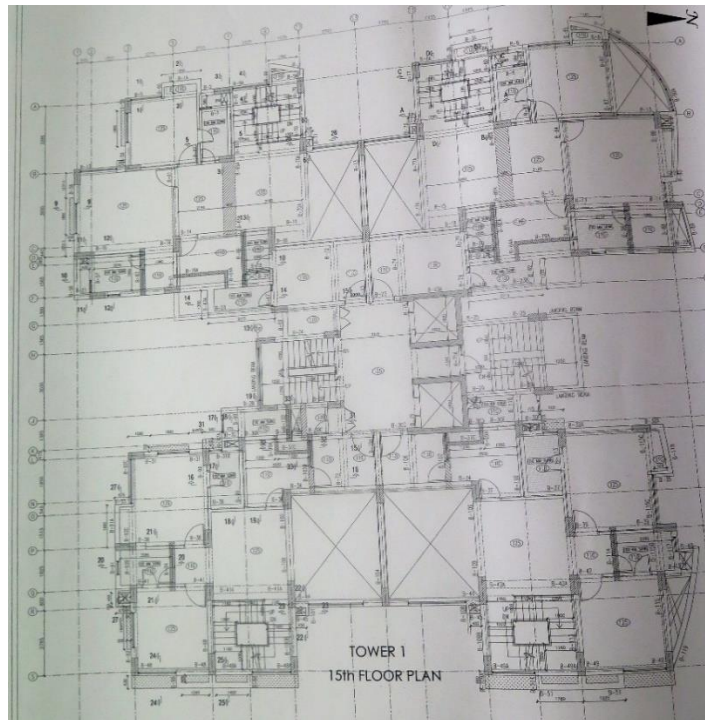


Figura 3.4 – Planta de arquitetura de um piso tipo do edifício em estudo (fotografia)

Na Figura 3.5, apresenta-se uma planta estrutural de um piso tipo deste edifício, obtida e trabalhada a partir da planta de projeto, mas que apenas inclui os elementos principais e definidores da estrutura. Desta forma, a sua compreensão torna-se mais simples.

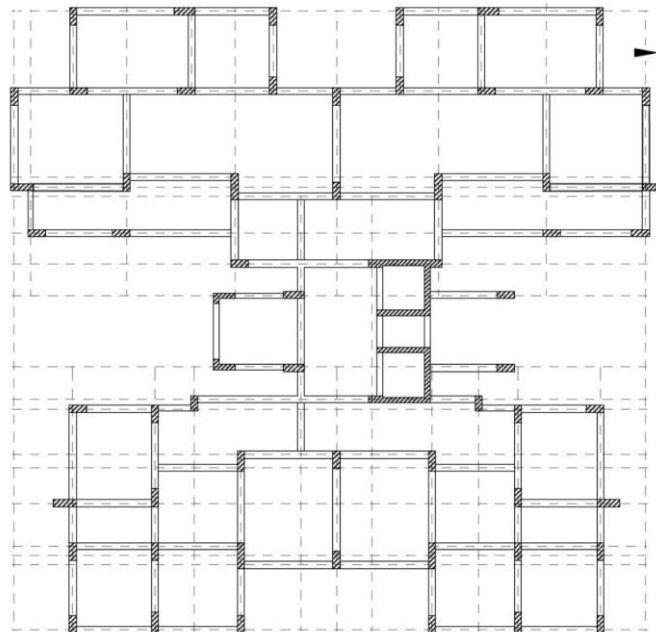


Figura 3.5 – Planta simplificada de um piso tipo do edifício em estudo

3.3. DESCRIÇÃO ESTRUTURAL

Esta torre é constituída por pórticos de betão armado, preenchidos com alvenaria de tijolo maciço, alinhados segundo a direção longitudinal e transversal, e por 2 núcleos de rigidez que servem de caixa de elevadores. A estrutura, perante o seu comportamento sob ações sísmicas horizontais, apresenta uma tipologia estrutural de sistema misto equivalente a sistema porticado.

Os pórticos de betão armado são constituídos por sistemas viga – pilar, com vãos relativamente pequenos. As vigas do edifício apresentam tipicamente duas secções com dimensões 300mm x 600mm e 230mm x 600mm. Pelo contrário, os pilares são constituídos por uma vasta gama de secções constantes em altura e bastante robustas, como se pode verificar no Quadro 3.1 e Figura 3.6. Ambos são apresentados, para que se possam localizar os pilares na planta da estrutura em questão.

Quadro 3.1 – Características e designações das secções dos pilares presentes no edifício em estudo

Secções dos Pilares			
Dimensões [mm]	Cor		Pilares (Designações)
900 x 300	Verde fluorescente		P2 P5 P29 P32 P55 P58
970 x 300	Rosa		P16 P43 P46
1125 x 300	Rosa Choque		P18 P20
1100 x 300	Azul Bébé		P49 P51
855 x 300	Amarelo		P40 P42
800 x 300	Cinza		P22
645 x 300	Cinzento		P34 P35
750 x 300	Azul		Restantes Pilares

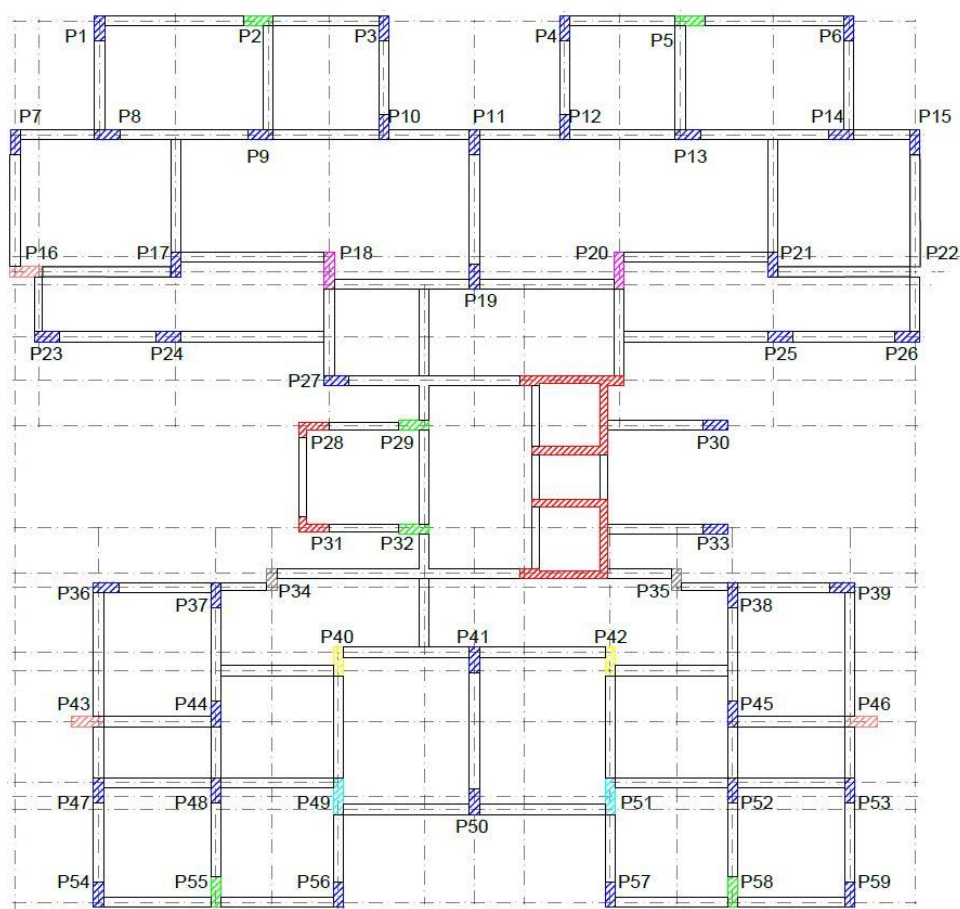


Figura 3.6 – Planta de um piso tipo com as designações e destaque a cores das secções dos vários pilares existentes

Quanto às lajes utilizadas, todas são maciças e apoiam-se nas vigas dos pórticos de betão armado, com exceção de alguns casos pontuais, como as lajes das varandas e outras, assinaladas na Figura 3.7, que se apoiam em vigas secundárias e nos núcleos de rigidez. Existem 2 tipos de espessura de laje usados no edifício: espessuras de 125 mm e de 110 mm. Na Figura 3.8 evidencia-se, também, a disposição das lajes na planta de arquitetura da estrutura em estudo.

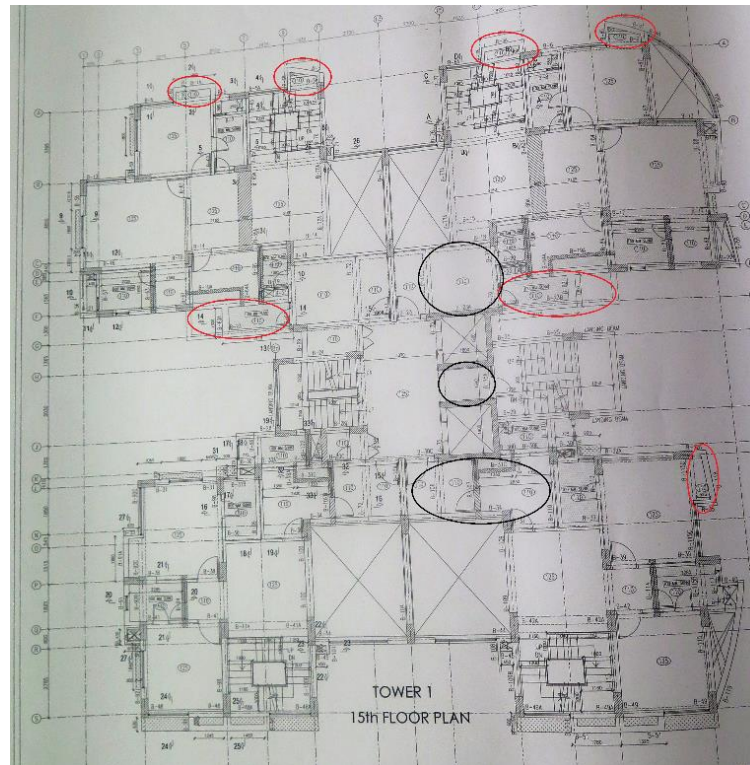


Figura 3.7 – Planta de arquitetura com destaque das situações acima referidas; os casos em que as lajes se apoiam em vigas secundárias (lajes das varandas) encontram-se circundadas a vermelho e os outros evidenciam-se a preto

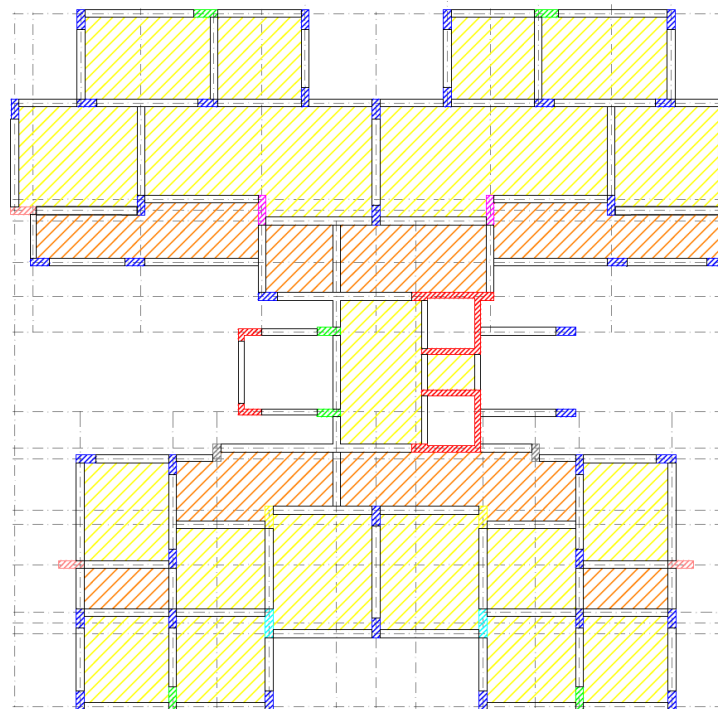


Figura 3.8 – Planta com pormenorização das lajes presentes no edifício; a trama amarela representa as lajes de espessura 125 mm enquanto que a trama laranja representa as de 110mm

As lajes das varandas, apenas representadas na Figura 3.7, apresentam todas espessuras de 110 mm.

Conforme já referido, o edifício apresenta 2 núcleos de rigidez que servem de caixa de elevadores, representando uma situação pouco comum, uma vez que nenhum dos núcleos se destina a servir de caixa de escadas. No entanto, nesta estrutura existem 2 caixas de escadas, executadas com pórticos de betão armado preenchidos com alvenaria de tijolo maciço, que servem de acesso às zonas de comunicação horizontal de cada piso e que, portanto, tal como as caixas de elevadores, se desenvolvem verticalmente desde as caves até à cobertura. Complementarmente, ainda existem 4 escadas que garantem a ligação vertical dos *duplex*, ligando o 15º piso ao 16º. Na Figura 3.9, destacam-se, na planta arquitetónica, os elementos anteriormente mencionados: caixas de elevadores, caixas de escadas e escadas dos duplex.

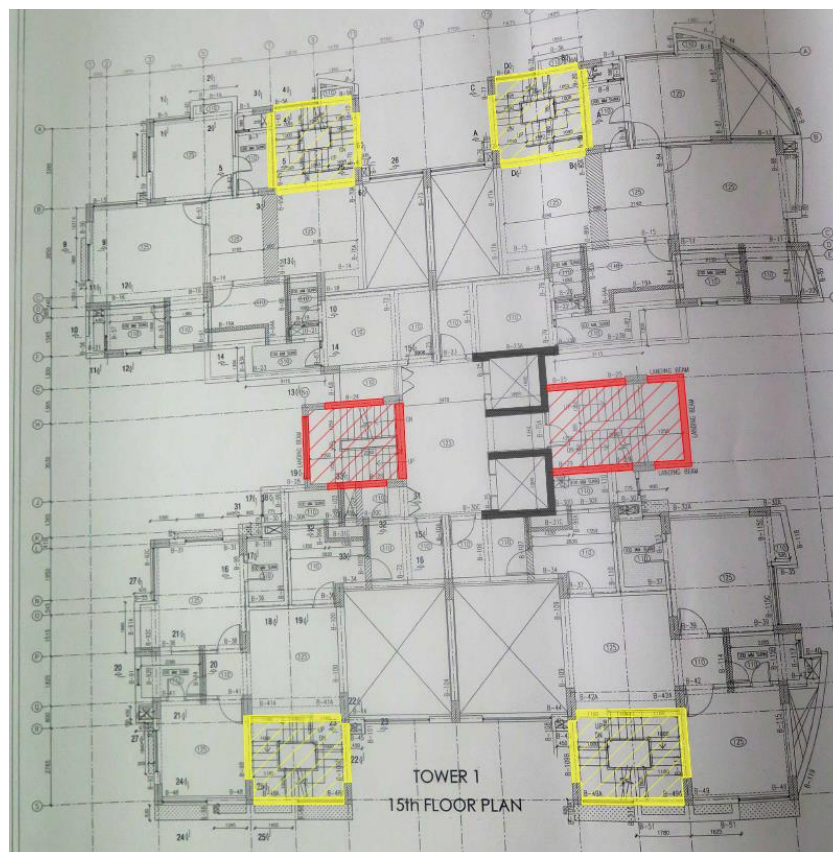


Figura 3.9 – Planta de arquitetura com destaque dos seguintes elementos: caixas de elevadores (a preto), caixas de escadas (a vermelho) e escadas (a amarelo)

Apesar da estrutura em estudo apresentar uma grande quantidade de elementos verticais de betão armado, nomeadamente pilares e lâminas, com secções bastante sólidas e 2 núcleos de rigidez, denota-se, ainda assim, um défice de elementos de contraventamento para a área de piso em questão. Além disso, observa-se um razoável número de casos em que as vigas se apoiam indiretamente umas nas outras (Figura 3.10 (a)), o que influencia negativamente a capacidade de resposta do edifício perante a ação sísmica. Por outro lado, verifica-se a permanência de vãos reduzidos na estrutura (máximo de 4,5m), com exceção de uma ou outra situação evidenciadas na Figura 3.10 (b).

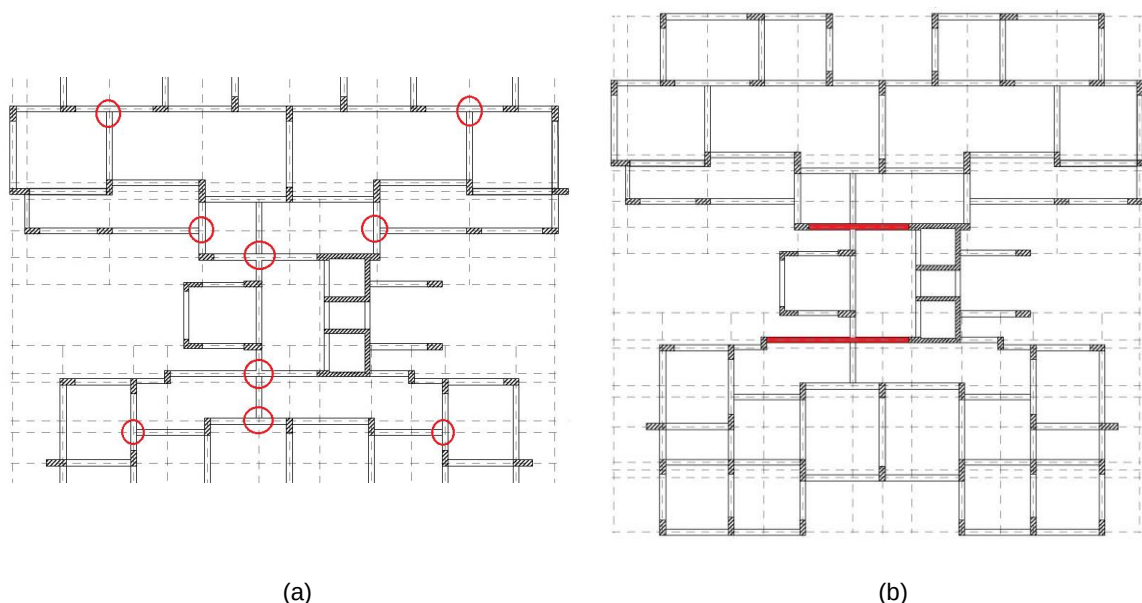


Figura 3.10 – (a) Destaque de alguns casos onde se verifica a existência de apoios indiretos (viga – viga), na estrutura em estudo; (b) Vãos presentes no edifício com comprimento superior a 5m

No Anexo A apresenta-se a totalidade das plantas arquitetónicas e estruturais do edifício em estudo, que foi possível aceder.

3.4. PAREDES DE ALVENARIA DE ENCHIMENTO

O estudo desta dissertação foca-se na influência das paredes de alvenaria no comportamento sísmico de um edifício de betão armado. Apesar das mesmas serem elementos não estruturais e, portanto, desprezar-se a sua contribuição no dimensionamento de projetos de estruturas, assumindo que essa é uma medida conservativa e do lado da segurança, a verdade é que sismos e estudos recentes revelam que a presença dos painéis de alvenaria tem uma influência muito significativa na resposta sísmica da estrutura, de forma favorável ou desfavorável. Com isto, facilmente se conclui a importância da sua consideração.

De seguida, apresentar-se-ão as características e disposição das paredes presentes no edifício de betão armado em estudo, localizando-as através das plantas arquitetónicas e fotografias recolhidas no local pela equipa da FEUP. Também serão referidos e mostrados alguns dos principais danos no edifício, em particular, nos seus painéis de alvenaria, resultantes do sismo Gorkha que se fez sentir no Nepal.

3.4.1. CARACTERIZAÇÃO E DISPOSIÇÃO DAS PAREDES DE ALVENARIA DE ENCHIMENTO

Neste edifício, a presença de paredes de alvenaria é bastante significativa, abrangendo uma notável variedade de painéis interiores e de fachada em termos de dimensões e tipologia.

As paredes de fachada são paredes compostas por 2 panos de tijolo maciço interligados a cada 2 fiadas, por intermédio de fiadas de tijolo maciço dispostos na direção ortogonal à dos panos. Todos os tijolos são assentes sobre leitos de argamassa cimentícia, conferindo à parede exterior uma espessura de 230 mm a 250 mm. Este tipo de configuração permite que a parede tenha um bom comportamento na direção ortogonal ao plano (fora do plano), uma vez que confere ao painel de enchimento um acréscimo de rigidez e, consequentemente, de resistência. Deste modo, quando comparadas com as paredes

tipicamente utilizadas em Portugal, este tipo de paredes de tijolo maciço apresentam um desempenho muito melhor. Na Figura 3.11 estão representados esquemas em corte das respectivas paredes exteriores.

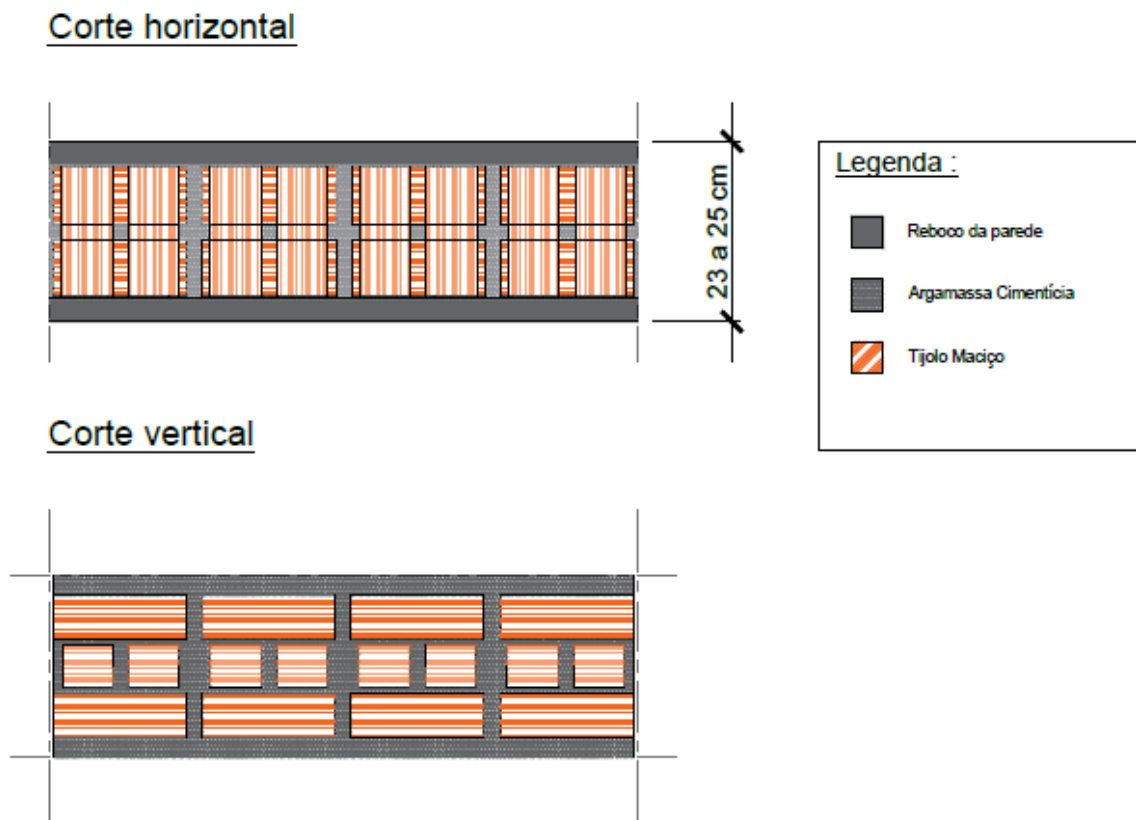


Figura 3.11 – Esquemas em corte da parede exterior tipo presente no edifício

Já as paredes interiores são paredes simples, compostas por 1 pano de tijolo maciço assente sobre argamassa cimentícia. A sua configuração é bastante mais simples que a das paredes exteriores e assemelha-se em tudo às paredes simples utilizadas em Portugal. Este tipo de painel de enchimento apresenta uma espessura que ronda os 150 mm. Seguidamente, apresentam-se esquemas definidores do tipo de parede em questão (Figura 3.12).

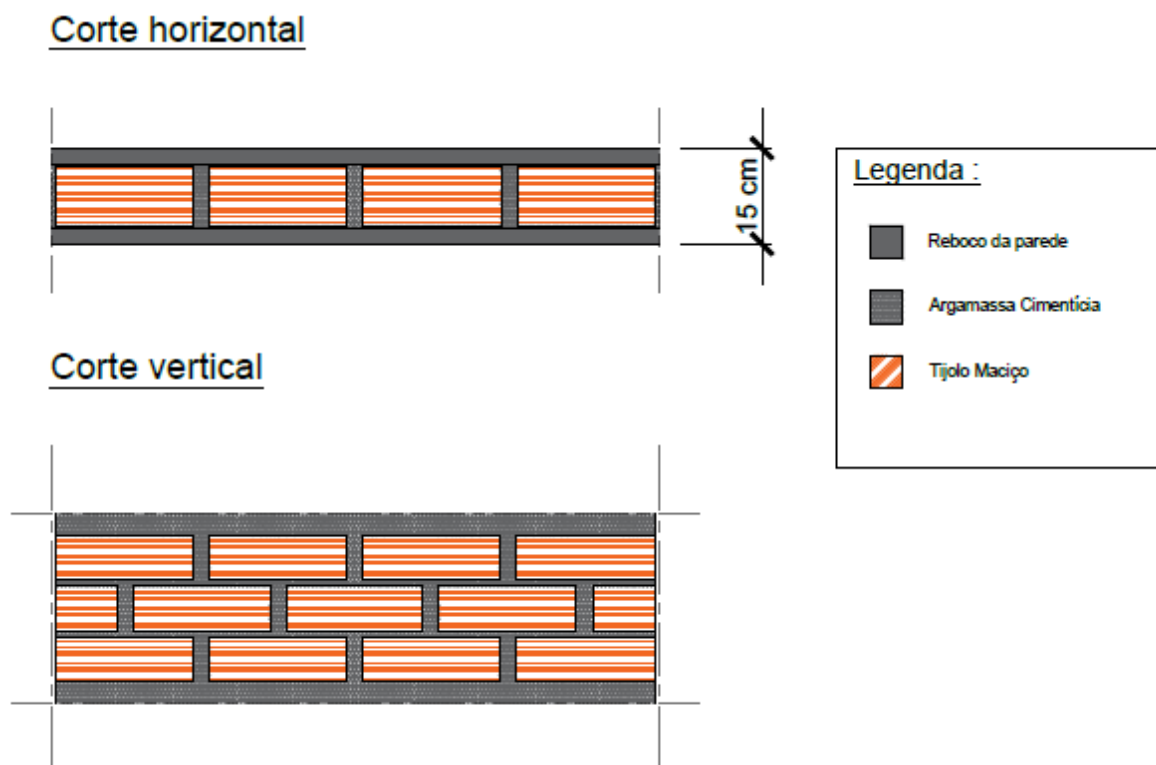
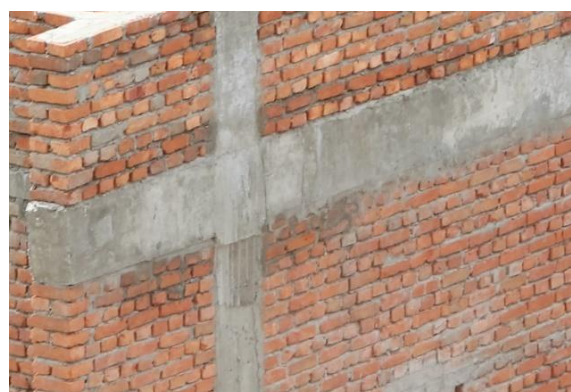


Figura 3.12 – Esquemas em corte da parede interior tipo presente no edifício

Na sequência do que acima foi referido acerca das características das paredes tipo exteriores e interiores presentes no edifício em estudo demonstram-se, na Figura 3.13 e Figura 3.14, fotografias tiradas no local que comprovam a estrutura destas paredes de alvenaria. Por falta de registos fotográficos que confirmem a constituição das paredes exteriores, recorreu-se a fotografias de uma vivenda ainda em construção, localizada no mesmo empreendimento que o edifício em questão, onde a estrutura das paredes exteriores é idêntica e perfeitamente visível.



(a)



(b)

Figura 3.13 – (a) Exemplo da parede exterior tipo presente no edifício; (b) Pormenor da constituição da parede exterior tipo



(a)



(b)

Figura 3.14 – (a) Exemplo da parede interior tipo presente no edifício; (b) Pormenor da constituição da parede interior tipo

Quanto à disposição dos painéis de alvenaria na estrutura em estudo, é importante referir que apenas no piso térreo (rés-do-chão) e nos 2 pisos subterrâneos (caves), a distribuição das paredes difere da disposição observada nos restantes pisos. Devido à falta de elementos caracterizadores do 16º piso e dos pisos subterrâneos, bem como devido à contribuição irrelevante em termos de rigidez e massa da parte do 16º piso em relação ao resto da estrutura, mais uma vez se realça que o estudo desta dissertação incide, apenas, sobre os 15 pisos elevados. Deste modo, no âmbito da avaliação e disposição das paredes de alvenaria presentes no edifício, também só serão tidas em conta, as que se situam nos 15 pisos elevados.

Apesar da falta de elementos estruturais e arquitetónicos relativos aos pisos subterrâneos, analisando a recolha fotográfica, realizada pela equipa da FEUP na sua deslocação ao Nepal, conclui-se que a presença de painéis de alvenaria é bastante escassa nestes pisos, quando comparada com a dos restantes. O facto de ambas as caves se destinarem a arrumos e ao estacionamento de viaturas, acaba por justificar esta ausência de paredes, evidenciada na Figura 3.15.



(a)



(b)

Figura 3.15 – Vista geral das caves do edifício em estudo

No piso térreo (rés-do-chão), grande parte dos painéis existentes são interiores uma vez que este andar se destina, principalmente, à entrada principal e de serviço. Dito isto, com a necessidade de espaço, inerente às funções do piso em questão, facilmente se compreende o reduzido número de paredes exteriores face ao número de interiores, distribuídas, essencialmente, pelas escassas habitações existentes na parte mais a oeste do rés-do-chão. Na Figura 3.16, apresentam-se algumas fotografias reveladoras dos espaços associados ao piso térreo, onde se pode verificar uma clara ausência de paredes exteriores.



(a)



(b)

Figura 3.16 – (a) Visão geral da zona de entrada do edifício situada no piso térreo da fachada este; (b) Visão geral da fachada norte do edifício, com destaque do rés-do-chão

Relativamente aos restantes pisos elevados, a presença de painéis de alvenaria é bastante visível, apresentando tipologias e dimensões diversas (que serão posteriormente discutidas). Em todas as fachadas do edifício existem paredes exteriores que, apesar de em alguns casos apresentarem aberturas, trabalham e têm algum contributo na resposta sísmica do edifício. O mesmo se pode dizer em relação às paredes interiores que, tal como as exteriores, abundam nestes pisos.

Com base num levantamento das paredes existentes no edifício, realizado segundo uma observação e avaliação cuidada das plantas arquitetónicas e dos registos fotográficos, foi possível identificar a disposição dos painéis de alvenaria na estrutura em estudo, relativamente aos 15 pisos elevados. Assim, na Figura 3.17 e Figura 3.18, apresentam-se as plantas com a distribuição das paredes no piso térreo e nos restantes pisos elevados. É de notar que estas plantas estruturais, nas quais se identificam e nomenclam as paredes de alvenaria, foram obtidas a partir da planta do projeto (em formato fotográfico), incluindo apenas os elementos mais importantes e definidores da estrutura. Assim, a identificação dos painéis de alvenaria na planta arquitetónica real também poderá ser analisada no Anexo A desta dissertação.

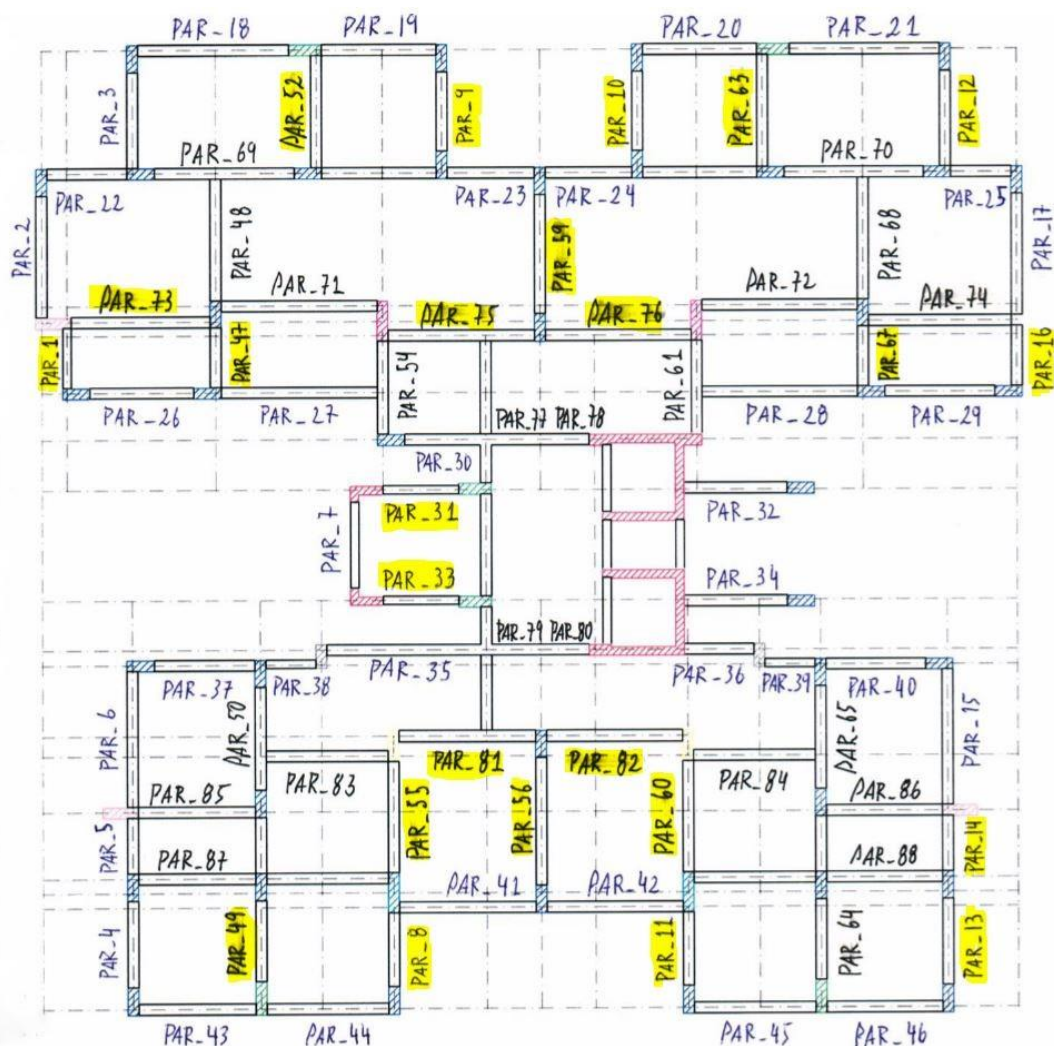


Figura 3.17 – Disposição das paredes de alvenaria nos 15 pisos elevados

Na Figura 3.18, que se seguirá, tal como na Figura 3.17, a nomenclatura das paredes exteriores está escrita a cor azul e a das interiores a cor preta. A designação atribuída aos vários painéis foi determinada segundo os vários alinhamentos presentes nas plantas. Complementarmente, sublinhou-se, também, a amarelo, as paredes sem aberturas.

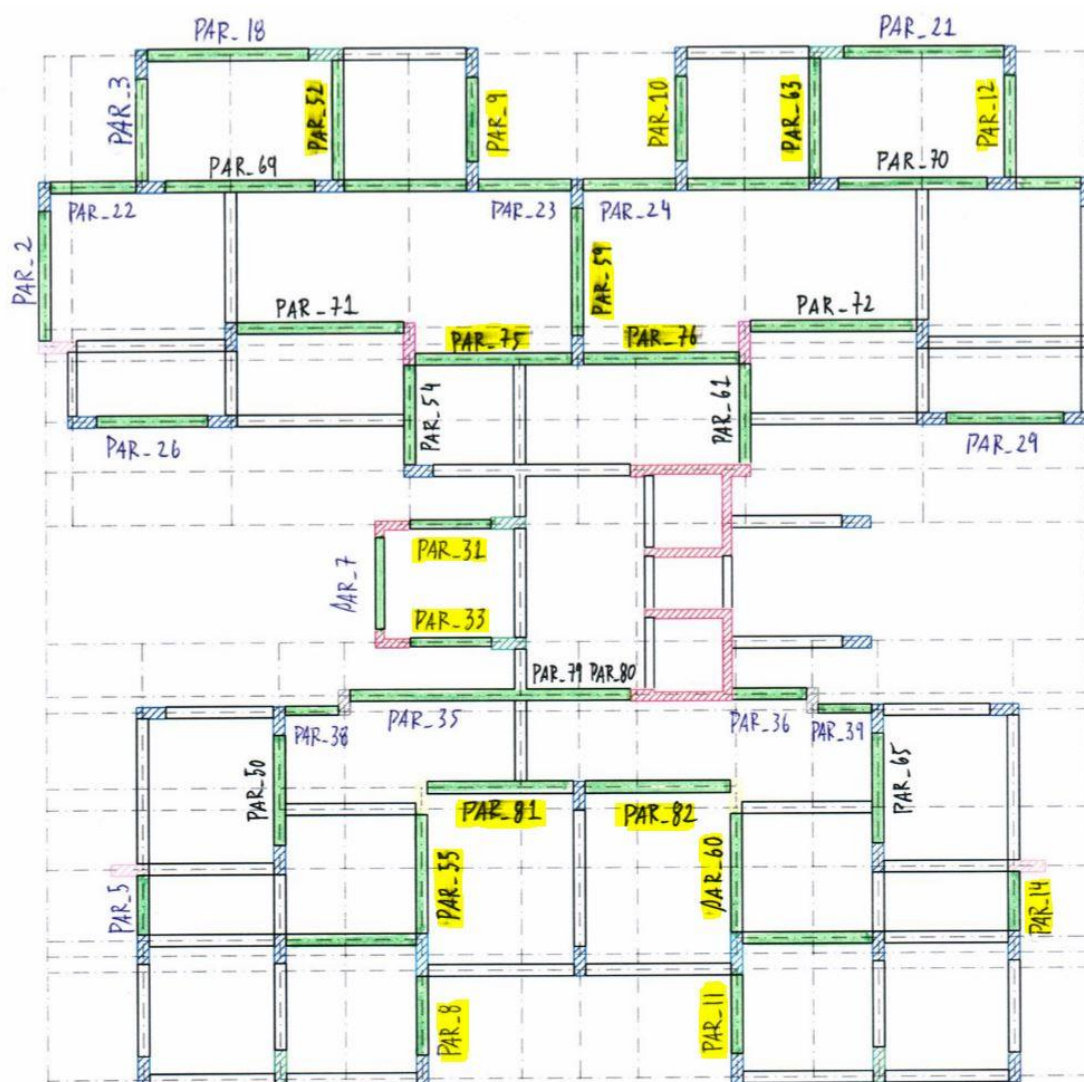
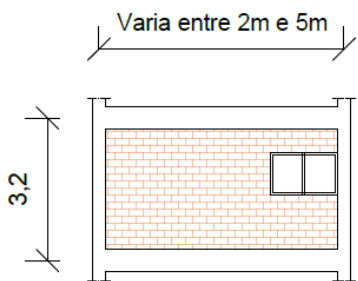
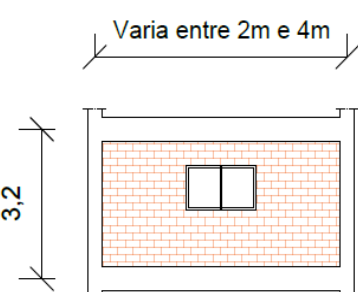
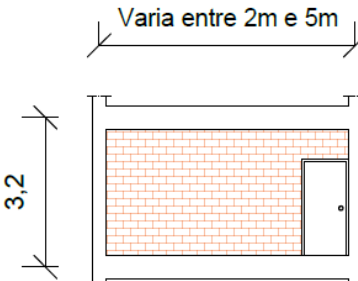
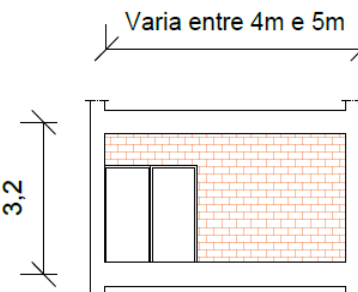


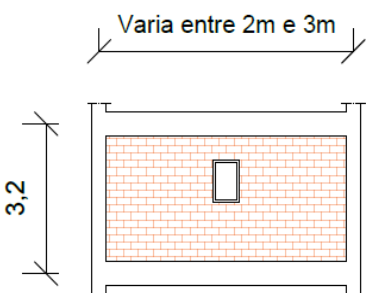
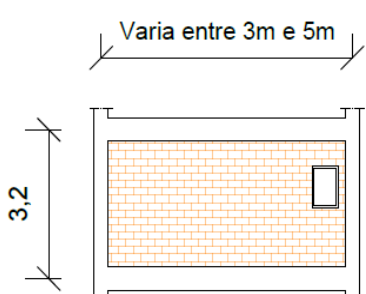
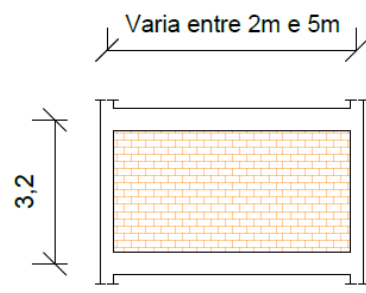
Figura 3.18 – Disposição das paredes de alvenaria no piso térreo do edifício em estudo

3.4.2. TIPOLOGIAS DAS PAREDES DE ALVENARIA DE ENCHIMENTO

Conforme já referido anteriormente, o edifício em estudo apresenta uma grande variedade de painéis interiores e exteriores em termos de dimensões e tipologias. Desde paredes confinadas nos quatro bordos e sem aberturas a paredes não confinadas com grandes percentagens de aberturas, surgiu a necessidade de, no âmbito da modelação das paredes (que será pormenorizada no próximo capítulo), organizar todos os painéis de enchimento de alvenaria por tipologias e dimensões. Desta forma, seguidamente, apresenta-se um quadro – síntese (Quadro 3.2) com as principais e mais relevantes tipologias e dimensões de paredes de alvenaria, observadas na estrutura em estudo. É de notar que, no âmbito da modelação dos painéis de alvenaria, decidiu-se desprezar as paredes com áreas de abertura demasiado elevadas e as que se encontram não confinadas, uma vez que não contribuem significativamente para o aumento da rigidez da estrutura, apenas para o aumento do valor da massa global. Posto isto, no Quadro 3.2, não serão incluídos esses casos. Refira-se no entanto que a sua massa foi considerada nos estudos desenvolvidos.

Quadro 3.2 – Síntese das paredes de alvenaria mais relevantes presentes no edifício organizadas por tipologias e dimensões

	Esquema Tipo	Foto	Paredes
Paredes de 2m a 3m			Parede 3 Parede 4
Paredes de 2m a 3m Paredes de 3m a 4m			Parede 7 Parede 37 Parede 2 Parede 40
Paredes de 2m a 3m Paredes de 3m a 4m Paredes de 4m a 5m			Parede 50 Parede 65 Parede 85 Parede 86 Parede 71 Parede 72
Paredes de 4m a 5m			Parede 15 Parede 18 Parede 21

Paredes de 2m a 3m			Parede 5
Paredes de 3m a 4m Paredes de 4m a 5m			Parede 26 Parede 29 Parede 17
Paredes de 2m a 3m Paredes de 3m a 4m Paredes de 4m a 5m			Parede 8 Parede 63 Parede 11 Parede 55 Parede 9 Parede 60 Parede 10 Parede 56 Parede 12 Parede 59 Parede 13 Parede 73 Parede 31 Parede 74 Parede 33 Parede 81 Parede 49 Parede 82 Parede 64 Parede 75 Parede 52 Parede 76

3.4.3. LEVANTAMENTO DE DANOS OBSERVADOS NO EDIFÍCIO

O edifício de betão armado com 15 pisos elevados é uma estrutura dimensionada segundo o código e normas indianas, um regulamento bastante competente e que abrange metodologias e regras de dimensionamento sísmico de estruturas de betão armado. Posto isto, com base na recolha fotográfica reunida pela equipa da FEUP, torna-se importante, no âmbito do estudo proposto por esta dissertação, a avaliação dos danos provocados pelo sismo de Gorkha no edifício.

Globalmente, a estrutura de betão armado teve um comportamento muito positivo na resposta à ação sísmica. Os danos estruturais observados, tendo em conta a magnitude do sismo em questão, foram ligeiros, sem implicar grandes preocupações ao nível estrutural. Com base na observação das fotografias apresentadas na Figura 3.19, torna-se claro que o dano global verificado nas paredes do edifício foi consideravelmente mais gravoso nos pisos inferiores, decrescendo, manifestamente, à medida que se sobe na estrutura. Não obstante, por questões de segurança e, para que se criassem condições para proceder à sua avaliação e reparação, o edifício foi temporariamente evacuado.



Figura 3.19 – (a) Fotografia da fachada norte do edifício; (b) Fotografia em perspectiva onde é visível parte da fachada sul e fachada este do edifício

No que diz respeito aos danos a elementos estruturais do edifício, conforme já mencionado, estes não foram merecedores de grande preocupação. Com exceção de alguns casos muito pontuais, que se reduzem ao início da formação de rótulas plásticas nos pilares dos pisos térreos e ao aparecimento de fendilhação, praticamente não se observaram danos estruturais de relevo.

Pelo contrário, relativamente aos danos em elementos não estruturais, particularmente nos painéis de alvenaria de enchimento, a sua presença foi bastante notória. Neste contexto, dos vários tipos de danos verificados, destacam-se, a rotura dos painéis no próprio plano com aparecimento de fissuração diagonal (Figura 3.20) ou de fissuração por corte, combinada com o deslizamento a meia altura do painel (Figura 3.21); outro tipo de dano igualmente observado foi o destacamento da parede em relação aos elementos de betão armado que a confinam (Figura 3.22). Em situações de painéis não confinados, nomeadamente, painéis interiores, verificou-se ainda alguns casos de colapso dos painéis para fora do plano (Figura 3.23). Este último tipo de dano incidiu mais sobre as paredes de alvenaria interiores, uma vez que as exteriores apresentam uma estrutura que lhes confere grande rigidez e resistência para fora do plano, conforme referido anteriormente.



(a)



(b)

Figura 3.20 – Exemplos fotográficos de roturas de painéis de alvenaria no próprio plano com aparecimento de fissuração diagonal



Figura 3.21 – Exemplo fotográfico da rotura de um painel no próprio plano com aparecimento de fissuração por corte combinada com o deslizamento a meia altura do painel



(a)



(b)

Figura 3.22 – Exemplo fotográfico do destacamento de um painel de alvenaria em relação aos elementos de betão armado que o confinam



Figura 3.23 – Exemplo fotográfico do colapso para fora do plano de um painel de alvenaria

3.5. IDENTIFICAÇÃO DINÂMICA

A identificação dinâmica combina técnicas experimentais com métodos analíticos para determinar as características dinâmicas de uma estrutura (Pinho, 2016). É frequentemente utilizada no suporte à inspeção e diagnóstico de estruturas, particularmente, quando se pretende estudar o seu comportamento face a ações dinâmicas, como o vento ou o sismo, ou obter propriedades mecânicas das estruturas, como por exemplo, a sua rigidez (Ferreira et al., 2011).

Conforme referido anteriormente, a equipa da FEUP realizou ensaios de identificação dinâmica no edifício de betão armado em estudo, o que permitiu a análise e avaliação das suas propriedades mecânicas, nomeadamente, as suas frequências naturais de vibração. Apesar dessas propriedades corresponderem à estrutura do edifício após o sismo (com a presença de elementos danificados), as mesmas serão extremamente úteis para comparação e calibração dos modelos numéricos desenvolvidos no programa SAP2000, que serão apresentados no capítulo seguinte.

3.5.1. AQUISIÇÃO DE DADOS DOS ENSAIOS REALIZADOS

O sucesso da identificação dinâmica de estruturas depende em grande parte da qualidade dos registos efetuados. Caso se efetuem registos de vibrações com erros, dificilmente se consegue proceder à sua correção em fase de pós-processamento (Lopes et al., 2010). Torna-se, portanto, essencial realizar um planeamento cuidadoso dos ensaios, definindo-se o equipamento a utilizar, o seu posicionamento e todos os restantes detalhes dos *setups* de ensaio (Lopes et al., 2010).

Para que a execução dos ensaios dinâmicos e posterior recolha de dados ocorresse, foi necessária a correta utilização dos seguintes instrumentos:

- i. 3 Sismógrafos triaxiais *GeoSIG*, modelo *GSR-18* (Figura 3.24 (a));
- ii. Um Computador portátil (Figura 3.24 (b));
- iii. Cabos de transmissão de dados (USB) (Figura 3.24 (b)) e GPS;



(a)



(b)

Figura 3.24 – (a) Fotografia de um dos sismógrafos utilizados pela equipa da FEUP nos ensaios de identificação dinâmica do edifício em estudo; (b) Computador portátil e cabos de transmissão de dados usados nos ensaios;

Na sequência da lista acima apresentada, referente aos instrumentos usados nos ensaios de identificação dinâmica da torre de 15 pisos elevados, facilmente se percebe que a execução dos ensaios foi feita com recurso à vibração ambiental. Apesar de não ser objeto de estudo desta dissertação a discussão dos vários métodos e equipamentos utilizados para conhecer as características dinâmicas das estruturas, torna-se importante clarificar o tipo de ensaios em questão.

A identificação dinâmica de estruturas pode ser efetuada com recurso a ensaios de vibração ambiental ou de excitação forçada (Pinho, 2016). Os primeiros permitem conhecer parâmetros modais de uma estrutura, tais como as frequências naturais e modos de vibração (Gentile e Saisi, 2007) sem ser necessário qualquer tipo de excitação forçada, tornando o ensaio mais económico e fácil de executar (Rodrigues, 2004). Neste tipo de ensaios, as ações do vento, do tráfego rodoviário ou ferroviário, do funcionamento dos equipamentos, de ondas marítimas ou quaisquer outras fontes presentes no local são responsáveis pela excitação das estruturas (Caetano, 1992), não sendo necessário o conhecimento das características da excitação. Deste modo, evidencia-se o carácter totalmente não destrutivo destes ensaios, que implicam apenas a fixação e calibração de sensores para registarem a resposta da estrutura, sem provocarem qualquer tipo de dano ou intrusão (Lopes et al., 2010). Em relação aos ensaios de excitação forçada, nestes, a estrutura é excitada em um ou mais pontos através de equipamentos que permitam introduzir vibrações na estrutura, como por exemplo, vibradores fixos, martelos de impulsos ou com recurso a explosões controladas (Pinho, 2016). Nestes casos, a excitação aplicada à estrutura pode ser controlada sendo, por isso, possível conhecer as características da excitação. Esta representa uma das grandes vantagens deste tipo de ensaios já que facilmente permite a realização da identificação modal da estrutura (Pinho, 2016). Por outro lado, desvantagens associadas a custos, dificuldades de transporte e à necessidade de interromper o funcionamento das estruturas durante a realização do ensaio fazem com que os ensaios de vibração forçada não sejam tão vulgarmente utilizados como os de vibração ambiental (Pinho, 2016).

3.5.2. Setups de ensaio

Particularizando, agora, os ensaios realizados com vista à identificação dinâmica do presente edifício, a equipa da FEUP efetuou 4 ensaios (*setups* #1, #2, #3 e #4) com a duração de 12 minutos cada. A realização destes aconteceu no dia 2 de Julho de 2015 e tiveram início às 6h30min (hora portuguesa).

Os sismógrafos utilizados permitem quantificar acelerações em três direções, pelo que foi possível determinar as frequências de vibração do edifício nas direções longitudinal, transversal e vertical. O armazenamento da informação recolhida foi feito num cartão de memória incorporado no sismógrafo para, posteriormente, ser feito o *download* e tratamento de dados. Além disso, a utilização do GPS neste tipo de ensaios permitiu a sincronização dos sismógrafos com a hora do GPS. Deste modo, conseguiram-se obter resultados simultâneos nos 3 sismógrafos, o que representa uma grande vantagem na identificação das frequências naturais e modos de vibração da estrutura.

Na Figura 3.25 demonstram-se os esquemas dos 4 *setups*, com pormenorização da localização dos sismógrafos na estrutura e respetivos eixos locais.

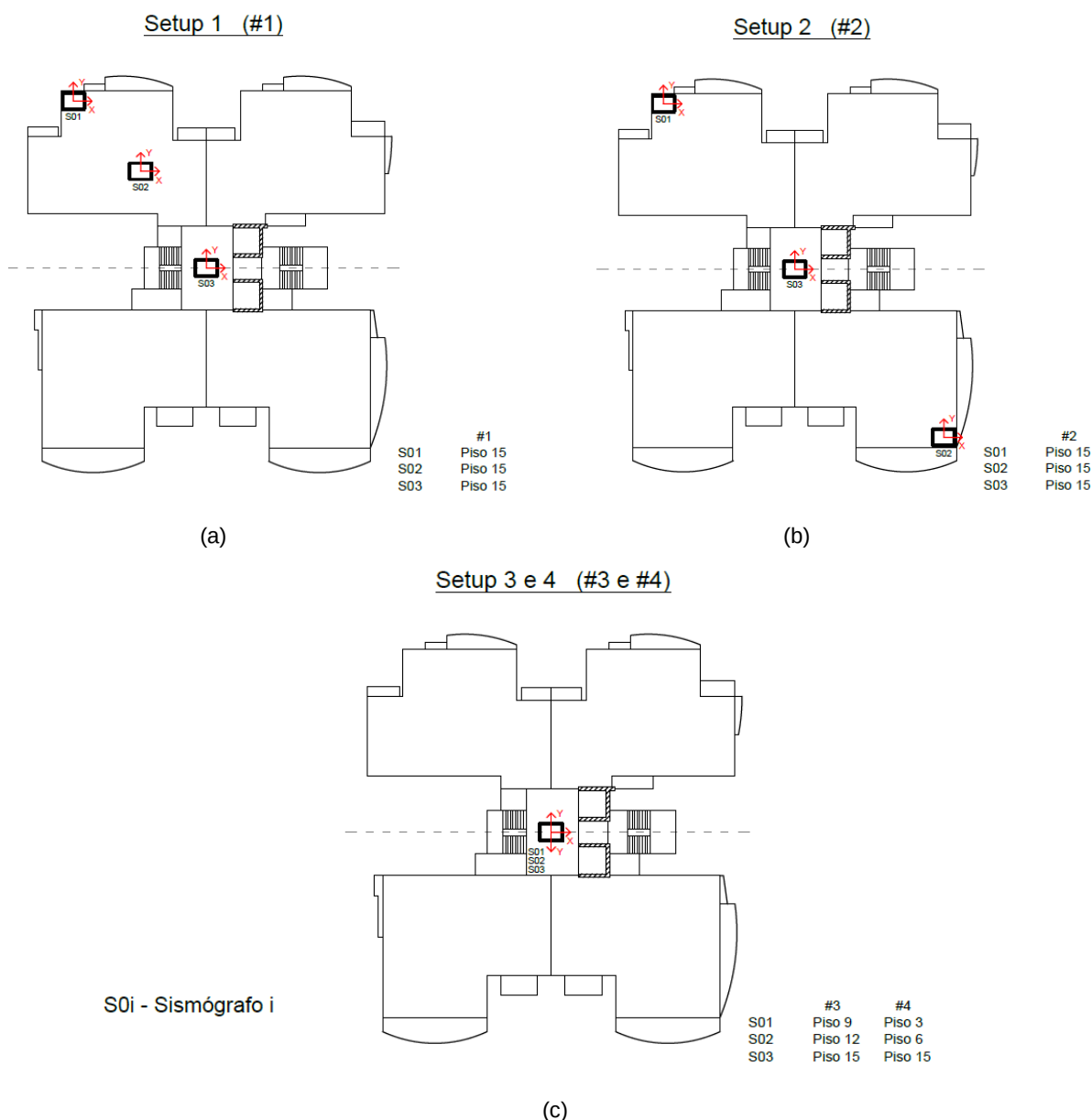


Figura 3.25 – (a) Esquema representativo do *setup* 1 relativo aos ensaios de identificação dinâmica; (b) Esquema representativo do *setup* 2 relativo aos ensaios de identificação dinâmica; (c) Esquema representativo dos *setups* 3 e 4 relativo aos ensaios de identificação dinâmica;

Com base na figura anterior (Figura 3.25), torna-se importante explicar as diferentes localizações adotadas para os vários sismógrafos utilizados nos *setups* realizados. O sismógrafo 3, acelerómetro de referência, manteve-se na mesma posição (15º andar) durante todos os ensaios. Com isto, pretendeu-se que existisse uma leitura comum para os vários *setups* efetuados para que se pudessem relacionar e comparar mais facilmente os diferentes resultados obtidos pelos restantes sismógrafos (Fernandes, 2014).

Em relação aos outros sismógrafos (1 e 2), estes foram colocados em diferentes posições, consoante o objetivo de cada ensaio. No 1º e 2º *setup*, pretendeu-se, respetivamente, captar modos de torção locais, nomeadamente, do corpo do lado esquerdo do edifício (corpo 4 – ver Figura 3.3), e modos de torção

globais (Figura 3.25 (a) e Figura 3.25 (b)). Assim, colocaram-se todos os sismógrafos no 15º andar nas localizações esquematizadas na Figura 3.25 (a) e na Figura 3.25 (b). Por outro lado, no 3º e 4º *setup*, pretendeu-se identificar, exclusivamente, modos de vibração longitudinais e transversais. Para isso, alinharam-se os sismógrafos ao longo de cotas diferentes (Figura 3.25 (c)); enquanto que no 3º ensaio, o sismógrafo 2 ocupou o 12º andar e o sismógrafo 1 o 9º andar, no 4º ensaio, o sismógrafo 2 passou a estar situado no 6º andar e o sismógrafo 1 no 3º andar.

Desta forma, com o auxílio de programas destinados ao tratamento deste tipo de dados (resultantes das leituras dos sismógrafos), conseguiu-se captar os parâmetros modais da estrutura pretendidos.

3.5.3. TRATAMENTO DOS RESULTADOS OBTIDOS

Dos registos das acelerações obtidas foram determinadas as correspondentes densidades espectrais de potência, com recurso a procedimentos baseados na transformada rápida de *Fourier* (*Fast Fourier Transform*, FFT), que fornecem uma estimativa das funções de transferência nos graus de liberdade instrumentados (Vicente, 2008). Recorrendo ao *software* GeoDAS 2.27, apresenta-se de seguida o processo de tratamento dos dados recolhidos (Costa, 2002):

- i. Aplicação de filtros de *Hanning* a janelas temporais dos registos de aceleração como forma de contrariar o efeito de *Leakage*;
- ii. Filtragem digital dos registos com um filtro passa – baixo regulado para 1/8 da frequência de amostragem de modo a contrariar o efeito de *Aliasing* e eliminar as componentes de alta frequência;
- iii. Filtragem digital dos registos com filtro passa – alto regulado para 1 Hz;
- iv. Correção *baseline* para anular o valor residual médio do registo;
- v. Determinação da FFT.

Na sequência das operações anteriormente referidas, foi possível obter resultados das frequências naturais de vibração na direção transversal e longitudinal. Na Figura 3.26, demonstra-se um exemplo de uma transformada de Fourier resultante das acelerações registadas por um dos sismógrafos num determinado ensaio.

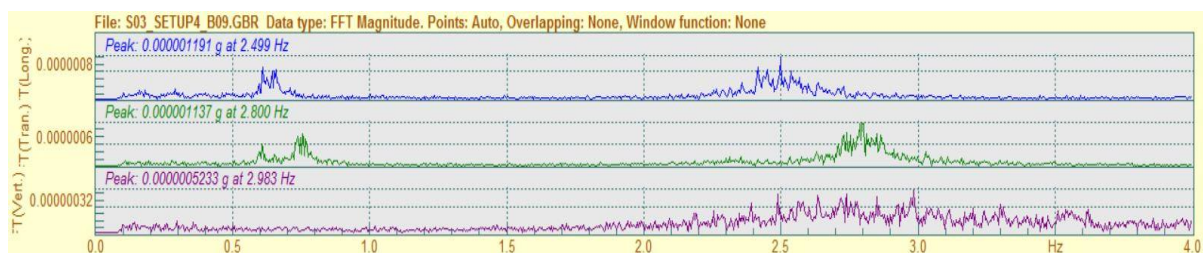


Figura 3.26 – Transformada de Fourier do registo das acelerações registadas pelo sismógrafo 3 no decorrer do 3º ensaio (*Setup* 3), obtida pelo método FFT

Todas as transformadas obtidas no âmbito desta identificação dinâmica exibem formatos pouco consistentes, dificultando a obtenção de resultados realistas e coerentes.

No entanto, após uma avaliação cuidada das várias transformadas de Fourier, conseguidas após o tratamento dos dados recolhidos, conseguiu-se tirar conclusões quanto à gama de valores das frequências

naturais de vibração dos primeiros e segundos modos. Apresentam-se nos quadros seguintes (Quadro 3.3 e Quadro 3.4) os resultados, já tratados, obtidos a partir de cada sismógrafo nos diferentes ensaios.

Quadro 3.3 – Frequências naturais associadas ao 1º modo de vibração do edifício estimadas a partir dos espectros de potência (valores obtidos a partir do *software* GeoDAS)

Sismógrafos	Frequências de vibração (1º Modo) [Hz]							
	Setup 1 (#1)		Setup 2 (#2)		Setup 3 (#3)		Setup 4 (#4)	
	Long.	Transv.	Long.	Transv.	Long.	Transv.	Long.	Transv.
S01	0,64	0,61	0,65	0,62	0,66	0,73	ERRO	-
S02	0,65	0,61	0,63	0,76	0,66	0,72	-	-
S03	0,64	0,76	0,66	0,72	0,64	0,76	0,61	0,76

Quadro 3.4 – Frequências naturais associadas ao 2º modo de vibração do edifício estimadas a partir dos espectros de potência (valores obtidos a partir do *software* GeoDAS)

Sismógrafos	Frequências de vibração (2º Modo) [Hz]							
	Setup 1 (#1)		Setup 2 (#2)		Setup 3 (#3)		Setup 4 (#4)	
	Long.	Transv.	Long.	Transv.	Long.	Transv.	Long.	Transv.
S01	2,41	2,32	2,46	2,34	2,45	2,82	ERRO	2,78
S02	2,46	2,78	2,33	2,78	2,41	2,8	2,5	2,78
S03	2,48	2,78	2,46	2,78	2,45	2,8	2,5	2,8

Analisando os resultados obtidos, conclui-se que as frequências naturais de vibração dos primeiros e segundos modos, referentes ao edifício danificado, correspondem aos valores de 0,644 Hz e 0,715Hz (na direção longitudinal e transversal) e de 2,446 Hz e 2,713 Hz (na direção longitudinal e transversal), respetivamente.

É de notar que, em relação às frequências de vibração associadas aos segundos modos, as mesmas apresentam-se com picos de aceleração bastante mais fortes e nítidos, comparativamente com as dos primeiros, sugerindo que estes sejam modos de translação consideravelmente “puros”. Já as frequências de vibração associadas aos primeiros modos representam a situação contrária, onde a torção poderá ter um papel bastante participativo. Na Figura 3.27 e Figura 3.28, apresentam-se exemplos comprovativos das situações anteriormente referidas, onde se pode identificar um registo de acelerações associado aos primeiros modos de vibração, muito pouco consistente e duvidoso.

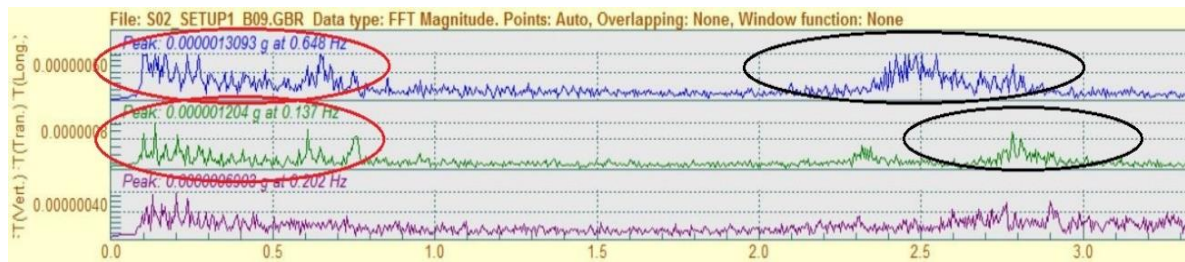


Figura 3.27 – Transformada de Fourier (FFT) do registo das acelerações registadas pelo sismógrafo 2 no decorrer do 1º ensaio (*Setup 1*); a vermelho encontram-se circundados os picos de aceleração associados aos primeiros modos de vibração; os valores de picos de aceleração correspondentes aos segundos modos de vibração assinalam-se a preto

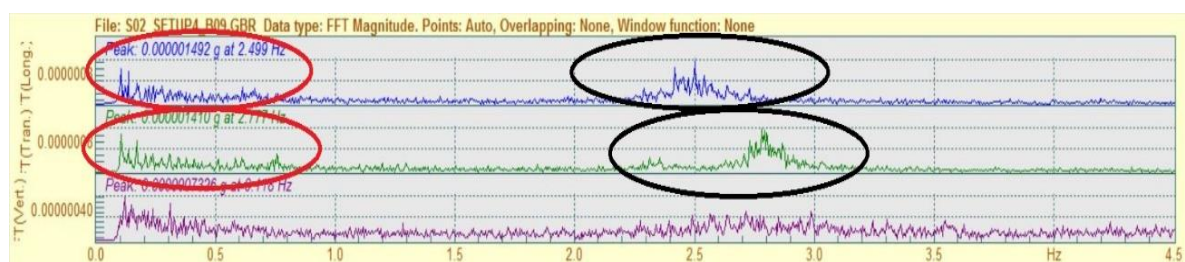


Figura 3.28 – Transformada de Fourier (FFT) do registo das acelerações registadas pelo sismógrafo 2 no decorrer do 4º ensaio (*Setup 4*); a vermelho encontram-se circundados os picos de aceleração associados aos primeiros modos de vibração; os valores de picos de aceleração correspondentes aos segundos modos de vibração assinalam-se a preto

Em todo caso, consideraram-se os valores de frequências obtidos, como meramente indicativos, uma vez não ter sido possível caracterizá-los de forma objetiva. Ainda assim, foram usados na calibração do modelo numérico do edifício com paredes danificadas, a apresentar no capítulo 5.

Posteriormente e tendo em conta os resultados pouco objetivos obtidos a partir do programa GeoDAS, recorreu-se ao *software* ARTEMIS Extractor. Este permite tratar os dados recolhidos pelos sismógrafos com a vantagem de atender ao sincronismo entre os mesmos. Desta forma, no programa em questão, é possível caracterizar de forma mais precisa os modos de vibração da estrutura, bem como a captação de modos de torção. Posto isto, utilizou-se o *software* anteriormente referido, para se tratarem os sinais recolhidos nos ensaios realizados; com base no método EFDD (*Enhanced Frequency Domain Decomposition*), método melhorado de decomposição no domínio da frequência, conseguiu-se passar os registos temporais dos sinais em questão para o domínio das frequências (Fernandes, 2014; Pinho, 2016). Seguidamente, seguiu-se a seleção dos picos dos espectros, através da técnica de *Peak Picking*, o que permitiu a obtenção das frequências naturais da estrutura (Fernandes, 2014; Pinho, 2016) (Figura 3.29).

É de notar que, na presente dissertação, não serão apresentados nem discutidos os métodos anteriormente referidos, utilizados na obtenção das frequências naturais do sistema em estudo. A tese de doutoramento de (Fernandes, 2014) e a dissertação de (Pinho, 2016) abordam com mais pormenor estes métodos e técnicas, aplicados nos respetivos trabalhos.

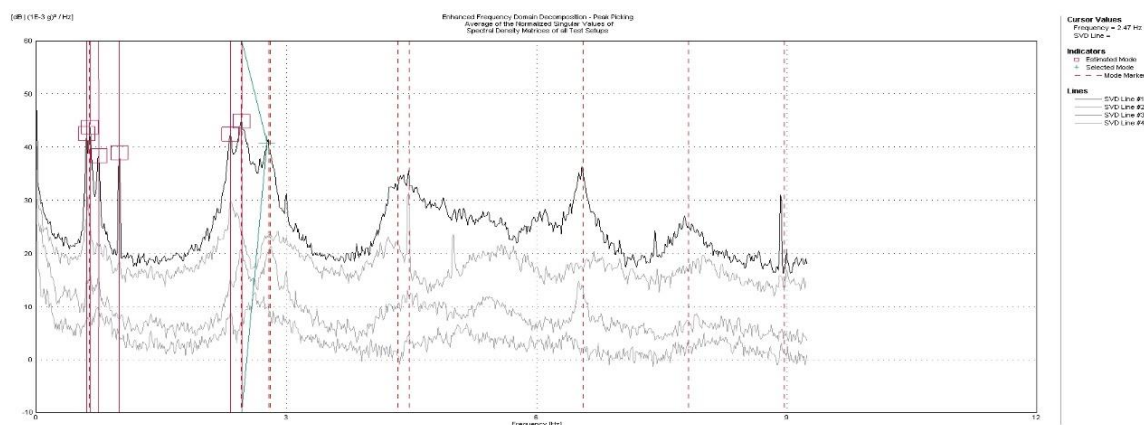


Figura 3.29 – Transformada de Fourier obtida pelo método EFDD, associada a um dos ensaios *in situ*, efetuados na estrutura em estudo

Observando a transformada apresentada na Figura 3.29, facilmente se valida a informação obtida através dos resultados adquiridos a partir do *software* GeoDAS, a de que os valores das frequências dos primeiros modos de vibração do edifício se encontram entre os 0,6 Hz e os 0,75 Hz e os dos segundos modos entre os 2,4 Hz e os 2,75 Hz. Conseguiu-se ainda identificar um 1º modo de torção “puro” correspondente a uma 1ª frequência fundamental de 0,61 Hz. No entanto, por motivos desconhecidos, não foi possível caracterizar de forma mais precisa os modos de vibração da estrutura, em particular os primeiros. Em relação a estes, apenas se conseguiu confirmar a presença de uma componente forte de torção, o que poderá sugerir que os primeiros modos de vibração sejam todos modos de torção. Quanto aos segundos, analogamente às conclusões tiradas a partir dos resultados obtidos pelo *software* GeoDAS, verificou-se que são modos de vibração bastante mais “puros” que os primeiros, associados, com algumas incertezas, a modos de translação.

Ainda assim, reforça-se novamente a ideia de que foram encontradas gamas de valores referentes às frequências naturais dos primeiros e segundos modos da estrutura. Esses valores representam uma valiosa informação, que permitirá a calibração e validação dos vários modelos a usar no estudo da influência das paredes de alvenaria no comportamento sísmico do edifício de betão armado com 15 pisos elevados.

4

Modelação numérica do caso de estudo

4.1. INTRODUÇÃO

Na presente dissertação, a modelação numérica assume um papel fulcral uma vez que representa o meio a partir do qual se poderão tirar conclusões acerca do tema em estudo. Assim, é fundamental que todo o processo de modelação seja pensado e executado com o maior cuidado e rigor, para que se consiga captar, de forma o mais realista possível, o comportamento da estrutura em estudo.

Deste modo, neste capítulo, será descrito o processo de modelação associado ao edifício de betão armado de 15 pisos elevados, caracterizado no capítulo 3. Inicialmente, serão evidenciados os aspetos relativos à modelação dos elementos de betão armado da estrutura, que constituirá um dos modelos a ser estudado: o modelo do edifício sem paredes de alvenaria. As propriedades dos materiais utilizados, bem como as ações atuantes sobre a estrutura serão também referidas.

Posteriormente, seguir-se-á a descrição da estratégia de modelação das paredes de alvenaria no modelo tridimensional já existente, resultando na gênese de um outro modelo. As mesmas serão simuladas com base no método das bielas diagonais equivalentes e as suas características geométricas serão estimadas segundo o método de Al-Chaar e o método de Priestley. Ambos serão alvo de discussão no presente capítulo. É importante ainda referir que parte do processo da modelação dos painéis de enchimento de alvenaria passará por uma etapa de seleção consoante as suas características e tipologias (assunto já abordado no capítulo 3).

4.2. MODELAÇÃO NUMÉRICA DA ESTRUTURA DE BETÃO ARMADO

4.2.1. DEFINIÇÃO E SIMPLIFICAÇÃO DO MODELO ESTRUTURAL

Numa fase inicial do processo de modelação, analisaram-se as plantas estruturais e arquitetónicas, bem como todos os elementos fotográficos recolhidos pela equipa da FEUP na sua demanda ao Nepal. Pretendeu-se, primeiramente, estudar e perceber o funcionamento da estrutura em questão, para que a sua modelação reproduzisse, de forma o mais realista possível, o comportamento do edifício.

Com isto, não só foi possível identificar os elementos principais e mais definidores da estrutura, mas também simplificar a sua planta estrutural, não incluindo os elementos considerados como menos importantes. Para além disso, também se definiu um piso tipo que representasse os 15 pisos elevados, evitando, desta forma, a modelação individual dos vários pisos que compõem este edifício. Reforça-se novamente a ideia de que, tanto os pisos subterrâneos como o 16º piso possuem plantas e áreas de implantação muito diferentes das dos restantes; complementarmente, conforme já mencionado, pelo facto do 16º piso ser um complemento do 15º, não correspondendo a um piso completo, a sua massa e

rigidez torna-se pouco relevante em relação à dos restantes. Assim, no âmbito desta dissertação, optou-se por desprezar o contributo do 16º piso e pisos subterrâneos.

Teceram-se ainda, outras considerações importantes, no âmbito da modelação, que se prendem com o alinhamento dos pilares ao longo da estrutura, bem como o ajuste da posição dos pilares em relação aos respetivos alinhamentos, posicionando-os em função do seu centro geométrico. Deste modo, evitam-se situações em que as vigas se apoiam excentricamente nos pilares, o que, de certa forma, poderá introduzir problemas numéricos no modelo da estrutura, tornando-o ainda mais complexo e difícil de reproduzir. Evidenciam-se, nas figuras seguintes (Figura 4.1 e Figura 4.2), as simplificações nas plantas, acima descritas.

É importante referir que todas estas simplificações (inclusive outras, que serão mencionadas posteriormente) foram adotadas com o objetivo de facilitar e tornar mais simples a modelação do edifício em estudo. No entanto, houve toda uma ponderação e discussão em torno dessas simplificações de maneira a que se garantisse que a sua consideração em nada influenciava a correta reprodução do edifício.

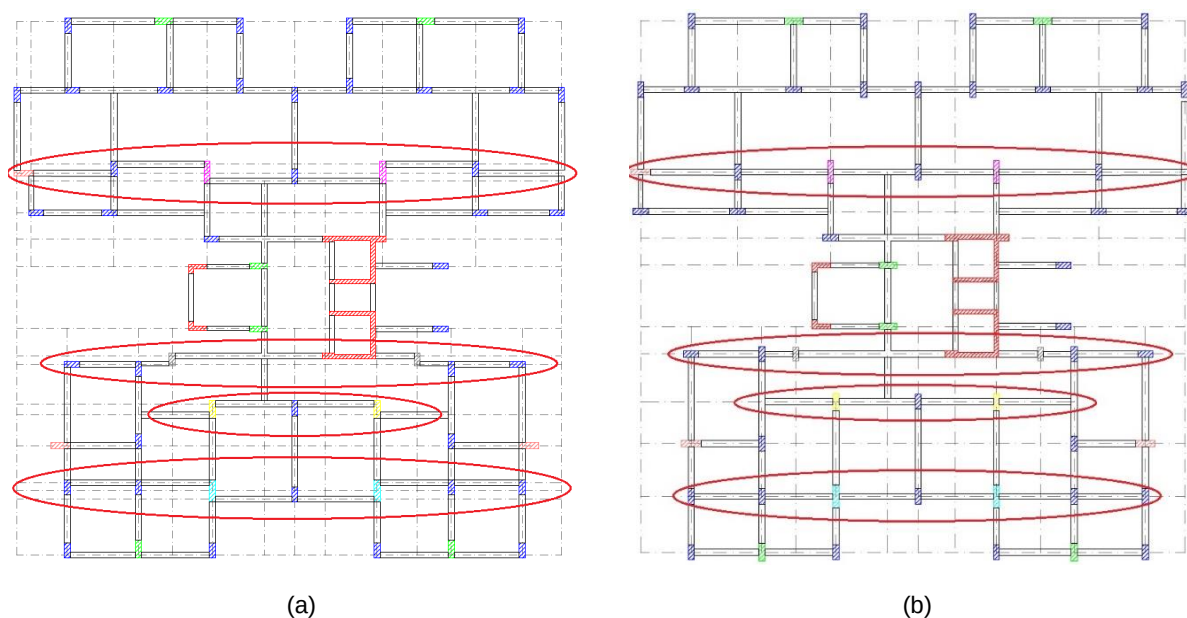


Figura 4.1 – Alinhamento dos pilares em vários troços da estrutura, representando (a) e (b) os cenários antes e depois, respetivamente

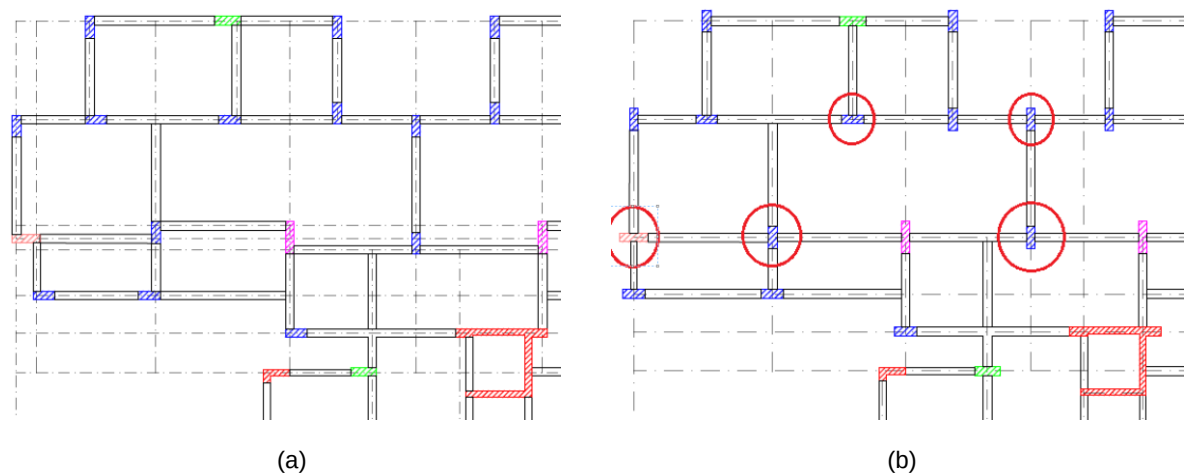


Figura 4.2 – Exemplos do ajuste da posição dos pilares em relação às vigas, representando (a) e (b) os cenários antes e depois, respetivamente

4.2.2. CONSIDERAÇÕES E ESTRATÉGIA DE MODELAÇÃO DOS ELEMENTOS ESTRUTURAIS

Após as simplificações acima referidas, procedeu-se à modelação propriamente dita da estrutura sem paredes, no programa SAP2000, começando por se importar todos os alinhamentos da planta realizada em AutoCAD, a partir dos quais foi possível iniciar a atribuição dos vários elementos a considerar. Assim, modelaram-se as vigas e os pilares recorrendo a elementos de barra. As suas disposições seguem as das plantas apresentadas na Figura 4.1 (b) e na Figura 4.2 (b) e as suas secções estão concordantes com as evidenciadas no capítulo anterior (subcapítulo 3.3 e Quadro 3.1). As cores associadas às diferentes secções dos pilares, igualmente apresentadas no Quadro 3.1, também foram respeitadas na modelação dos pilares, uma vez representarem uma enorme vantagem na identificação dos mesmos. Na Figura 4.3, demonstram-se imagens da modelação em SAP2000 dos elementos supracitados.

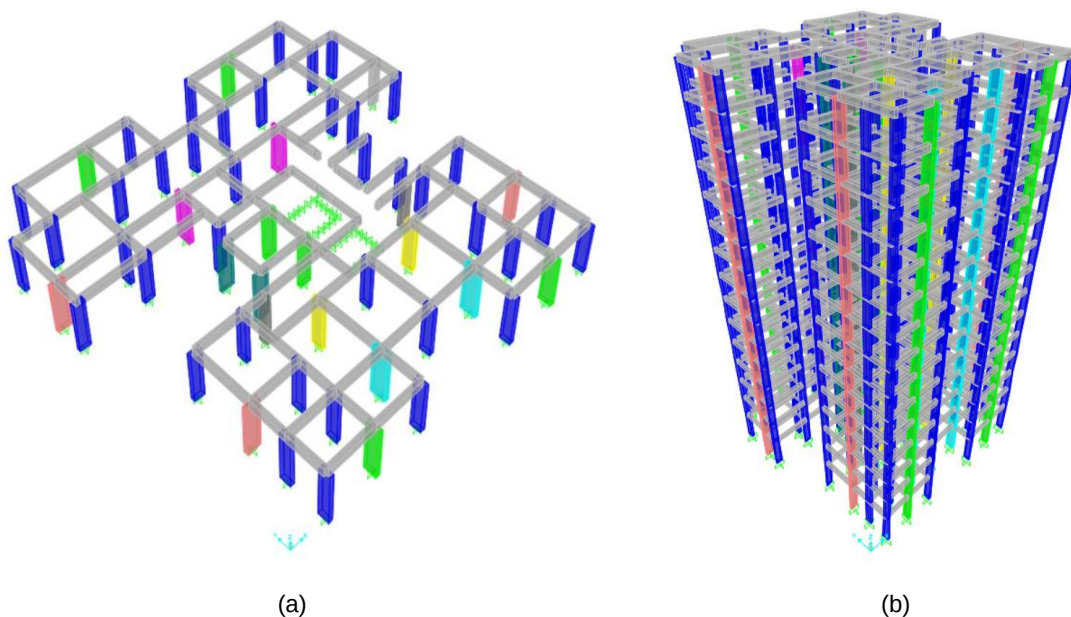


Figura 4.3 – Modelação das vigas e pilares considerados do edifício em estudo: (a) representação do 1º piso do modelo da estrutura; (b) representação dos 15 pisos elevados do modelo da estrutura

É de notar que, na modelação do edifício em estudo, se encontram encastrados na base, todos os elementos verticais que integram a estrutura. Esta consideração visa representar o efeito dos pisos enterrados que, por serem delimitados por muros de suporte de terras, conferem uma rigidez enorme à estrutura ao nível do solo. Deste modo e, tendo em conta que a modelação dos pisos subterrâneos não é relevante para o tipo de estudo que se pretende realizar, representa-se o efeito dos mesmos na restante estrutura recorrendo aos encastramentos na base, ou seja, no piso do R/C.

Relativamente aos 2 núcleos de rigidez e às lajes presentes no edifício, ambos foram modelados recorrendo a elementos finitos (elementos do tipo casca) com dimensões correspondentes às espessuras dos núcleos e das várias lajes existentes. As malhas de elementos finitos geradas foram refinadas manualmente, com divisão das mesmas o mais uniformemente possível, através de elementos finitos quadrados. Atenderam-se a pormenores como a ligação dos elementos finitos de casca a elementos de barra e a ligação dos elementos finitos casca dos núcleos de rigidez aos das lajes. Em relação à primeira e, com base no estudo desenvolvido por Carvalho (2012), garantiu-se, em função da altura do elemento de barra, uma ligação com um prolongamento adequado (que, tipicamente, pode variar entre 0,5m a 1,5m); em relação à segunda e, suportado pelo mesmo estudo, assegurou-se a compatibilização dos elementos finitos de casca dos núcleos de rigidez ao nível da interseção com os elementos finitos casca das lajes, conforme evidenciado na Figura 4.4.

Realça-se ainda que, para a modelação das lajes presentes no edifício se considerou o funcionamento de diafragma rígido ao nível dos pisos, levando a que estes funcionem como um corpo rígido. Esta consideração permitiu que se captassem mais facilmente os movimentos globais do edifício que por sinal são aqueles que maior contribuição têm na resposta da estrutura e que mais interesse têm para o estudo em questão.

Na Figura 4.5, apresentam-se imagens da modelação em SAP2000 das lajes e núcleos de rigidez presentes no edifício em estudo.

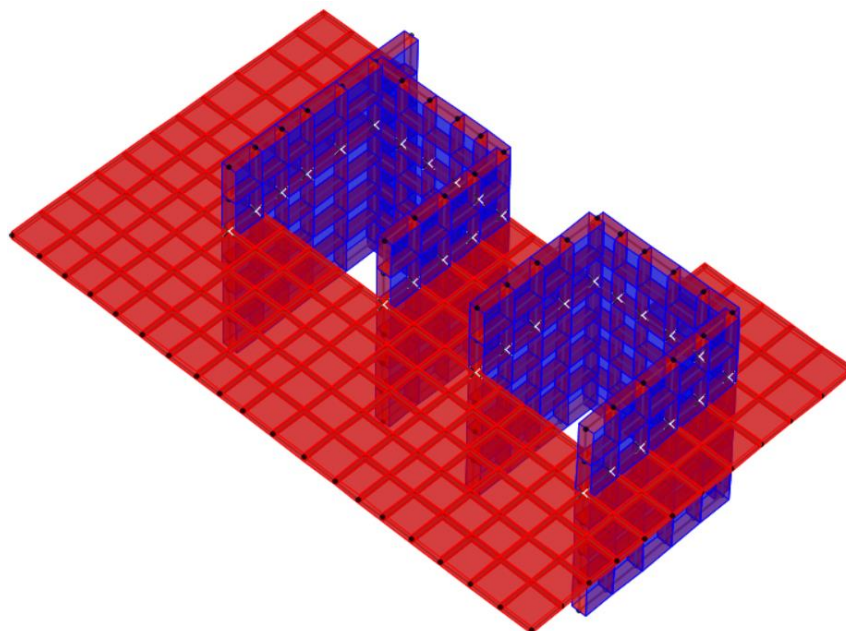


Figura 4.4 – Ligação dos nós dos elementos finitos casca dos núcleos aos das lajes

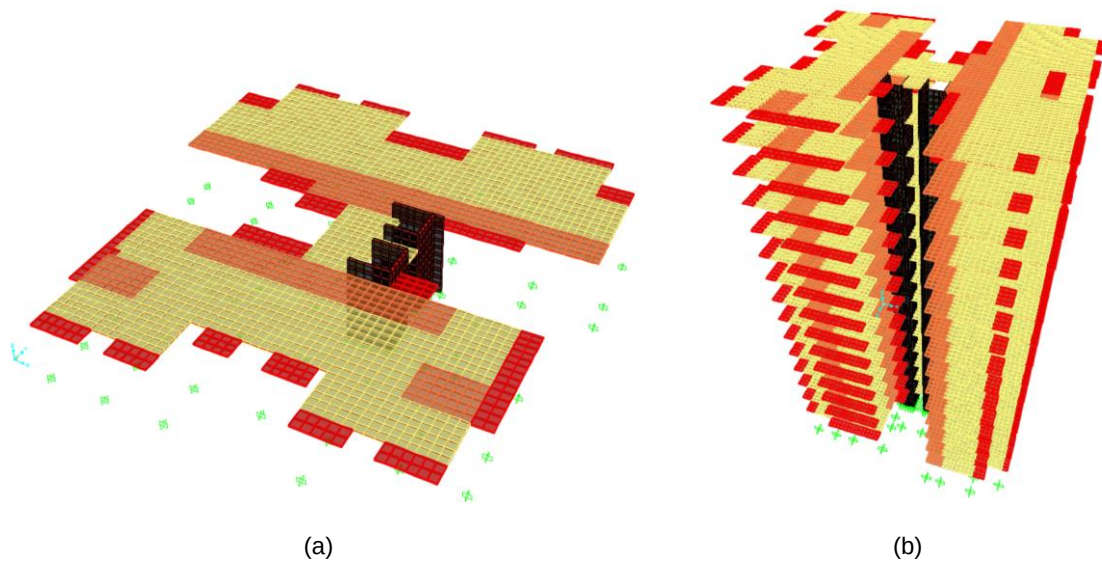


Figura 4.5 – Modelação dos núcleos de rigidez e das lajes, existentes no edifício em estudo: (a) representação do 1º piso do modelo da estrutura; (b) representação dos 15 pisos elevados do modelo da estrutura

A modelação das escadas existentes na estrutura em estudo foi desprezada já que o seu contributo em termos de rigidez é bastante inferior face ao das duas caixas de elevadores. Isto, aliado ao facto da modelação deste tipo de elementos ser bastante complexa e detalhada, fez com que não se incluisse os mesmos no modelo. Apenas foi tido em conta o seu contributo em termos de massa, considerada nas ações aplicadas à estrutura.

Apresenta-se, na Figura 4.6, imagens do modelo final do edifício de betão armado em estudo, sem paredes.

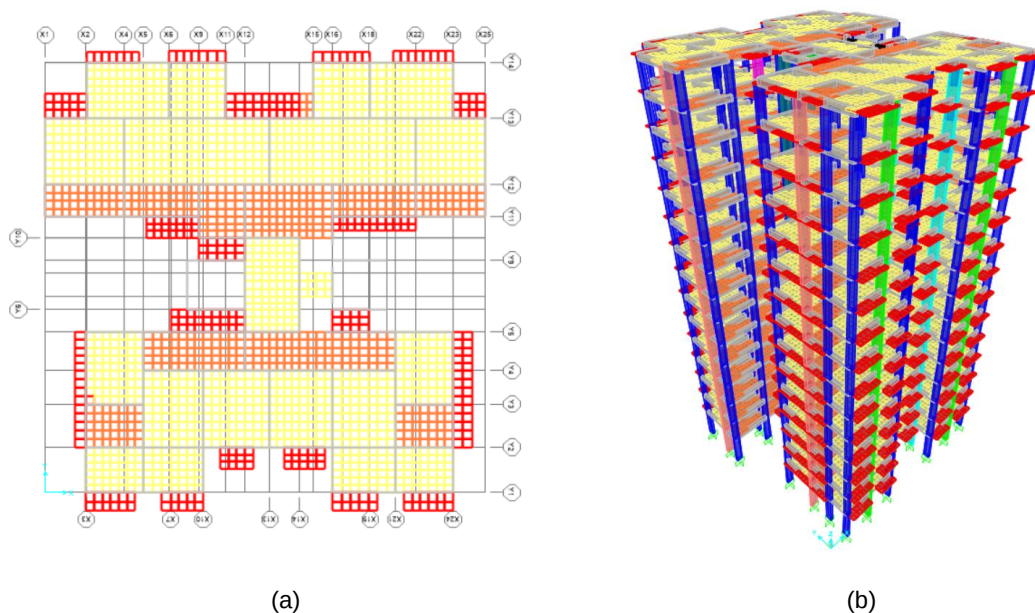


Figura 4.6 – Modelo final do edifício de betão armado sem paredes: (a) vista em planta; (b) vista geral do modelo tridimensional

4.2.3. MATERIAIS

Por falta de informação referente ao tipo de materiais usados nos diferentes elementos que constituem o edifício, não foi possível identificá-los. No entanto, com base no estudo realizado por Chaulagain (2014), conclui-se que, tipicamente, o tipo de betão e aço usados nos edifícios mais comuns de betão armado no Nepal são da classe M20 e Fe415, respetivamente. Assim e, tendo em conta que o edifício de betão armado em estudo, não é uma estrutura corrente no Nepal, assume-se que a classe de betão usada nos elementos desta estrutura corresponde a uma mais resistente como é o caso da M30 ou M35, equivalentes, respetivamente, às classes de betão C25/30 ou C30/37, frequentemente utilizadas em Portugal. Por simplificação, adotou-se a classe de betão C30/37, que corresponderá aos vários elementos anteriormente referidos (vigas, pilares, núcleos de rigidez e lajes). No Quadro 4.1 apresentam-se as propriedades do betão C30/37, adotado na modelação.

Quadro 4.1 – Propriedades mecânicas do betão da classe C30/37

Betão C30 /37				
Peso específico [KN/m³]	f_{ck} [MPa]	f_{cd} [MPa]	f_{ctm} [Mpa]	E_{cm} [Gpa]
25	30	20	2,9	33

Nada se concluiu em relação ao tipo de aço usado na estrutura em estudo, uma vez que, para o tipo de análise (elástica) proposta pela presente dissertação, a consideração das armaduras ordinárias é irrelevante.

4.2.4. AÇÕES APLICADAS

Nos vários modelos realizados, no âmbito do estudo da influência das paredes de alvenaria no comportamento sísmico do edifício de betão armado com 15 pisos elevados, foram consideradas ações de carácter permanente, variável e ações sísmicas.

As ações permanentes consideradas incluem o peso próprio dos elementos estruturais e o peso próprio dos elementos não estruturais. Assim, este tipo de ações (permanentes) dividem-se nos seguintes subconjuntos de ações: Peso Próprio, Restantes Cargas Permanentes (revestimentos) e Restantes Cargas Permanentes (Paredes + outros elementos).

No caso dos elementos estruturais modelados, todo o peso próprio foi obtido, automaticamente, pelo programa de cálculo usado, SAP2000.

Em relação às Restantes Cargas Permanentes (revestimentos), estas são ações permanentes que apenas dizem respeito aos revestimentos usados no edifício. Deste modo, adotou-se um valor ponderado de 1,10 KN/m², aplicado sobre todas as lajes (exceto as das varandas) do 1º ao 15º piso.

A massa das paredes de alvenaria, dos elementos de carácter estético presentes no edifício, dos elementos estruturais desprezados no âmbito da modelação (como algumas vigas secundárias e outras apoiadas de forma indireta) e dos elementos associados às guardas das varandas, compõe o subconjunto das Restantes Cargas Permanentes (Paredes + outros elementos). Todas estas massas, após a sua contabilização, foram associadas numa só e divididas pela área total de lajes (exceto as das varandas), por piso, presentes no edifício. Para tentar chegar a um valor de carga que fosse o mais real possível,

foram medidos nas plantas do edifício os comprimentos dos vários elementos, anteriormente referidos. Assumiu-se então, com base em trabalhos académicos e científicos relacionados com o assunto em questão, um valor de 20 KN/m³ como peso específico das paredes de alvenaria interiores e exteriores e um valor de 25 KN/m³ como peso específico dos elementos de betão, conforme descrito no Quadro 4.1. Deste modo, foi possível chegar-se a um valor global de 5,09 KN/m² por piso (correspondente ao peso das paredes e outros elementos), aplicado sobre as lajes do 1º ao 15º piso.

Relativamente às de escadas, por motivos anteriormente referidos, não foram modeladas, pelo que a sua massa teve de ser considerada a partir da aplicação de cargas equivalentes (pontuais e lineares), cujos valores serão descritos no Quadro 4.2.

Das ações variáveis, destaca-se a sobrecarga dos pavimentos, única ação variável aplicada no edifício em estudo. Esta, associada a zonas de habitação (Categoria A), apresenta, segundo o Eurocódigo 0 (2009), um valor de 2 KN/m² distribuído por todas as lajes da estrutura (incluindo as das varandas).

No Quadro 4.2, apresentam-se todos os valores das ações aplicadas no edifício de 15 pisos, anteriormente mencionados.

Quadro 4.2 – Valores das cargas de carácter permanente e variável atuantes no edifício em estudo

	Ações aplicadas sobre os pavimentos (p/piso) [KN/m ²]			Cargas lineares (por piso) [KN/m]	Cargas pontuais (por piso) [KN]
	RCP (rev.)	RCP (paredes + outros elementos)	Sobrecarga (habitação)	RCP (paredes + outros elementos)	RCP (paredes + outros elementos)
Piso 1 a 15	1,1	5,09	2	8,2 (x 2)	10,74 (x 4)
Varandas	-	-	2	-	-

Note-se que para os restantes modelos representativos do edifício (ainda por apresentar) se assumiram sempre os mesmos valores de carga (Quadro 4.2) considerados no modelo da estrutura sem paredes de alvenaria (apresentado anteriormente). No capítulo seguinte, fundamentar-se-ão com detalhe estas considerações.

4.3. MODELAÇÃO NUMÉRICA DAS PAREDES DE ALVENARIA

A modelação numérica das paredes de alvenaria pode ser realizada por intermédio de 2 métodos: o método dos elementos finitos e o método das bielas equivalentes (Carvalhido, 2009). Apesar de não ser objeto de estudo desta dissertação, a discussão e avaliação dos vários métodos existentes que permitem a modelação numérica dos painéis de alvenaria, sentiu-se a necessidade de abordar sucintamente este assunto, de modo a contextualizar melhor o leitor.

O método dos elementos finitos é um método que representa de forma muito precisa e realista o comportamento dos painéis de alvenaria, permitindo a obtenção de resultados bastante satisfatórios, nomeadamente no que diz respeito ao padrão de fendilhação, valor de carga última e mecanismo de colapso associado (Arêde, Furtado e Rodrigues, 2015; Arêde et al., 2015; Costa, Rodrigues e Varum, 2010). No entanto, para que possa ser aplicado, é necessário considerar o comportamento não linear das

alvenarias; além disso, este método implica o uso de malhas de elementos finitos bastante discretizadas originando, facilmente, um grande número de elementos. Todo este processo acaba por tornar este método difícil na sua aplicação ao estudo ou dimensionamento de edifícios, como é o caso, onde o número de paredes a modelar é considerável (Arêde, Furtado e Rodrigues, 2015; Arêde et al., 2015; Costa, Rodrigues e Varum, 2010).

Pelo contrário, o método das bielas equivalentes é simples e capaz de representar a influência do painel de enchimento de alvenaria num sentido global, sem grandes detalhes ou pormenorizações, recorrendo, apenas, à substituição das paredes por bielas diagonais. Assim, contrariamente ao método anterior, este é bastante atrativo do ponto de vista prático, sendo cada vez mais usado no âmbito da modelação numérica de paredes de alvenaria (Carvalhido, 2009). Vários estudos têm sido desenvolvidos com o objetivo de melhorarem o método das bielas equivalentes ao nível da reprodução mais eficaz e realista do comportamento das paredes de alvenaria. Parte desses estudos destinam-se à determinação das características das bielas equivalentes a usar na modelação dos painéis de alvenaria (Carvalhido, 2009). Destacam-se, então, os trabalhos de Stafford Smith (1962), Stafford Smith & Carter (1969), Mainstone (1971), Paulay e Priestley (1992) e Al-Chaar (2002), entre muitos outros (Carvalhido, 2009).

4.3.1. ALGUNS PRESSUPOSTOS DOS MÉTODOS SIMPLIFICADOS USADOS NA MODELAÇÃO NUMÉRICA DAS PAREDES DE ALVENARIA

No âmbito do trabalho a desenvolver nesta dissertação, para a modelação das paredes de alvenaria, optou-se por adotar a combinação de dois métodos simplificados que, segundo as conclusões do estudo de Carvalhido (2009), foram os dois métodos que melhores resultados produziram: o método de Al-Chaar e o método de Priestley. Ambos se baseiam no método das bielas diagonais equivalentes. Na figura seguinte (Figura 4.7), apresenta-se uma representação esquemática da modelação das paredes de alvenaria pelo método das bielas equivalentes. Para o cálculo das propriedades relevantes a atribuir às bielas (que irão representar as paredes), como as dimensões das suas secções, o método de Al-Chaar demonstra ser um método mais complexo, exigindo a consideração de bastantes variáveis e parâmetros. Contrariamente, o de Priestley é bastante mais simples, reduzindo-se à seguinte proposta:

$$w = 0,25 \times d \quad (4.1)$$

Em que:

w – largura da biela diagonal equivalente (Figura 4.7);

d – comprimento da biela diagonal equivalente (Figura 4.7).

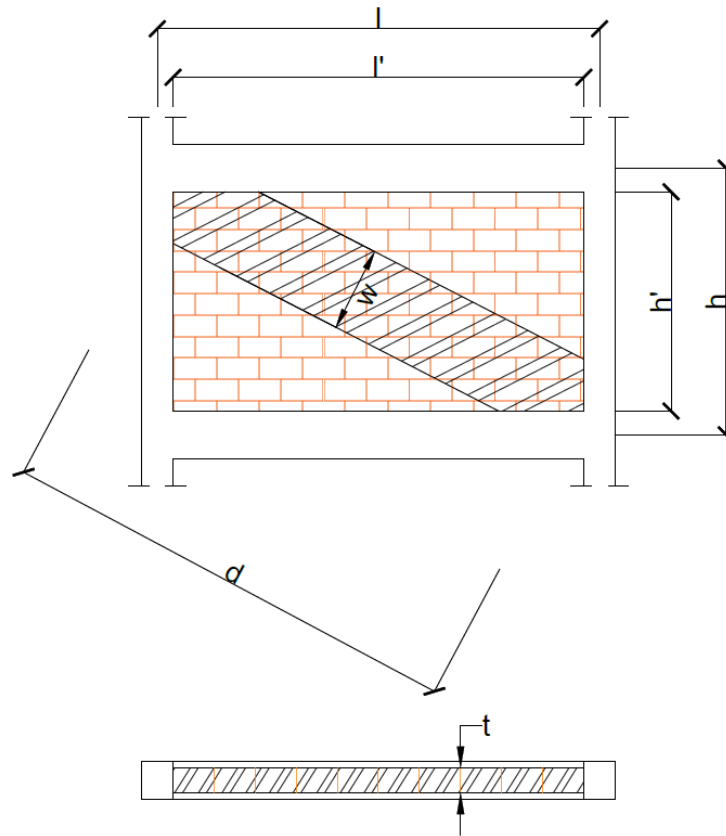


Figura 4.7 - Representação da biela diagonal equivalente numa parede de alvenaria retangular. Adaptado de (Oliveira, 1995)

Contudo, o método de Al-Chaar é o único, dos anteriormente referidos, que tem em conta a presença de aberturas na parede e danos na alvenaria. Assim, tomou-se a opção de modelar as paredes de alvenaria, com base nos pressupostos destes dois métodos.

Segundo a proposta do método de Al-Chaar, a presença de aberturas nas paredes e a existência de danos nas alvenarias são tidas em conta afetando a largura da escora equivalente, w , por intermédio de dois coeficientes redutores, R_1 e R_2 . Nestes casos, a largura da biela passa a ser calculada por:

$$w_{\text{red}} = w \times R_1 \times R_2 \quad (4.2)$$

onde w_{red} é a largura da escora equivalente reduzida e w é a largura da escora equivalente determinada pela equação (4.1) (segundo o método de Priestley).

Nas situações em que as paredes apresentem aberturas inferiores a 60%, a largura da escora equivalente correspondente, deverá vir afetada de um coeficiente redutor, R_1 , que poderá ser calculado através da expressão evidenciada pela equação (4.3). Pelo contrário, se os painéis de alvenaria apresentarem aberturas superiores a 60%, a sua contribuição não deverá ser contabilizada para a resposta da estrutura quando solicitada por forças horizontais (como é o caso das forças sísmicas) (Mohammadi e Nikfar, 2013).

$$R_1 = 0,6 \times \left(\frac{A_{abertura}}{A_{painel}} \right)^2 - 1,6 \times \left(\frac{A_{abertura}}{A_{painel}} \right) + 1 \quad (4.3)$$

Em que:

$A_{abertura}$ é a área da abertura da parede;

A_{painel} é a área da parede de alvenaria ($l' \times h'$) (Figura 4.7).

No que diz respeito à consideração do dano nas paredes de alvenaria, o método de Al-Chaar, sugere o uso de um coeficiente, R_2 , que poderá ser quantificado em função de valores tabelados, evidenciados no Quadro 4.3. No caso de não existirem danos, R_2 toma o valor unitário.

Quadro 4.3 – Valores do coeficiente de redução, R_2 , proposto pelo método de Al-Chaar (Al-Chaar, 2002)

R ₂ para o tipo de dano na alvenaria		
h'/t	Moderado	Severo
≤ 21	0,7	0,4
≥ 21	Necessita de reparação	

A informação acima referida, a respeito dos métodos (método de Priestley e método de Al-Chaar), corresponde apenas à usada na modelação das paredes de alvenaria do edifício em estudo. Poderão ser consultados mais pormenores acerca das características e pressupostos destes métodos em estudos que se tenham debruçado mais exaustivamente sobre os mesmos, abordando as suas fundamentações teóricas, como é o caso da dissertação desenvolvida por (Carvalho, 2009) ou mesmo por (Milheiro, 2008). É de realçar, mais uma vez, que todas as considerações adotadas, no âmbito da modelação das paredes de alvenaria do edifício em estudo, foram tomadas com ponderação e fundamento, tendo já sido testadas em trabalhos anteriores, com resultados bastante satisfatórios.

4.3.2. CARACTERÍSTICAS E PROPRIEDADES ATRIBUÍDAS ÀS BIELAS COM BASE NOS MÉTODOS SIMPLIFICADOS

No capítulo anterior (subcapítulo 3.4.2. e Quadro 3.2), discutiu-se a seleção e organização das paredes de alvenaria presentes no edifício, por dimensões e tipologias, excluindo-se, à partida, aquelas que apresentassem áreas de abertura demasiado elevadas (nomeadamente, as com percentagens de aberturas superiores a 60%) e as que se encontrassem não confinadas.

Após este processo e, com base nos pressupostos dos métodos anteriormente mencionados, procedeu-se ao cálculo das dimensões a atribuir às secções das bielas diagonais representativas das paredes de alvenaria com aberturas (Quadro 4.4) e sem aberturas (Quadro 4.5), sem dano, que estarão na génese do modelo do edifício com paredes de alvenaria. Seguidamente, agruparam-se as dimensões obtidas, em grupos um pouco mais amplos para, desta forma, poder reduzir o número de secções diferentes e, consequentemente, tornar a modelação das bielas diagonais equivalentes um processo exequível. Assim,

apresenta-se no Quadro 4.6 o respetivo agrupamento ou, por outras palavras, a proposta de modelação das paredes de alvenaria (sem dano) na estrutura de betão armado em estudo.

Quadro 4.4 – Dimensões das secções das bielas correspondentes aos painéis de enchimento de alvenaria com aberturas (sem dano)

	Paredes	Propriedades das Paredes				Dimensões das bielas	
		$h'_{\text{painél}}$ [m]	$l'_{\text{painél}}$ [m]	Abertura [%]	R1	w_{red} [m]	t [m]
Paredes de <u>2m a 3m</u>	3	2,6	2,5	30	0,57	0,63	0,23
	4	2,6	2,5	30	0,57	0,65	0,23
	7	2,6	2,4	32	0,55	0,61	0,23
	37	2,6	2,8	27	0,61	0,7	0,23
	50, 65	2,6	2,8	25	0,64	0,77	0,115
	5	2,6	2,3	11	0,83	0,88	0,23
Paredes de <u>3m a 4m</u>	2, 40	2,6	3,4	22	0,67	0,74	0,23
	26, 29	2,6	3,7	7	0,89	1,23	0,23
	85, 86	2,6	3,2	22	0,68	0,85	0,115
Paredes de <u>4m a 5m</u>	15	2,6	4,1	34	0,53	0,72	0,23
	18	2,6	4,1	34	0,53	0,75	0,23
	21	2,6	4,1	34	0,53	0,75	0,23
	17	2,6	4,1	6	0,9	1,27	0,23
	71, 72	2,6	4,3	16	0,76	1,06	0,115

Quadro 4.5 – Dimensões das secções das bielas correspondentes aos painéis de enchimento de alvenaria sem aberturas (sem dano)

	Paredes	Caract. geométricas das Paredes		Dimensões das bielas	
		h [m]	l [m]	w [m]	t [m]
Paredes de <u>2m a 3m</u>	8, 11	3,2	2,9	1,09	0,23
	9, 10	3,2	3	1,09	0,23
	12	3,2	3,2	1,12	0,23
	13	3,2	3,1	1,11	0,23
	31, 33	3,2	3	1,09	0,23
	49, 64	3,2	3,1	1,11	0,115
Paredes de <u>3m a 4m</u>	52, 63	3,2	3,4	1,17	0,115
	55, 60	3,2	4	1,28	0,115
	56, 59	3,2	4,1	1,3	0,115
	73, 74	3,2	4,5	1,37	0,115
	81, 82	3,2	4,1	1,29	0,115
Paredes de <u>4m a 5m</u>	75, 76	3,2	4,3	1,35	0,115

Quadro 4.6 – Proposta final da modelação das paredes de alvenaria (sem dano), em termos de dimensões

Paredes	Secções das bielas	
	w [m]	t [m]
7	0,6	0,23
3 4	0,65	
37 15	0,7	
2 40 18 21	0,75	
5	0,9	
8 11 9 10 12 13 31 33	1,1	
26 29	1,2	
17	1,25	

Paredes	Secções das bielas	
	w [m]	t [m]
50 65	0,75	0,115
85 86	0,85	
71 72	1	
49 64	1,1	
52 63	1,15	
55 60 56 59 81 82	1,3	
73 74 75 76	1,35	

Relativamente às restantes propriedades a atribuir às bielas diagonais, particularmente, no que diz respeito ao módulo de elasticidade associado aos painéis de enchimento de alvenaria (representados pelas bielas), a sua caracterização é de extrema importância dado ser um parâmetro que influencia diretamente o comportamento das paredes de alvenaria, principalmente, ao nível da rigidez associada.

Assim sendo e, tendo em conta que não se possuem quaisquer informações específicas referentes às características das paredes de alvenaria presentes no edifício em estudo, estimou-se para as alvenarias, com base em trabalhos anteriormente realizados no LNEC e no estudo realizado por Chaulagain (2014) na sua tese de doutoramento, um módulo de elasticidade de 5 GPa.

4.3.3. MODELO DO EDIFÍCIO DE BETÃO ARMADO EM ESTUDO COM PAREDES DE ALVENARIA (SEM DANO)

Para concretizar a modelação do edifício de betão armado com paredes de alvenaria (sem dano), modelaram-se as bielas diagonais equivalentes na estrutura existente, dispondo-as corretamente segundo os esquemas apresentados no capítulo anterior (Figura 3.17 e Figura 3.18) e atribuindo-lhes as propriedades e características correspondentes, enunciadas no Quadro 4.6. Posto isto, evidencia-se na Figura 4.8 imagens do modelo final do edifício de betão armado em estudo, com paredes.

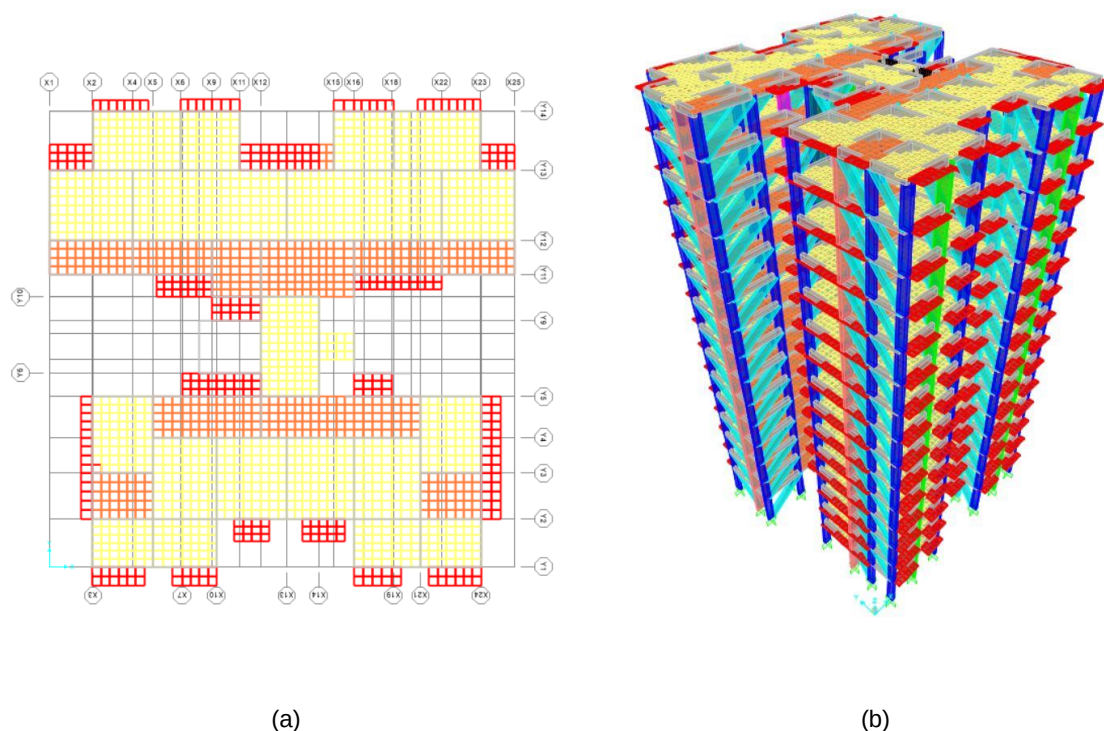


Figura 4.8 – Modelo final do edifício de betão armado com paredes de alvenaria (sem dano): (a) vista em planta; (b) vista geral do modelo tridimensional

É ainda importante referir que todos os pormenores associados ao dano do edifício, inclusive, o modelo definitivo da estrutura de betão armado em estudo, com paredes danificadas, não foi nem será discutido no presente capítulo. De facto, essa discussão apenas tem cabimento após uma interpretação e estudo das análises modais relativas aos modelos do edifício sem paredes e com paredes (sem dano) que juntamente com os resultados experimentais obtidos a partir dos ensaios de identificação dinâmica realizados *in-situ* (subcapítulo 3.5), permitirá realizar a calibração do modelo com alvenarias (com dano). A quantificação do dano será um parâmetro a definir em função da calibração, acima referida. Deste modo, o modelo definitivo do edifício de betão armado em estudo com paredes de alvenaria danificadas, apenas será apresentado, no capítulo seguinte.

5

Discussão de resultados

5.1. INTRODUÇÃO

Com base no trabalho desenvolvido, apresentado nos capítulos anteriores, reúnem-se, agora, condições para se realizarem as análises desejadas no âmbito do estudo da influência das paredes de alvenaria no comportamento sísmico do edifício de betão armado de 15 pisos elevados. Por sua vez, as análises e comparações a fazer, permitirão retirar algumas conclusões importantes que finalizarão o estudo desenvolvido na presente dissertação.

Neste ponto do trabalho, torna-se fulcral clarificar a finalidade com que cada um dos modelos foi criado. De facto, o que realmente se pretende é envolver o estudo da influência das paredes de alvenaria num cenário que se aproxime e retrate, nos aspetos fundamentais, a realidade subjacente ao acontecimento (sismo de Gorkha) ocorrido no Nepal, em particular na torre que está a ser alvo de estudo. Posto isto, a situação que efetivamente se verificou é simulada através do modelo com paredes de alvenaria sem dano e do modelo com paredes de alvenaria danificadas, nos quais será incidido o respetivo sismo. Este último modelo corresponde à condição atual do edifício. O modelo da estrutura sem paredes acaba por representar uma outra situação (hipotética), resultante da incidência do mesmo sismo (que poderá ser interpretado como uma réplica) no modelo da estrutura com paredes danificadas, onde os únicos elementos que passam a contribuir para a resposta são os elementos estruturais, ou seja, os elementos de betão armado, neste caso em específico. No seguimento do que anteriormente foi referido, salienta-se que se considerou a mesma massa em todos os modelos considerados no presente estudo. Toda esta “recriação” e cenários considerados permitem, então, uma avaliação mais abrangente e completa da influência dos painéis de alvenaria na resposta sísmica do edifício de betão armado.

Assim, no presente capítulo, apresentar-se-ão e discutir-se-ão, primeiramente, as análises modais associadas aos modelos descritos no capítulo 4: o modelo do edifício em estudo sem paredes e o modelo do edifício em estudo com paredes (sem dano). Os resultados dessas análises iniciais, juntamente com os valores experimentais, obtidos a partir dos ensaios de identificação dinâmica (subcapítulo 3.5), permitirão a validação dos modelos, bem como a calibração de um novo, sobre o qual se incidirá dano às paredes de alvenaria (modelo do edifício em estudo com paredes danificadas). Todo o processo de calibração, assim como o novo modelo que lhe está associado, serão igualmente abordados.

A comparação e discussão dos resultados das identificações modais referentes aos três modelos anteriormente referidos permitirão tirar algumas conclusões, em termos de frequências e do comportamento dos vários modos de vibração, no que diz respeito ao contributo das paredes de alvenaria no comportamento da estrutura.

Posteriormente, procedeu-se à incidência do sismo de Gorkha, representado sob a forma de acelerogramas reais, nos modelos concebidos para o estudo do edifício. O facto de se ter conseguido o registo do sismo em questão, sismo esse que incidiu sobre a estrutura em estudo fomentando a origem desta dissertação, torna todo este trabalho mais realista e objetivo. Posto isto, neste capítulo serão também apresentadas e discutidas as análises dinâmicas elásticas lineares associadas aos três modelos da estrutura. Os parâmetros avaliados no contexto deste tipo de análise foram:

- i. Envolventes de *drift*'s máximos;
- ii. Envolventes de forças de corte por piso;
- iii. Envolventes de forças sísmicas por piso;
- iv. Envolventes dos deslocamentos máximos absolutos por piso;
- v. Envolventes dos deslocamentos máximos e mínimos por piso;
- vi. Deslocamento de topo máximo;
- vii. Corte basal máximo.

Analisando os resultados associados aos vários parâmetros acima descritos, em conjunto com os resultados provenientes das análises modais, será possível extrair conclusões de forma a verificar a influência dos painéis de alvenaria na resposta sísmica do edifício em estudo.

5.2. ANÁLISE MODAL

No âmbito do presente estudo, a implementação deste tipo de análises é fundamental para que se possa realmente captar e interpretar o comportamento dinâmico da estrutura. Além disso, conforme já referido, as análises modais efetuadas neste trabalho assumem outro papel, igualmente importante, uma vez que, juntamente com os resultados experimentais obtidos a partir da identificação dinâmica, contribuem para a validação e calibração dos vários modelos usados. A validação, em particular, passou não só pelo confronto de resultados, mas também pela realização de ensaios numéricos nos modelos representativos da estrutura. Estes consistiram na aplicação de cargas estáticas pontuais (no topo da estrutura) e cargas estáticas distribuídas equivalentes (ao longo da estrutura) em pontos estratégicos e em ambas as direções (transversal e longitudinal) (Figura 5.1). Desta forma, avaliou-se o comportamento da resposta dos vários modelos, em termos de deslocamentos e deformadas, concluindo-se que os mesmos representam, de forma bastante satisfatória, o comportamento esperado para o edifício em questão, contribuindo assim para o ganho de confiança nos modelos da estrutura concebidos.

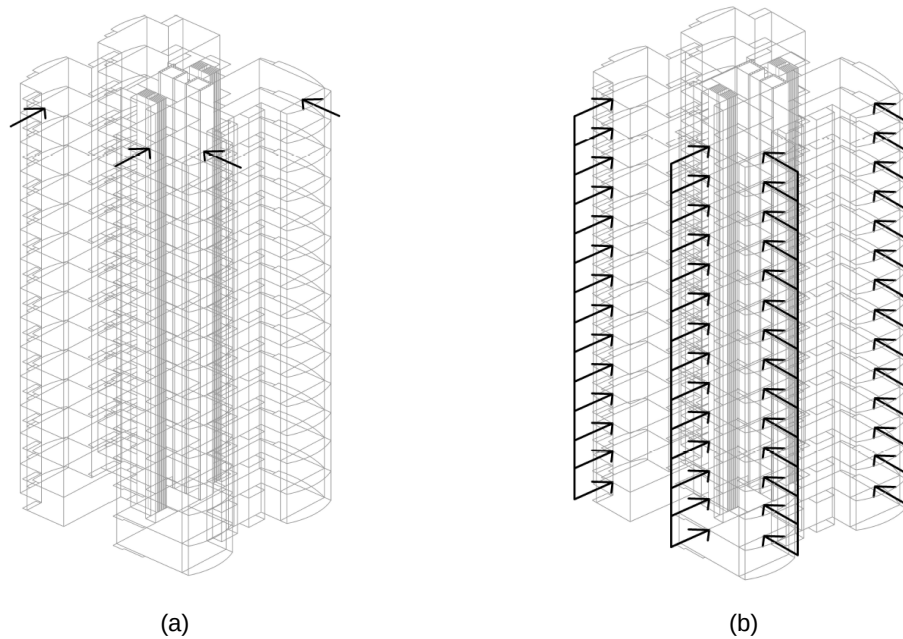


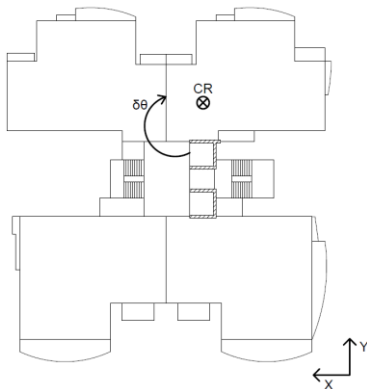
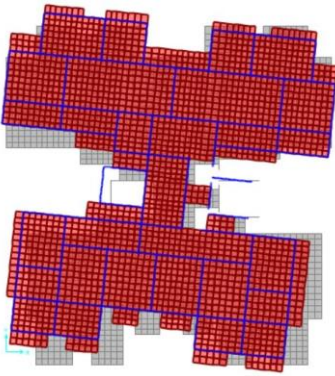
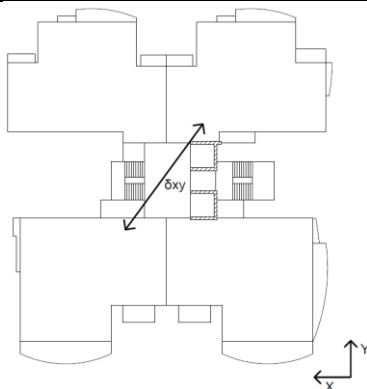
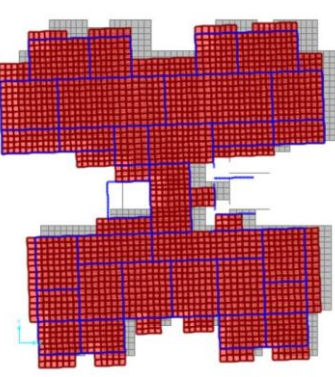
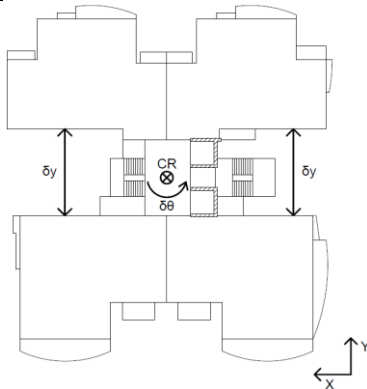
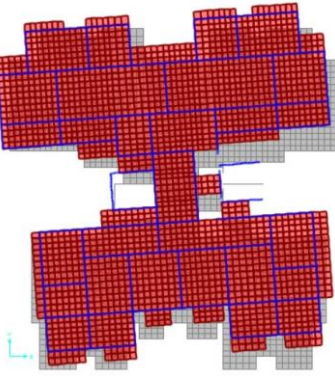
Figura 5.1 – Ensaio numéricos realizados aos vários modelos constituintes da estrutura através da aplicação de (a) cargas pontuais (topo da estrutura) e (b) cargas distribuídas equivalentes

Nas análises que se seguem, optou-se por apenas incluir os resultados relativos aos primeiros e segundos modos, uma vez serem esses os que comandam o comportamento da estrutura e, portanto, mais influência têm em relação aos modos superiores de vibração do edifício.

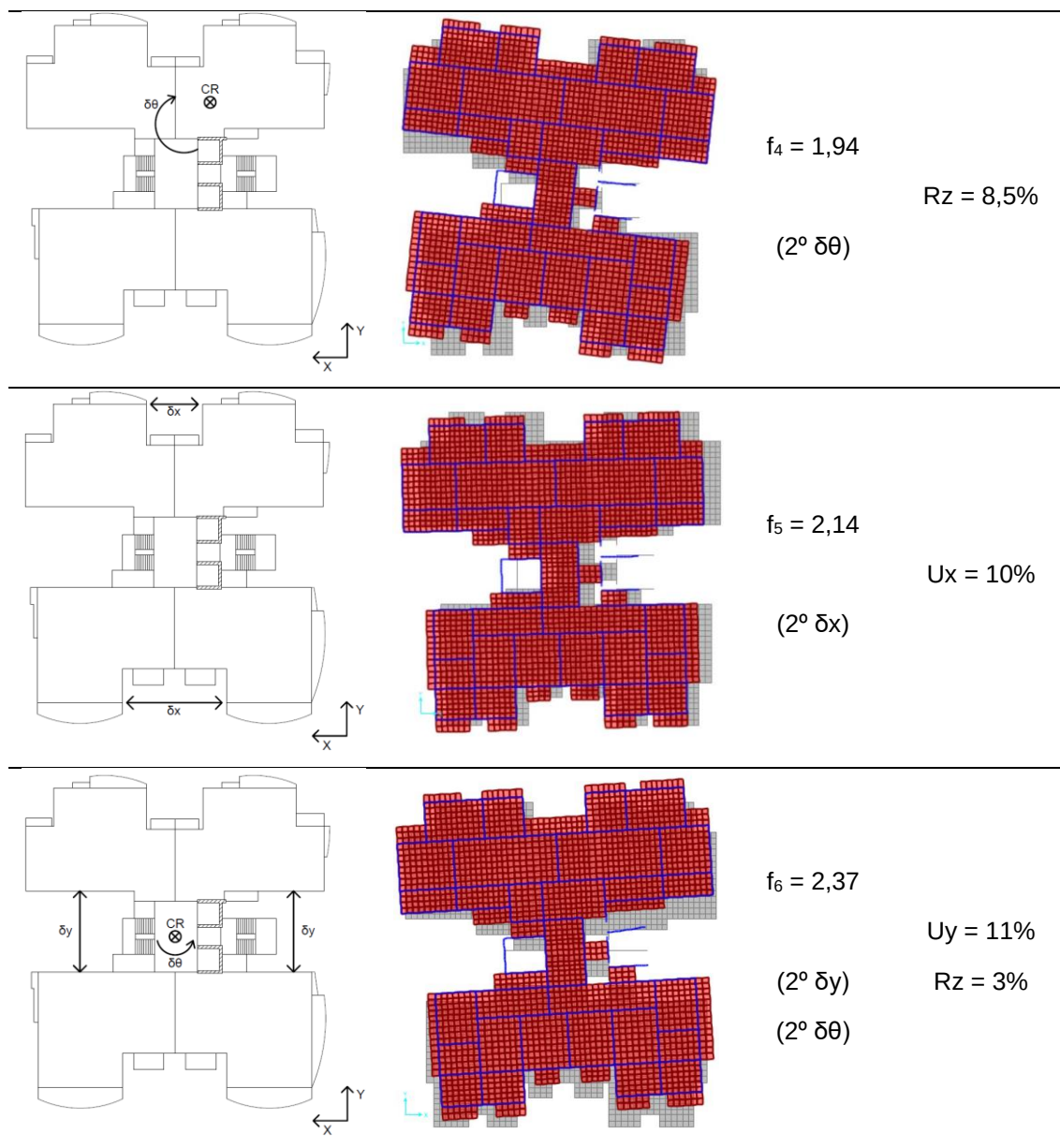
5.2.1. MODELO DO EDIFÍCIO SEM PAREDES DE ALVENARIA

Primeiramente, torna-se importante realçar que este modelo visa representar uma situação hipotética resultante dos danos severos das alvenarias (colapso total das paredes de alvenaria) provocados pelo sismo. Nestas circunstâncias, no modelo em causa, não foi tida em conta a rigidez associada às paredes de alvenaria considerando-se apenas o seu contributo em termos de massa. Deste modo, apresentam-se no Quadro 5.1 os resultados da análise modal ao modelo da estrutura em questão, que se passa a designar por modelo sem paredes.

Quadro 5.1 – Síntese dos resultados da análise modal associada ao modelo da estrutura sem paredes

Esquema Tipo	Deformada dos modos de vibração	Frequência [Hz]	Massa Modal Efetiva
		$f_1 = 0,62$ $(1^\circ \delta\theta)$	$U_x = 15\%$ $U_y = 15\%$ $R_z = 50\%$
		$f_2 = 0,66$ $(1^\circ \delta_{xy})$	$U_x = 60\%$ $U_y = 13\%$
		$f_3 = 0,72$ $(1^\circ \delta_y)$ $(1^\circ \delta\theta)$	$U_y = 50\%$ $R_z = 24\%$

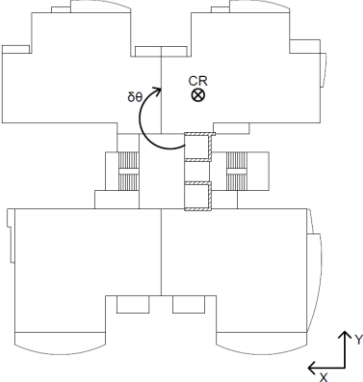
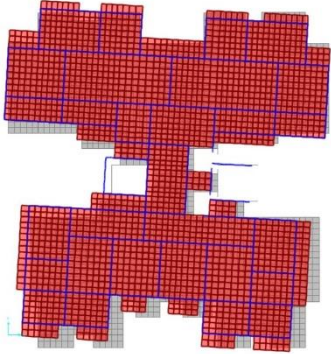
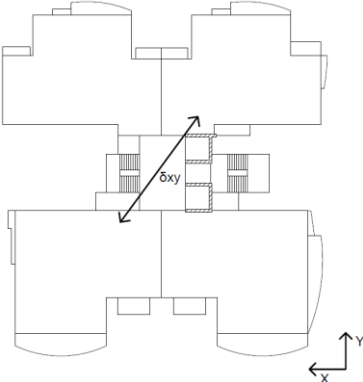
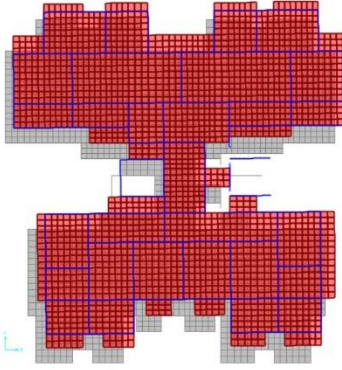
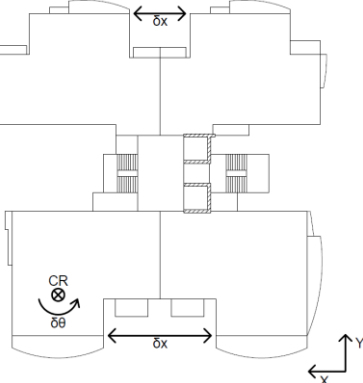
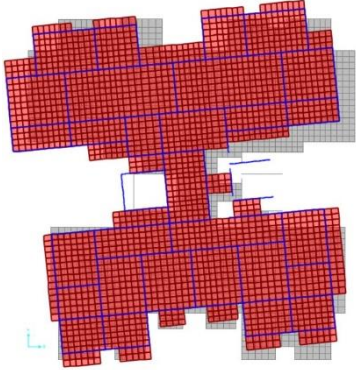
Quadro 5.1 - Síntese dos resultados da análise modal associada ao modelo da estrutura sem paredes
(continuação)



5.2.2. MODELO DO EDIFÍCIO COM PAREDES DE ALVENARIA (SEM DANO)

No Quadro 5.2 apresentam-se os valores obtidos da análise modal realizada com o modelo da estrutura com paredes (sem dano).

Quadro 5.2 – Síntese dos resultados da análise modal associada ao modelo da estrutura com paredes (sem dano)

Esquema Tipo	Deformada dos Modos de Vibração	Frequência [Hz]	Massa Modal Efetiva
		$f_1 = 0,78$ $(1^\circ \delta\theta)$	$U_x = 27\%$ $U_y = 11\%$ $R_z = 39\%$
		$f_2 = 0,86$ $(1^\circ \delta_{xy})$	$U_x = 18\%$ $U_y = 57\%$
		$f_3 = 0,97$ $(1^\circ \delta\theta)$ $(1^\circ \delta x)$	$U_x = 32\%$ $R_z = 39\%$

Quadro 5.2 - Síntese dos resultados da análise modal associada ao modelo da estrutura com paredes (sem dano) (continuação)

		$f_4 = 2,52$	$U_x = 4\%$
		$(2^\circ \delta\theta)$	$R_z = 8,5\%$
		$f_5 = 2,86$	$U_x = 5\%$
		$(2^\circ \delta_{xy})$	$U_y = 9\%$
		$f_6 = 3,08$	$U_x = 4\%$
		$(2^\circ \delta\theta)$	$U_y = 4\%$
			$R_z = 5\%$

No Quadro 5.3 apresentam-se os valores das frequências obtidas experimentalmente, discutidas no subcapítulo 3.5, e os valores das frequências obtidas numericamente com o modelo da estrutura com paredes (sem dano). Da comparação destes resultados, conclui-se que os modelos numéricos desenvolvidos no presente estudo reproduzem eficientemente o comportamento da estrutura real. No Quadro 5.3, apresenta-se a comparação dos valores das frequências associadas ao modelo da estrutura com paredes (sem dano) com os das frequências obtidas experimentalmente.

É de notar que, com a dificuldade encontrada na caracterização dos modos associados às frequências experimentais, se optou por fazer uma comparação mais conservativa apenas entre modos congêneres.

As frequências obtidas numericamente são ligeiramente superiores às obtidas experimentalmente, o que, é consistente com o facto das frequências experimentais refletirem a situação atual do edifício, ou seja, com dano nas paredes.

Quadro 5.3 – Comparação de resultados associados às frequências experimentais e às frequências obtidas a partir do modelo da estrutura com paredes (sem dano)

Tipo de resultados	Frequências [Hz]	
	1 ^{os} modos de vibração	2 ^{os} modos de vibração
Experimentais	0,61	2,45 2,73
Modelo da estrutura com paredes (sem dano)	0,78	2,86

5.2.3. MODELO DO EDIFÍCIO COM PAREDES DE ALVENARIA (COM DANO) E RESPECTIVA CALIBRAÇÃO

A apresentação e discussão deste último modelo do edifício em estudo, só faria sentido nesta fase do trabalho, após a apresentação dos resultados experimentais e dos resultados provenientes das identificações modais associadas aos restantes modelos numéricos (modelo do edifício sem paredes e modelo do edifício com paredes sem dano). Efetivamente, o presente modelo assemelha-se em tudo ao do edifício com paredes (sem dano), diferenciando-se dele pelo dano atribuído às paredes, que assim simula a condição atual do edifício em estudo.

A atribuição do dano às diferentes paredes que constituem o edifício fez parte de um processo de calibração, onde se fizeram várias tentativas até que as frequências do modelo em questão se aproximassem o mais possível das frequências obtidas experimentalmente. Deste modo, aplicou-se o dano às paredes de alvenaria com base no Quadro 4.3, apresentado no capítulo anterior. Esse quadro (Quadro 4.3) é parte integrante do Método de Al-Chaar que recomenda valores para um coeficiente redutor, R_2 , de 0,7 a 0,4, consoante o tipo de dano nas alvenarias for moderado ou severo, respetivamente. O coeficiente R_2 afeta diretamente a expressão que define uma das propriedades (w_{red} , largura da escora equivalente reduzida) caracterizadoras das bielas que representam os painéis de alvenaria. Assim, após várias tentativas, demonstra-se na Figura 5.2 e Quadro 5.4 o dano aplicado às paredes (bielas) do modelo do edifício em estudo.

Note-se que, com a enorme quantidade de alvenarias existentes no edifício, a atribuição individual do dano às mesmas é um processo completamente inexecutável. A dificuldade que lhe está associada quer em termos de duração, quer em termos de incertezas, fez com que a atribuição de dano fosse feita de uma forma mais “genérica”, com base na observação da recolha fotográfica efetuada pela equipa da FEUP. Assim, definiram-se 3 níveis de dano ao longo do edifício (Figura 5.2) e aplicou-se o dano às alvenarias consoante a sua localização na estrutura.

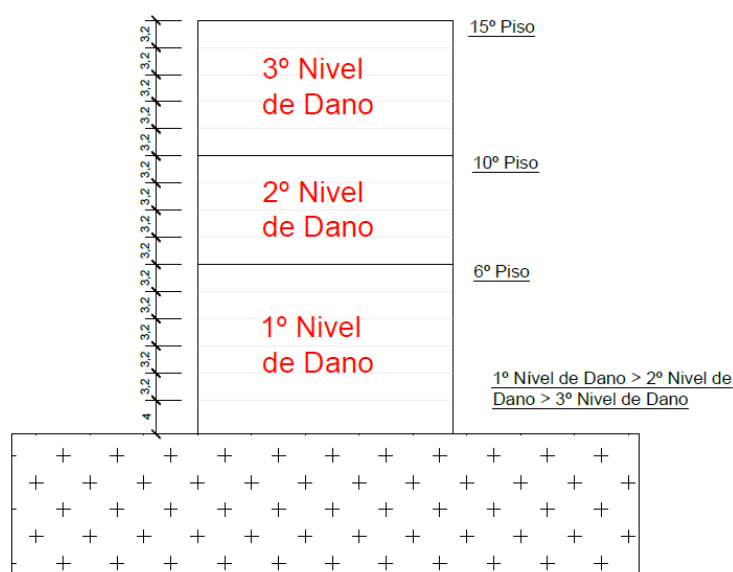


Figura 5.2 – Esquema elucidativo da atribuição de dano ao longo do edifício em estudo

Quadro 5.4 – Valores atribuídos ao coeficiente redutor R_2 para os diferentes níveis de danos definidos

Nível de Dano	Coeficiente R_2
1º	0,3
2º	0,5
3º	0,7

Após o processo de calibração do dano que permitiu a sua atribuição às várias paredes de alvenaria que integram a estrutura, foi possível finalizar o modelo do edifício de betão armado em estudo com paredes de alvenaria (com dano). Desta forma, apresenta-se na Figura 5.3 imagens do modelo em questão onde se evidenciam, por cores, os diferentes níveis de dano definidos para os painéis de alvenaria.

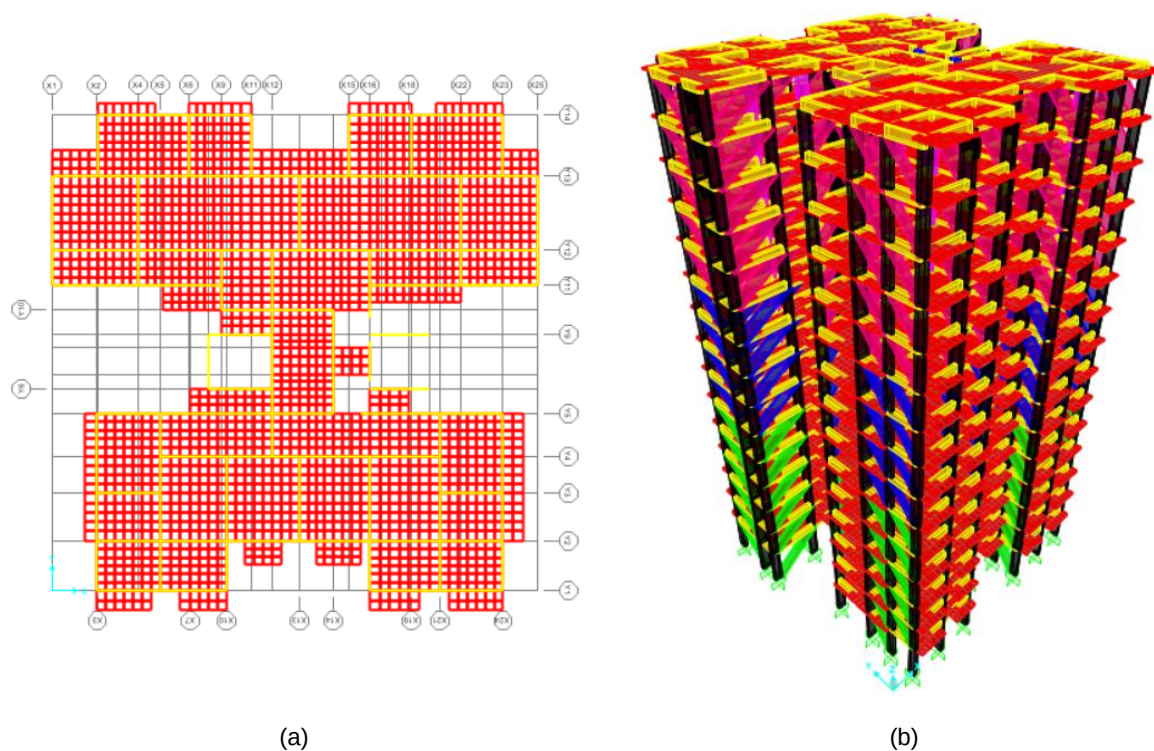
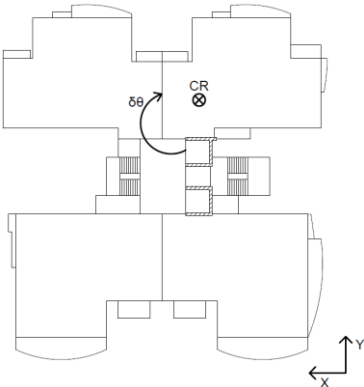
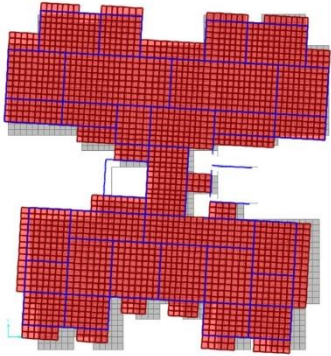
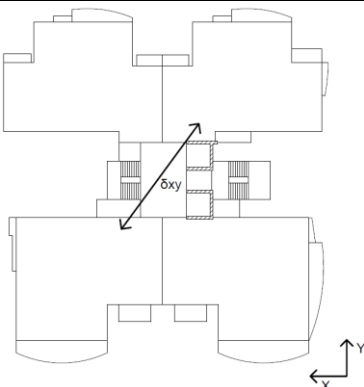
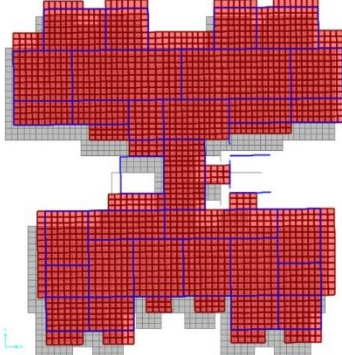
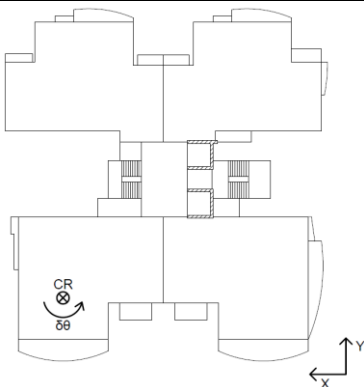
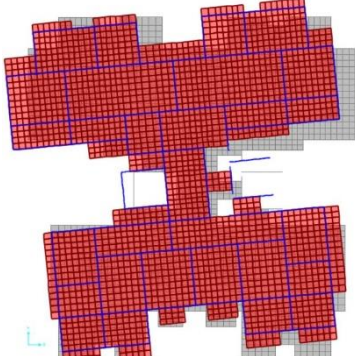


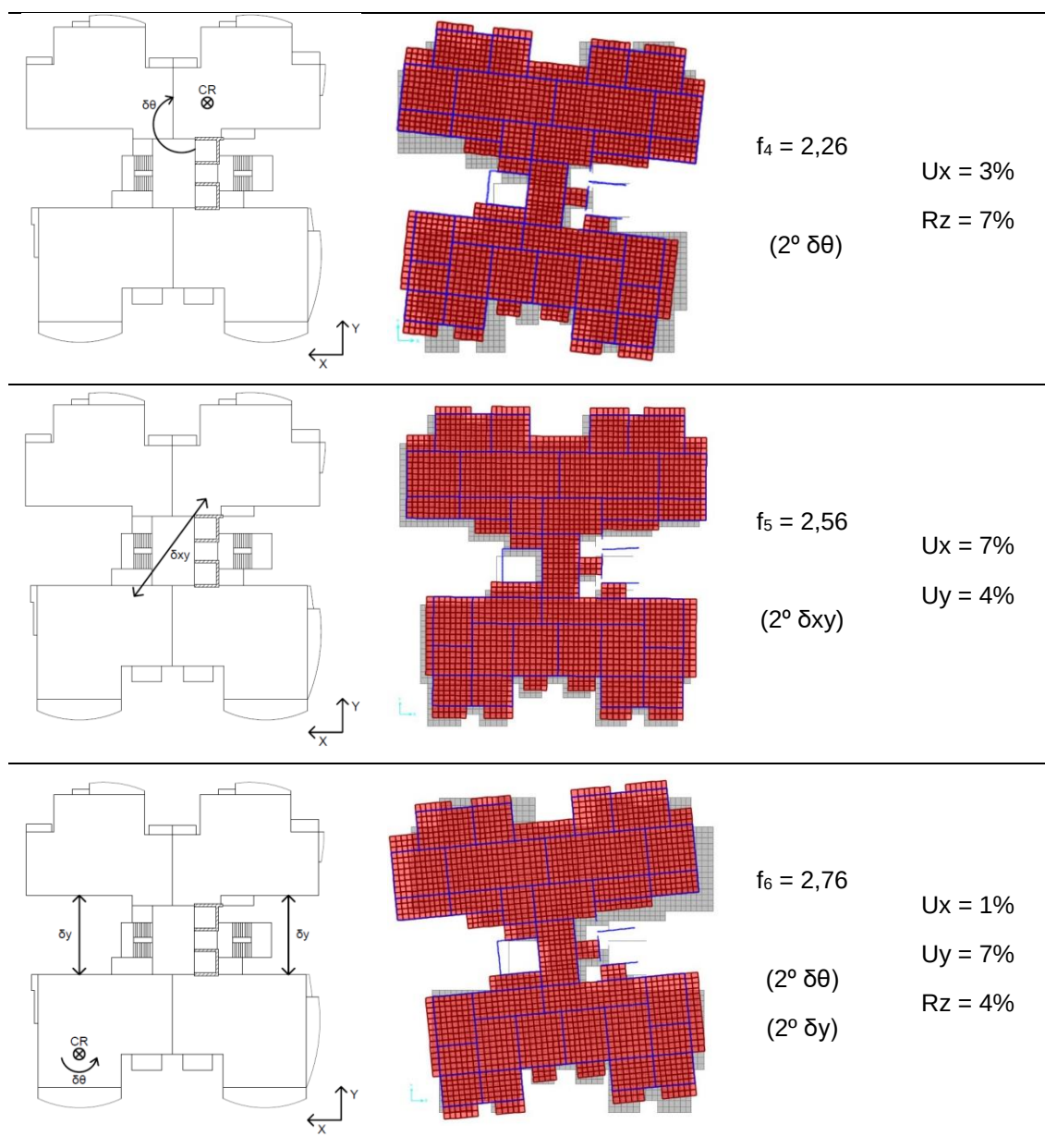
Figura 5.3 – Modelo final do edifício de betão armado com paredes de alvenaria (com dano): (a) vista em planta; (b) vista geral do modelo tridimensional

Seguidamente, procedeu-se à realização de análises modais no modelo do edifício com paredes (danificadas). No Quadro 5.5, apresentam-se os resultados associados à identificação modal do modelo em questão.

Quadro 5.5 - Síntese dos resultados da análise modal associada ao modelo da estrutura com paredes (com dano)

Esquema Tipo	Deformada dos Modos de Vibração	Frequência [Hz]	Massa Modal Efetiva
		$f_1 = 0,70$ $(1^\circ \delta\theta)$	$U_x = 24\%$ $U_y = 13\%$ $R_z = 43\%$
		$f_2 = 0,77$ $(1^\circ \delta_{xy})$	$U_x = 35\%$ $U_y = 41\%$
		$f_3 = 0,84$ $(1^\circ \delta\theta)$	$U_x = 19\%$ $U_y = 23\%$ $R_z = 37\%$

Quadro 5.5 - Síntese dos resultados da análise modal associada ao modelo da estrutura com paredes (com dano) (continuação)



Compararam-se, novamente, os valores de frequências obtidos pela identificação dinâmica com os valores de frequências resultantes do modelo do edifício com paredes (com dano), que se apresentam no Quadro 5.6, ambos representativos da mesma situação, ou seja, a condição atual do edifício. Mais uma vez, prestou-se particular atenção, à comparação deste tipo de resultados, comparando apenas os valores de frequências cujos modos se apresentem como congêneres.

Quadro 5.6 – Comparação de resultados associados às frequências experimentais e às frequências obtidas a partir do modelo da estrutura com paredes (com dano)

Tipo de resultados	Frequências [Hz]		
	1 ^{os} modos de vibração	2 ^{os} modos de vibração	
Experimentais	0,61	2,45	2,73
Modelo da estrutura com paredes (com dano)	0,70	2,56	2,76

Analisando os valores apresentados no Quadro 5.6, facilmente se compreende que a calibração do dano previamente descrita é aceitável, uma vez ter resultado em valores numéricos de frequências bastante aproximados dos obtidos experimentalmente.

Posto isto, pode aceitar-se que os modelos desenvolvidos permitem reproduzir o comportamento dinâmico do edifício nas diferentes situações em análise, ou seja, sem paredes, com paredes sem dano e com paredes com dano. Foi possível, finalmente, tirar algumas conclusões relativamente às diferentes análises modais efetuadas, conforme se pode verificar nas páginas seguintes.

5.2.4. ANÁLISE E DISCUSSÃO DE RESULTADOS

Para a análise de resultados que se segue, consideraram-se apenas os valores das frequências e das massas modais efetivas característicos dos vários modelos do edifício em estudo. Procurou-se analisar e comparar os resultados de forma simples e clara, sem grandes pormenorizações (a não ser que, por algum motivo, elas se justifiquem).

No Quadro 5.7 apresenta-se uma síntese dos valores de frequências obtidos para os diferentes modelos considerados.

Quadro 5.7 – Síntese dos valores associados às frequências numéricas dos vários modelos do edifício considerados

	Frequências [Hz]					
	1 ^{os} modos de vibração			2 ^{os} modos de Vibração		
	f ₁	f ₂	f ₃	f ₄	f ₅	f ₆
Modelo com paredes (sem dano)	0,78	0,86	0,97	2,52	2,86	3,08
Modelo com paredes (com dano)	0,7	0,77	0,84	2,26	2,56	2,76
Modelo sem paredes	0,62	0,66	0,72	1,94	2,14	2,37

Observando os resultados descritos anteriormente, verifica-se uma diminuição considerável das frequências de vibração associadas ao modelo da estrutura com paredes (com dano) e ao modelo da

estrutura sem paredes, em relação ao modelo da estrutura com paredes (sem dano), que representa o estado original do edifício (antes da ocorrência do sismo de Gorkha). De facto, conforme seria de esperar, a menor participação das paredes de alvenaria no edifício em questão provoca uma diminuição das frequências de vibração da estrutura. Em termos gerais, registou-se um decréscimo das frequências de vibração de 11%, da parte do modelo com paredes (com dano), e de 23%, da parte do modelo sem paredes, em relação ao modelo com paredes (sem dano). Esta diminuição dos valores de frequência traduziu-se numa diminuição da rigidez global da estrutura. Assim, para uma massa que se manteve constante nos vários modelos (por motivos anteriormente fundamentados), observou-se uma diminuição da rigidez de cerca de 20% e de 50%, respetivamente, em relação ao modelo da estrutura com paredes (sem dano).

Quanto à influência das paredes de alvenaria no comportamento dos vários modos de vibração considerados nos diferentes modelos, também se constatarem alguns resultados importantes. Primeiramente, concluiu-se que o 1º e 4º modos de vibração (associados às frequências fundamentais, f_1 e f_4) são claramente os 1ºs e 2ºs modos de torção “pura” da estrutura, independentemente do estado em que se encontre (com paredes sem dano, com paredes com dano ou sem paredes).

Notou-se, também, que o 2º e 5º modos de vibração (associados às frequências fundamentais f_2 e f_5) são os 1ºs e 2ºs modos de translação do edifício em estudo. Observou-se, em relação a estes modos de vibração, um fenómeno interessante captado aquando da comparação do comportamento destes modos nos diferentes modelos da estrutura. Nos modelos da estrutura com paredes, a direção que comanda a translação destes modos é a direção y (transversal), sendo mais dominante no modelo da estrutura com paredes (sem dano). Pelo contrário, no modelo da estrutura sem paredes, a direção que comanda a translação é a direção x (longitudinal).

Em relação ao 3º e 6º modos de vibração (associados às frequências fundamentais f_3 e f_6), também se captou um fenómeno semelhante ao previamente referido. De facto, nos modelos da estrutura com paredes a direção que comanda o comportamento dos respetivos modos de vibração é a segundo z (rotação) enquanto que no modelo da estrutura sem paredes é a direção segundo y (transversal). Complementarmente, observou-se que a direção segundo x (longitudinal) também teria um forte contributo no comportamento do 3º e 6º modos de vibração do modelo da estrutura com paredes (sem dano). O mesmo já não se verificou no modelo da estrutura com paredes (com dano), onde a direção segundo x (longitudinal) perdeu vivacidade e a direção segundo y (transversal) ganhou-a, aproximando-se (progressivamente) do que se constatou em relação modelo da estrutura sem paredes.

Outro efeito importante, captado na sequência da comparação dos valores das massas modais efetivas associados às análises modais efetuadas aos diversos modelos do edifício, foi a tendência para o aumento do efeito de torção nos vários modos de vibração considerados consoante a maior contribuição das paredes de alvenaria (note-se que a contribuição das paredes de alvenaria é máxima no modelo do edifício com paredes sem dano e mínima no modelo do edifício sem paredes).

Finalizada a análise e discussão de resultados relativamente à identificação modal dos modelos da estrutura em estudo, facilmente se percebeu que a consideração dos painéis de alvenaria implica, de facto, alterações no comportamento da estrutura.

5.3. ANÁLISE DINÂMICA LINEAR ELÁSTICA

O estudo da influência das paredes de alvenaria no comportamento sísmico do edifício de betão armado em questão ganha muito mais profundidade e significado com a inclusão de análises dinâmicas. Além disso, conforme referido anteriormente, a equipa da FEUP que se deslocou ao Nepal conseguiu obter

registos do sismo de Gorkha (sismo que atingiu o edifício em estudo), sob a forma de acelerogramas, contribuindo ainda mais para que este tipo de análises resulte em conclusões mais verídicas e palpáveis.

No âmbito das análises dinâmicas realizadas no presente trabalho, recorreu-se à incidência de apenas um único sismo nos vários modelos do edifício. Tendo em conta que o principal propósito destas análises se prende com o estudo do contributo das paredes de alvenaria na resposta sísmica da estrutura em questão, procurou-se seleccionar um sismo que se enquadrasse no contexto e realidade do edifício, ou seja, um sismo com realismo de ocorrência no Nepal. Realça-se que este não é um estudo de vulnerabilidade sísmica do edifício, onde, aí sim, deveriam ser seleccionados vários tipos de sismos com características distintas para se realizarem as análises.

É importante referir que para este tipo de análises foi tida em conta uma redução de rigidez nos elementos de betão armado (elementos estruturais) integrantes dos modelos do edifício. De facto, aquando do dimensionamento do projeto de estruturas ou da realização de análises ao nível linear elástico dos materiais, deve ter-se em conta uma redução da rigidez dos elementos estruturais para que se tenham em consideração fenómenos como a fendilhação que retiram rigidez à estrutura. O Eurocódigo 8 (parte 1) recomenda, no âmbito do projeto de edifícios, uma redução da rigidez elástica de flexão e de esforço transversal, para os elementos de betão e de alvenaria, de 50%. Baseando-se nesta tese em análises elásticas lineares para aferir a influência das paredes de alvenaria no comportamento sísmico do edifício de betão armado, decidiu-se então não se adotarem as recomendações do Eurocódigo 8 por serem demasiadamente severas e exageradas para o caso em questão. Ao invés, consideraram-se as indicações preconizadas pelo regulamento grego KANEPE (2013). Estas conduzem a reduções mais ponderadas e adequadas para a análise estrutural (e não para o projeto de edifícios, como é o caso do EC8), a aplicar aos elementos estruturais. No Quadro 5.8, apresentam-se essas recomendações.

Quadro 5.8 – Valores de redução de rigidez associados às recomendações do código grego (KANEPE, 2013)

Elemento Estrutural	Valores de Redução
Coluna interna	0,2
Pilar externo	0,4
Núcleos de rigidez, fissurados	0,5
Núcleos de rigidez	0,3
Vigas	0,6

Note-se que a redução de rigidez dos elementos estruturais, anteriormente descrita, apenas foi adotada no âmbito das análises dinâmicas lineares elásticas. Em relação às análises modais efetuadas, optou-se por não considerar essa redução de rigidez por forma a conseguirem-se resultados coesos e concordantes, comparáveis com os resultados obtidos experimentalmente. Caso contrário, o processo de calibração de dano, previamente referido, deixaria de fazer sentido e a própria validação dos modelos seria posta em causa, dado que os resultados numéricos seriam afetados por esta redução de rigidez.

Assim, reforça-se a ideia de que a redução de rigidez apenas foi considerada para as análises dinâmicas lineares elásticas, análises estas completamente independentes das modais e, consequentemente, dos valores de frequências experimentais obtidos.

5.3.1. AÇÃO SÍSMICA CONSIDERADA

Conforme já referido, a equipa da FEUP conseguiu o registo do sismo de Gorkha que abalou o Nepal no passado dia 25 de Abril de 2015 e que, consequentemente, afetou o edifício de betão armado alvo de estudo. Esses registos vêm sob a forma de acelerogramas que não são mais do que representações temporais das acelerações que o solo experimenta, num determinado ponto, durante a ocorrência de um sismo.

Na Figura 5.4 e Figura 5.5, apresentam-se os acelerogramas (reais) do sismo de Gorkha, considerados para as análises dinâmicas efetuadas aos vários modelos do edifício.

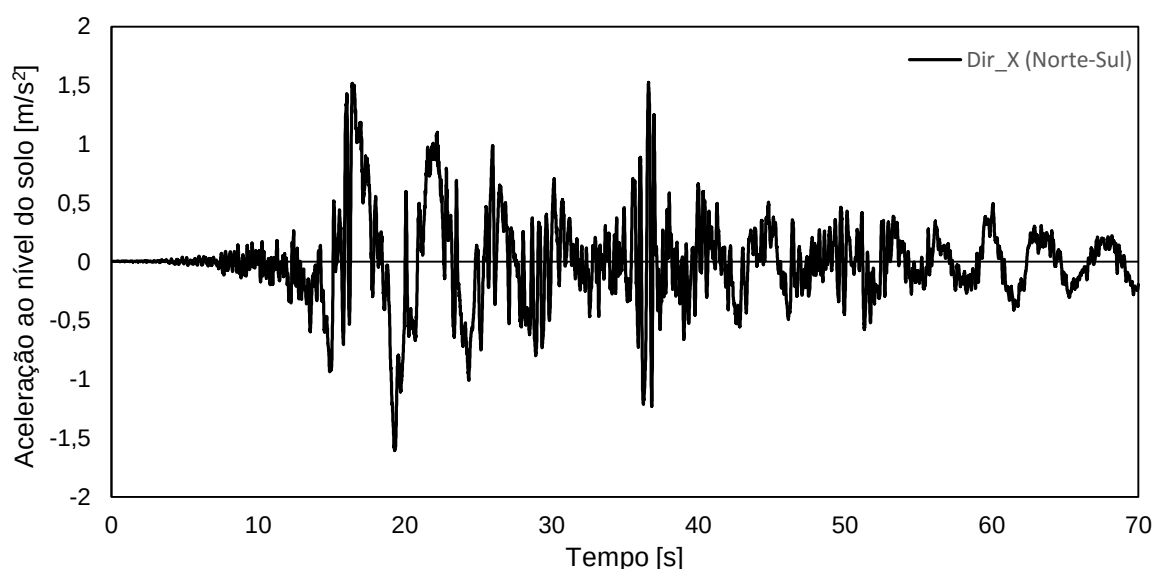


Figura 5.4 – Aspeto do acelerograma correspondente ao sismo de Gorkha na direção longitudinal (direção x)

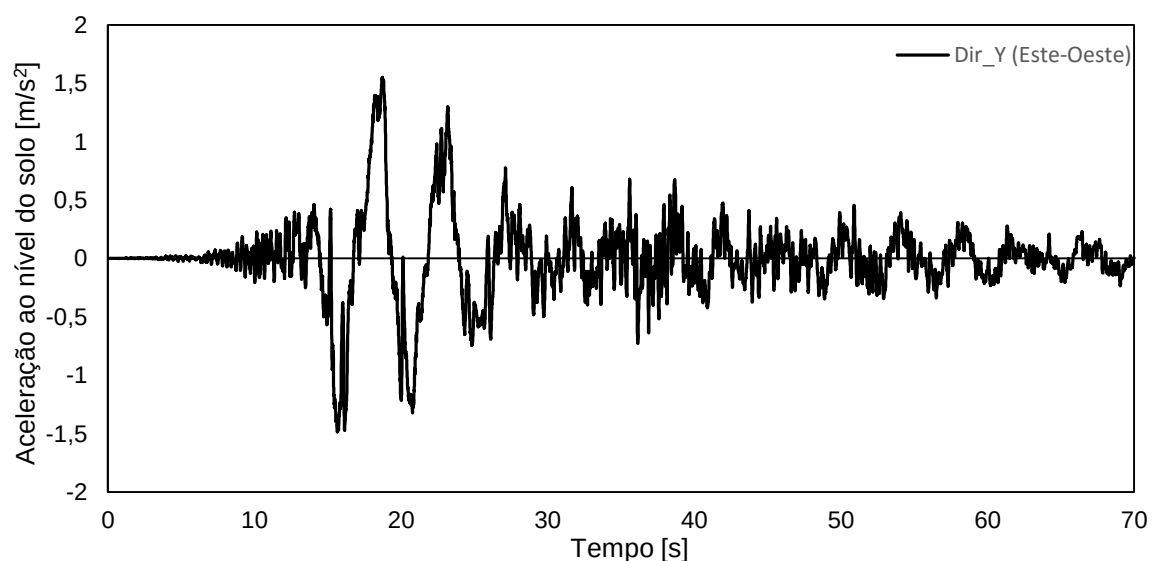


Figura 5.5 – Aspeto do acelerograma correspondente ao sismo de Gorkha na direção transversal (direção y)

Relativamente aos acelerogramas acima apresentados, os valores máximos de acelerações correspondem a $1,55 \text{ m/s}^2$ aos 18,7 s e a $1,53 \text{ m/s}^2$ aos 36,6 s, na direção longitudinal e transversal, respetivamente. De facto, ambos os acelerogramas são semelhantes no que diz respeito à gama de valores máximos de acelerações que os definem. No entanto, repare-se que o acelerograma correspondente à direção longitudinal apresenta uma configuração consideravelmente diferente do correspondente à direção transversal. Essa diferença resulta do facto de no 1º acelerograma existirem 2 picos fortes de acelerações (um entre os 15s e os 20 s e o outro entre os 35s e os 40s) enquanto que no 2º existe apenas um (entre os 15s e os 20 s). Esse 2º pico de aceleração existente no acelerograma associado à direção longitudinal pode causar bastantes estragos às estruturas dado que as mesmas já tinham experimentado acelerações bastante fortes (segundo x e y), momentos antes. Assim, torna-se importante deixar o leitor bem ciente deste tipo de particularidades que, por vezes, têm impactos bem maiores do que outros sismos com maiores valores de aceleração de pico.

Com base nestes registos reais de acelerações e, recorrendo ao *software* SeismoSpect, geraram-se os correspondentes espectros de resposta ilustrados na Figura 5.6, e que permitem uma interpretação mais completa da ação sísmica em questão.

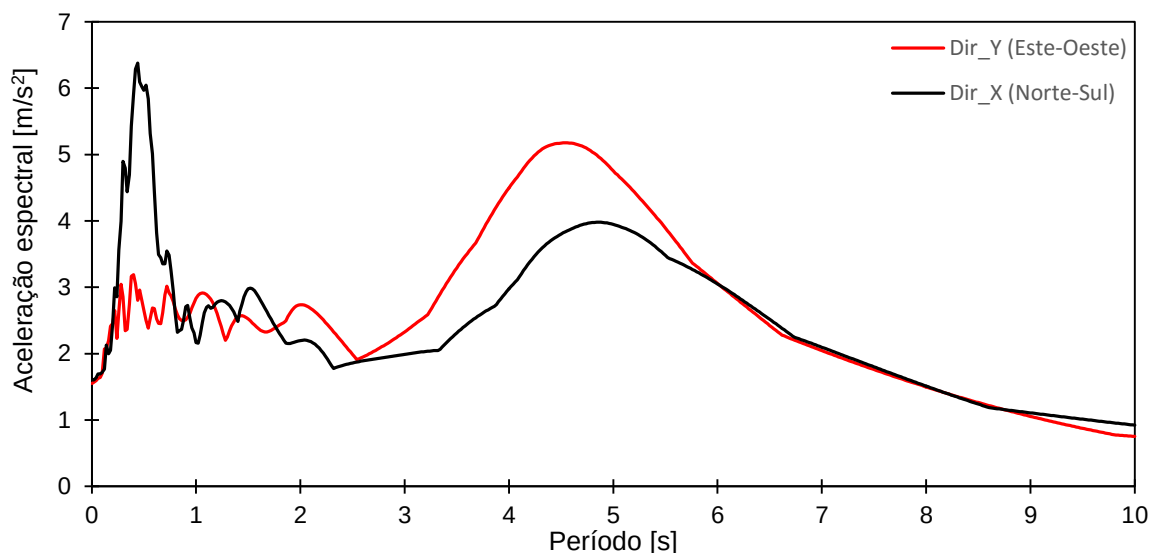


Figura 5.6 – Espectro de resposta correspondente ao registo do sismo de Gorkha

Observando os espectros de resposta apresentados na Figura 5.6, facilmente se conclui que a sua configuração em nada se assemelha à dos espectros regulamentares preconizados pelo EC8. Isso acontece porque os espectros de resposta regulamentares são curvas idealizadas com o objetivo de estabelecer valores mínimos de resistências que as estruturas de uma dada região devem apresentar, de acordo com a sismicidade desse local (Guerreiro, 2011). Já os espectros de resposta correspondentes ao sismo de Gorkha representam o efeito da ação sísmica em questão sobre um conjunto de osciladores lineares de um grau de liberdade (Guerreiro, 2011).

Particularizando, identifica-se no espectro de resposta segundo a direção x (longitudinal) um pico de aceleração espectral com o valor de $6,4 \text{ m/s}^2$ num período de 0,4 s (equivalente a 2,5 Hz). Adicionalmente, já numa gama de períodos diferentes, identificaram-se valores de acelerações (não tão intensos mas

igualmente importantes) de $4,0 \text{ m/s}^2$ para o período de $4,0 \text{ s}$ (equivalente a $0,25 \text{ Hz}$) e de $5,2 \text{ m/s}^2$ para o período de $4,5 \text{ s}$ (equivalente a $0,22 \text{ Hz}$) na direção segundo x e y , respetivamente.

Note-se que o pico de aceleração espectral mais forte, associado ao espetro de resposta segundo a direção longitudinal, corresponde à gama de frequências compatíveis com as frequências fundamentais dos 2^{os} modos de vibração (f_4 , f_5 e f_6) do edifício em estudo (Quadro 5.6 e Quadro 5.7). Esta particularidade é bastante importante porque poderá originar fenómenos semelhantes aos da ressonância com efeitos relevantes na resposta sísmica. Ainda que esta compatibilidade de frequências seja em relação às frequências dos 2^{os} modos de vibração, cuja participação em termos de massa na resposta sísmica do edifício é bastante inferior quando comparada com a dos 1^{os} modos de vibração (ver valores de massas modais efetivas no Quadro 5.5, Quadro 5.2 e Quadro 5.1), não é de todo descartável a ideia de que este pico de acelerações espectrais possa, ainda assim, desencadear amplificações na resposta sísmica.

Na análise e discussão de resultados que se segue relativamente às análises dinâmicas lineares elásticas efetuadas com os vários modelos da estrutura em estudo, ter-se-á em conta este tipo de particularidades dos acelerogramas. Ainda no âmbito deste tipo de análises, adotou-se um coeficiente de amortecimento viscoso de 5%.

5.3.2. ANÁLISE E DISCUSSÃO DE RESULTADOS

A obtenção e processamento de resultados provenientes de análises dinâmicas elásticas lineares com recurso a acelerogramas (como é o caso) constitui um processo bastante complexo e demorado dado que cada nó pertencente ao modelo da estrutura conta uma história no tempo com diferentes valores de deslocamentos, rotações, forças, esforços, entre outros. Assim, é de todo fulcral saber processar essa enorme quantidade de informação para se obterem resultados coerentes que permitam tirar conclusões racionais e satisfatórias.

Posto isto, dada a dimensão dos modelos concebidos para o presente estudo, optou-se por tratar e analisar a informação proveniente das análises dinâmicas, relativamente a 4 pilares da estrutura. Esses pilares foram escolhidos criteriosamente de modo a reproduzirem eficazmente a resposta global do edifício face à incidência da ação sísmica. Apresentam-se na Figura 5.7 os pilares escolhidos, designados por pilar A, B, C e D.

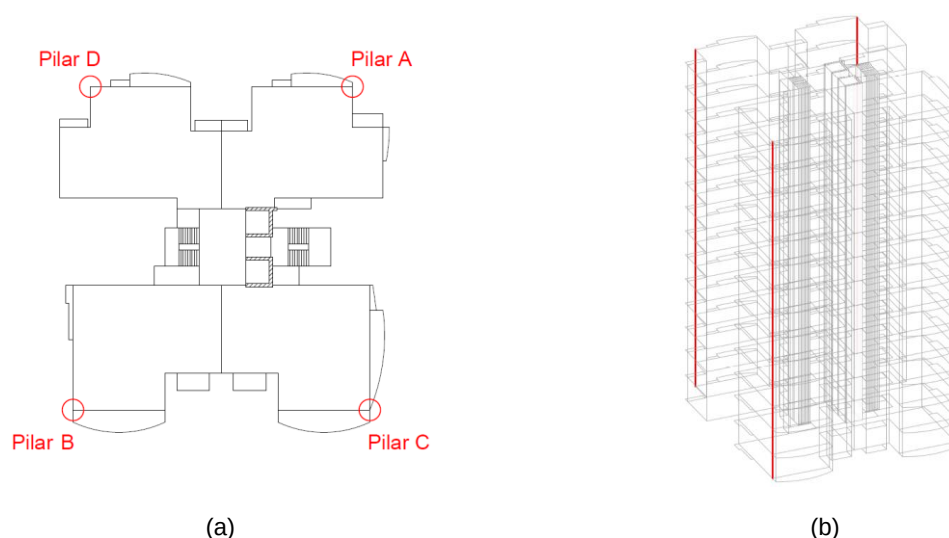


Figura 5.7 – Esquemas elucidativos dos pilares seleccionados para a análise dos resultados

Complementarmente, para que em texto corrente se evitassem grandes repetições e de forma a simplificar a leitura, foram adotadas algumas designações em relação aos vários modelos da estrutura sobre os quais foram feitas as análises:

- i. Modelo do edifício com paredes (sem dano) – Modelo 1;
- ii. Modelo do edifício com paredes (com dano) – Modelo 2;
- iii. Modelo do edifício sem paredes – Modelo 3.

Seguidamente, apresentam-se os resultados associados às análises sísmicas efetuadas para então aferir quanto à influência das paredes de alvenaria no comportamento sísmico do edifício de betão armado em estudo. De entre os vários parâmetros tipicamente usados para a avaliação deste tipo de análises, no presente trabalho estudaram-se o deslocamento dos pisos, o *drift* dos pisos, o corte ao nível dos pisos, o corte basal e as forças sísmicas por piso.

5.3.2.1. Deslocamento dos pisos

Os deslocamentos dos pisos traduzem o desvio de cada piso da estrutura em relação à sua posição original.

Optou-se por apresentar as envolventes dos deslocamentos máximos e mínimos por piso e máximos absolutos por piso. Primeiramente, compararam-se os deslocamentos máximos e mínimos por piso associados aos 4 pilares de um determinado modelo (modelo da estrutura sem paredes) para, de facto, se ter uma noção das suas diferenças e se perceber até que ponto eles retratam adequadamente o comportamento global da estrutura perante a incidência do sismo de Gorkha. Apresentam-se na Figura 5.8, os gráficos dos deslocamentos máximos e mínimos por piso, resultantes da análise dinâmica linear elástica efetuada ao modelo da estrutura sem paredes (Modelo 3).

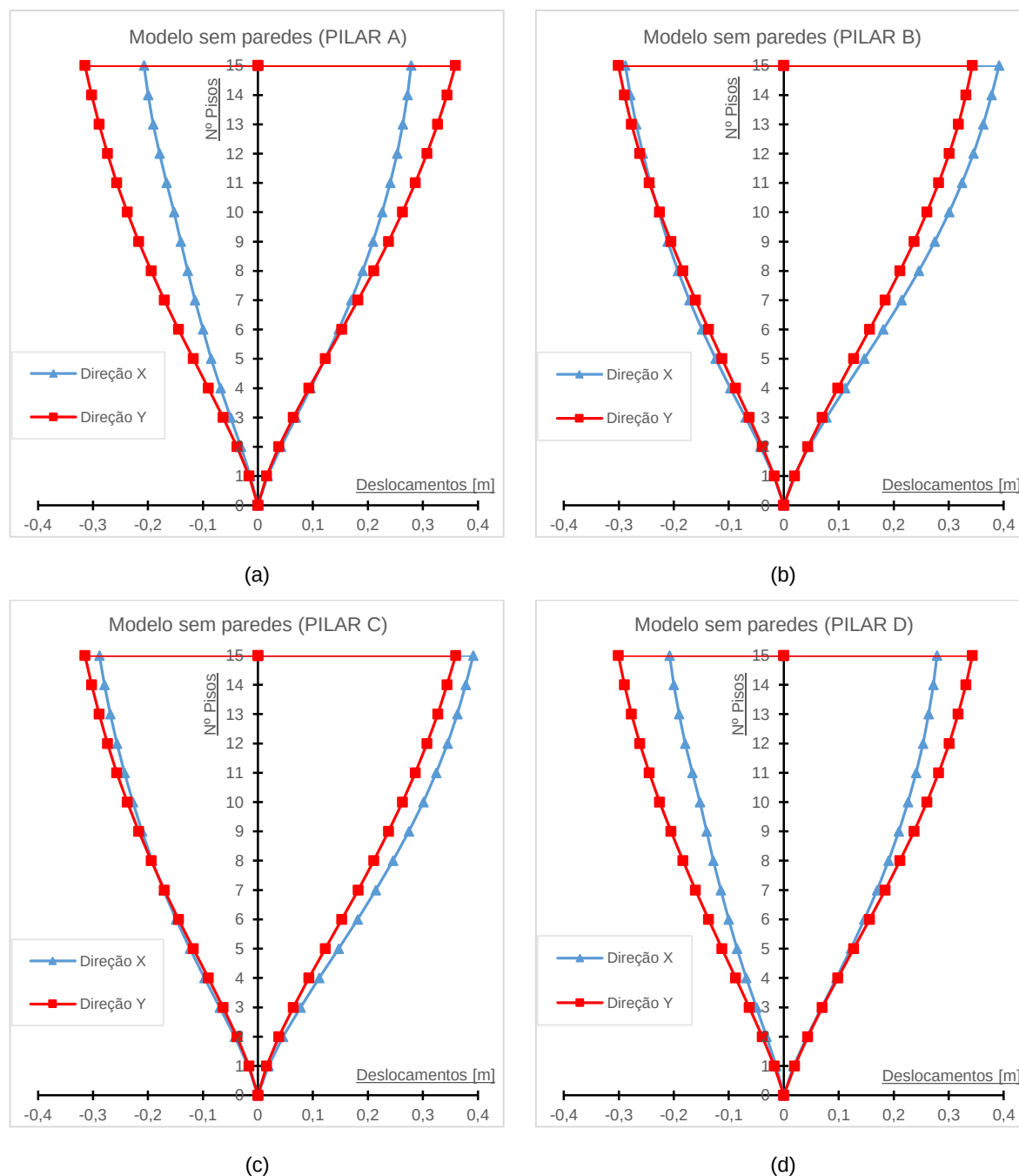


Figura 5.8 – Envolventes de deslocamentos máximos e mínimos na direção transversal (direção segundo y) e longitudinal (direção segundo x) para (a) pilar A; (b) pilar B; (c) pilar C; (d) pilar D

Observando os gráficos apresentados na Figura 5.8, facilmente se identificam comportamentos comuns nos pilares selecionados. De facto, não só a forma das envolventes de deslocamentos mas também a grandeza de valores correspondentes aos pilares A e D e aos pilares B e C assemelham-se bastante. Nos pilares A e D os deslocamentos máximos e mínimos acontecem para a direção segundo y, enquanto que nos pilares B e C os deslocamentos máximos acontecem para a direção longitudinal (segundo x) e os mínimos acontecem para ambas as direções. Pensa-se que esta diferença de deslocamentos, registada

entre o par de pilares A e D e o par de pilares B e C, se justifica pelo efeito da torção tão fortemente presente e característica deste edifício, conforme já discutido.

No Quadro 5.9, evidenciam-se para melhor percepção em termos numéricos, os valores dos deslocamentos de topo associados aos vários pilares (A, B, C e D) no modelo da estrutura sem paredes.

Quadro 5.9 – Deslocamentos de topo associados aos pilares A, B, C e D no modelo da estrutura sem paredes

Pilares	Deslocamentos de topo			
	Direção longitudinal (segundo x)		Direção transversal (segundo y)	
	d _{MÁX.} [m]	d _{MÍN.} [m]	d _{MÁX.} [m]	d _{MÍN.} [m]
A	0,279	-0,207	0,359	-0,314
B	0,391	-0,288	0,343	-0,301
C	0,391	-0,288	0,359	-0,314
D	0,279	-0,207	0,343	-0,301

Com base nos valores do Quadro 5.9, conclui-se outra particularidade importante. O par de pilares A e D apresenta valores de deslocamentos de topo segundo a direção longitudinal cerca de 30% inferiores aos correspondentes ao par de pilares B e C. O mesmo não acontece para os deslocamentos de topo associados à direção transversal onde todos os pilares apresentam valores bastante próximos. Mais uma vez, presumiu-se que o grande responsável por este comportamento terá sido o efeito de torção.

A discussão acima levantada restringiu-se ao modelo da estrutura sem paredes dado que as conclusões obtidas são comuns aos vários modelos. Ainda assim, poderão ser consultados no Anexo B os vários gráficos correspondentes aos deslocamentos máximos e mínimos por piso dos 4 pilares nos restantes modelos da estrutura.

Seguidamente, decidiu-se estudar e comparar as envolventes dos deslocamentos máximos absolutos nos 3 modelos do edifício (modelo 1, modelo 2 e modelo 3), por forma a perceber, em termos de deslocamentos, qual a influência das paredes de alvenaria no comportamento sísmico do edifício. Para tal, neste contexto optou-se por apenas considerar os pilares A e C dado que estes são suficientes para caracterizar a resposta global da estrutura, como aliás já se demonstrou anteriormente. Ainda assim, toda a informação que será apresentada para os pilares A e C poderá ser igualmente consultada para os pilares B e D no Anexo B da presente dissertação.

Na Figura 5.9, apresentam-se os deslocamentos máximos absolutos para o pilar A, provenientes das análises dinâmicas elásticas lineares efetuadas aos três modelos da estrutura. Complementarmente, também se apresenta no Quadro 5.10 os valores dos deslocamentos de topo, associados aos vários modelos para o pilar A.

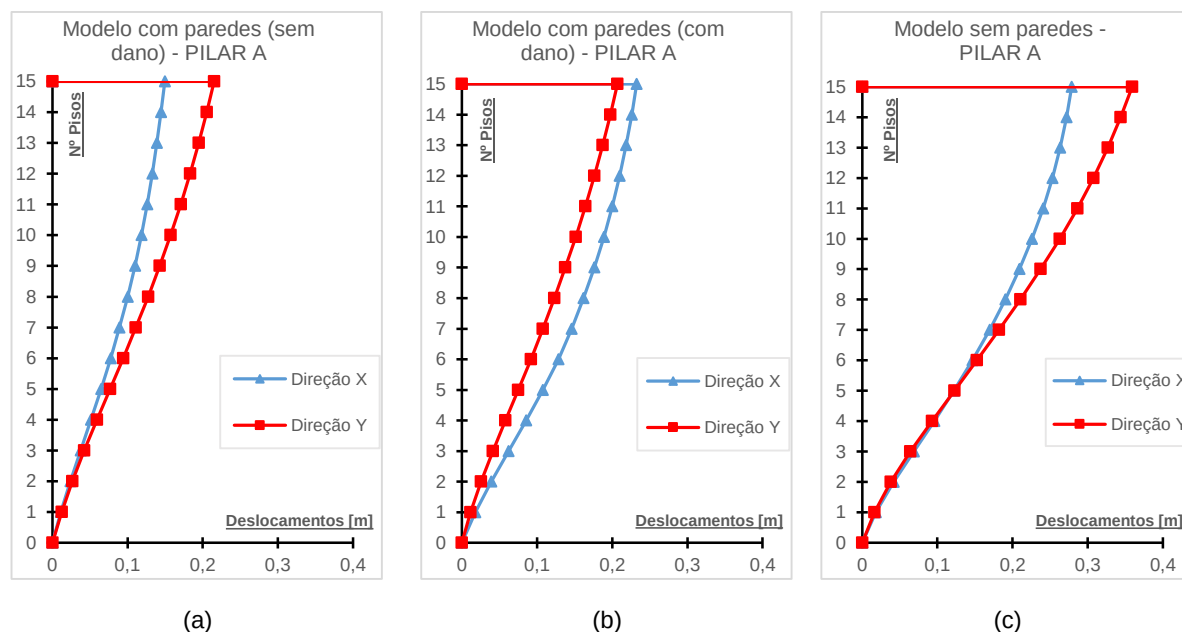


Figura 5.9 – Envolventes de deslocamentos máximos absolutos na direção transversal (direção segundo y) e longitudinal (direção segundo x) para o pilar A, relativamente a (a) modelo 1; (b) modelo 2; (c) modelo 3

Quadro 5.10 – Deslocamentos máximos absolutos de topo associados ao pilar A para os modelos 1, 2 e 3

Pilares	Modelo com paredes (sem dano)		Modelo com paredes (com dano)		Modelo sem paredes	
	d _{MÁX. ABS.} (x)	d _{MÁX. ABS.} (y)	d _{MÁX. ABS.} (x)	d _{MÁX. ABS.} (y)	d _{MÁX. ABS.} (x)	d _{MÁX. ABS.} (y)
	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]
A	0,198	0,223	0,232	0,207	0,279	0,359

Da análise dos gráficos anteriormente apresentados denota-se, claramente, a presença de uma configuração de perfis de deslocamentos muito típica, que se repete para todos os modelos em ambas as direções. Este tipo de configuração é característico dos sistemas porticados, sistema esse bastante presente na tipologia do edifício em estudo. Observa-se também que, à exceção do que se verifica no modelo 2, todos os modelos apresentam, de um modo geral, deslocamentos superiores na direção transversal. De facto, no modelo 2 os deslocamentos máximos absolutos verificaram-se para a direção segundo x e não segundo y (como aconteceu nos modelos 1 e 3). Esse fenómeno poderá relacionar-se com o facto de o modelo 2 representar uma estrutura não só irregular em planta (conforme referido anteriormente) mas também irregular em altura, esta última, consequência dos diferentes níveis de dano causados ao edifício (pelo sismo de Gorkha). Todavia, na presente dissertação não se fizeram estudos aprofundados que permitissem esclarecer o fenómeno previamente mencionado, pelo que a explicação dada não passa de uma suspeita.

Da análise dos valores associados aos deslocamentos máximos de topo para os diferentes modelos considerados apresentados no Quadro 5.10, pode concluir-se que:

- i. Verifica-se um crescimento percentual dos deslocamentos de topo na direção longitudinal (segundo x) de 14,6 % para o modelo 2 e de 29,0 % para o modelo 3, em relação ao modelo 1 (representativo da estrutura no seu estado inicial, antes da incidência do sismo);
- ii. Verifica-se uma variação percentual dos deslocamentos de topo na direção transversal de - 7,2 % para o modelo 2 e de +37,8 % para o modelo 3, em relação ao modelo 1 (presume-se que esta variação negativa inesperada se explique também pela irregularidade em altura associada unicamente ao modelo 2);
- iii. O valor máximo absoluto de deslocamento de topo (em ambas as direções) verificado acontece para o modelo 3, como seria de esperar, uma vez este ser o único cuja contribuição das paredes de alvenaria em termos de rigidez é nula.

Apresenta-se, de seguida, o mesmo tipo de análise e discussão mas, desta vez, para o pilar C. Assim, na Figura 5.10 apresentam-se os gráficos dos deslocamentos máximos absolutos para o pilar C e os correspondentes valores apresentam-se no Quadro 5.11.

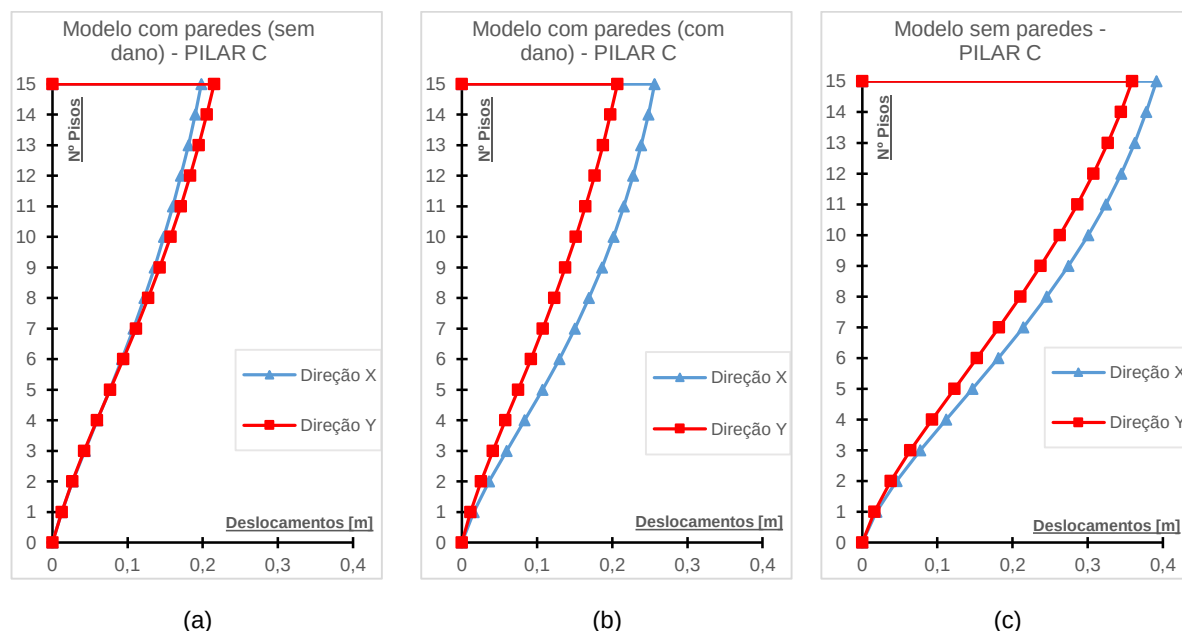


Figura 5.10 – Envolventes de deslocamentos máximos absolutos na direção transversal (direção segundo y) e longitudinal (direção segundo x) para o pilar C, relativamente a (a) modelo 1; (b) modelo 2; (c) modelo 3

Quadro 5.11 – Deslocamentos máximos absolutos de topo associados ao pilar C para os modelos 1, 2 e 3

Pilares	Modelo com paredes (sem dano)		Modelo com paredes (com dano)		Modelo sem paredes	
	d _{MÁX. ABS.} (x) [m]	d _{MÁX. ABS.} (y) [m]	d _{MÁX. ABS.} (x) [m]	d _{MÁX. ABS.} (y) [m]	d _{MÁX. ABS.} (x) [m]	d _{MÁX. ABS.} (y) [m]
C	0,198	0,215	0,256	0,207	0,391	0,359

Em relação aos deslocamentos máximos absolutos para o pilar C, a discussão e conclusões a retirar são idênticas às correspondentes ao pilar A, pelo que não serão novamente enunciadas.

Todavia, torna-se importante abordar um determinado pormenor que de facto não se revelou para o pilar A. Repare-se que adicionalmente ao que se verificou para o pilar A, em que apenas no modelo 2 os deslocamentos na direção longitudinal eram superiores aos da direção transversal, no pilar C essa particularidade repete-se também para o modelo 3. Realmente, é de todo evidente o grande aumento dos deslocamentos máximo absolutos segundo x face ao que se verificou para o pilar A. A mesma questão foi também abordada quando se compararam os deslocamentos máximos e mínimos associados aos 4 pilares (A, B, C e D) onde se concluiu que, muito provavelmente, esse aumento de deslocamentos segundo x se deve ao efeito de torção característico do edifício em estudo.

Quanto à análise dos valores de deslocamentos de topo enunciados no Quadro 5.11, é possível constatar que:

- i. Verifica-se uma variação percentual dos deslocamentos de topo na direção longitudinal de +22,6 % para o modelo 2 e de +49,4 % para o modelo 3, em relação ao modelo 1;
- ii. Verifica-se uma variação percentual dos deslocamentos de topo na direção transversal de -3,7 % para o modelo 2 e de +40,1 % para o modelo 3, em relação ao modelo 1.

5.3.2.2. *Drift*

Os *drift's* são a diferença entre os deslocamentos de pisos adjacentes, dividida pela altura entre eles, fornecendo assim uma medida de distorção para cada andar.

Para se chegar a valores plausíveis para as envolventes de *drift's* máximos foi necessário avaliar o deslocamento relativo entre pisos para cada instante. O valor máximo registado entre cada piso integrou então a envolvente de *drift's* máximos. Deste modo, obtêm-se envolventes de *drift's* corretamente definidas que traduzem valores reais que a estrutura efetivamente experimenta.

No âmbito da análise e discussão destes resultados (envolventes de *drift's* máximos), considerou-se extremamente interessante incluir uma comparação entre os valores de *drift's* obtidos para os vários modelos com valores de limites de *drift's* para edifícios com paredes de alvenaria. Esses limites associam valores de *drift's* que o edifício possa sentir a níveis de dano que as paredes de alvenaria que o integram possam sofrer. As normas internacionais FEMA 306 (1999) e FEMA 307 (1999) fornecem valores de limites de *drift's* consoante a constituição das alvenarias. Para painéis constituídos por tijolos de alvenaria (caso específico do edifício em estudo) são sugeridos limites de *drift's* apresentados na Figura 5.11 e que serão os usados na comparação com os valores de *drift's* obtidos para os vários modelos. A Figura 5.11 relaciona também os limites de *drift's* com o correspondente tipo e nível de dano associado às paredes de alvenaria.

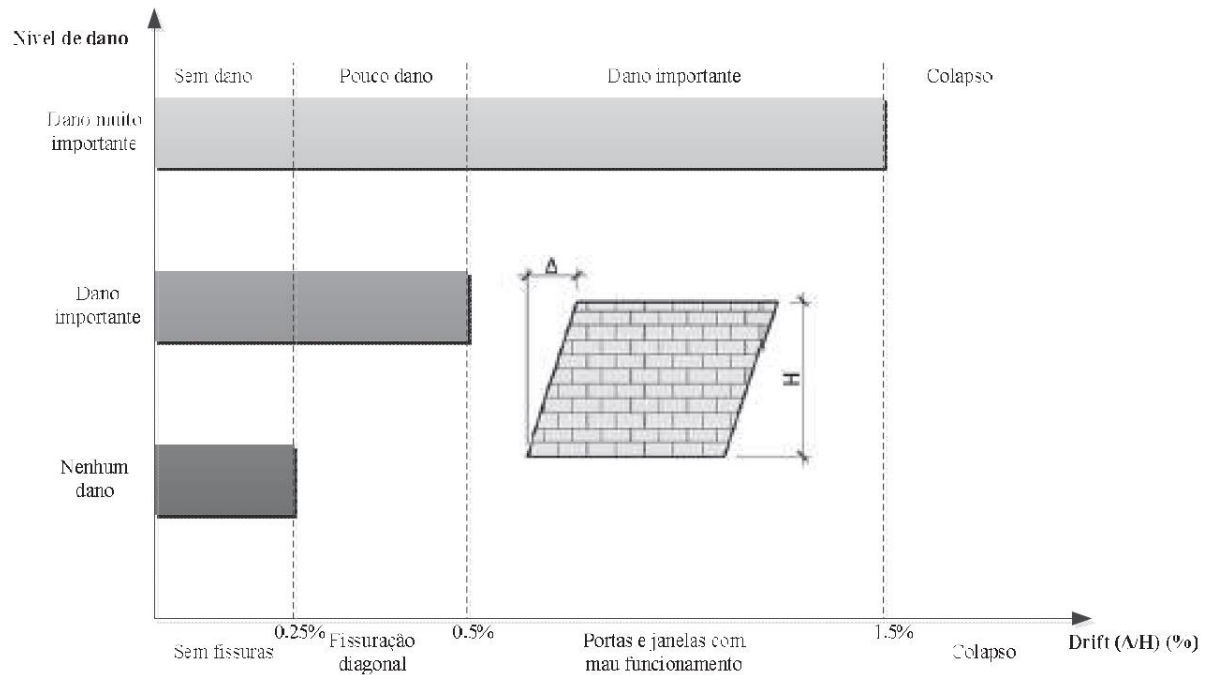


Figura 5.11 – Valores limite de *drift's* sugeridos para diferentes níveis de dano nas paredes de alvenaria.

Adaptado de Markulak, Radić e Sigmund (2013)

Posto isto, procede-se então à análise e discussão dos resultados associados aos *drift's* dos vários modelos da estrutura (modelo 1, modelo 2 e modelo 3). É de notar que, pelas mesmas razões enunciadas para a discussão dos resultados dos deslocamentos máximos absolutos, na presente discussão também só serão considerados os pilares A e C. Todavia, realça-se novamente que toda a informação respeitante aos restantes pilares poderá ser consultada no Anexo B da presente dissertação.

Apresentam-se nas figuras seguintes (Figura 5.12 e Figura 5.13) as envolventes de *drift's* associadas aos pilares A e C para os modelos do edifício considerados.

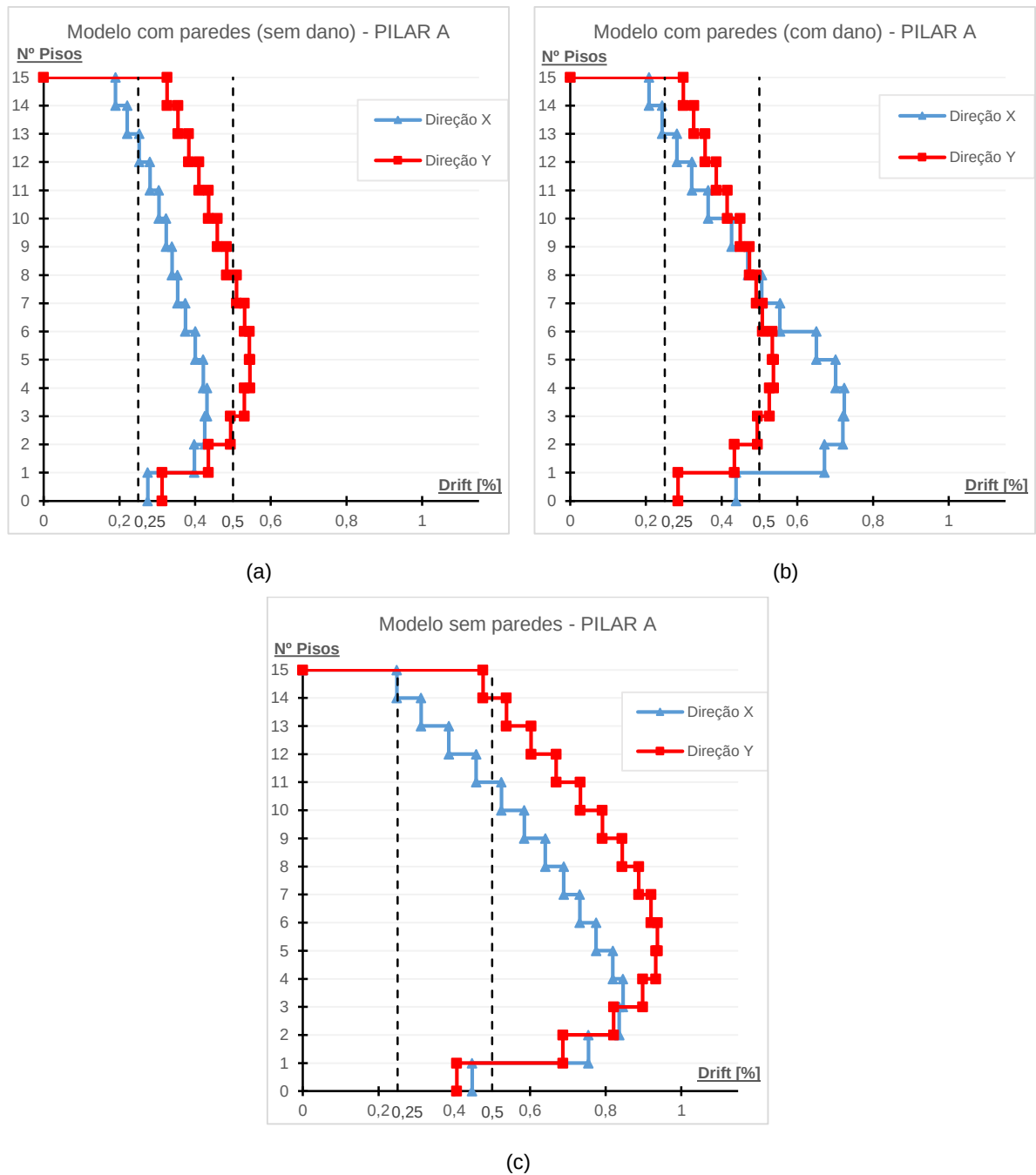


Figura 5.12 – Envolventes de *drift's* máximos na direção transversal (direção segundo y) e longitudinal (direção segundo x) para o pilar A, relativamente a (a) modelo 1; (b) modelo 2; (c) modelo 3

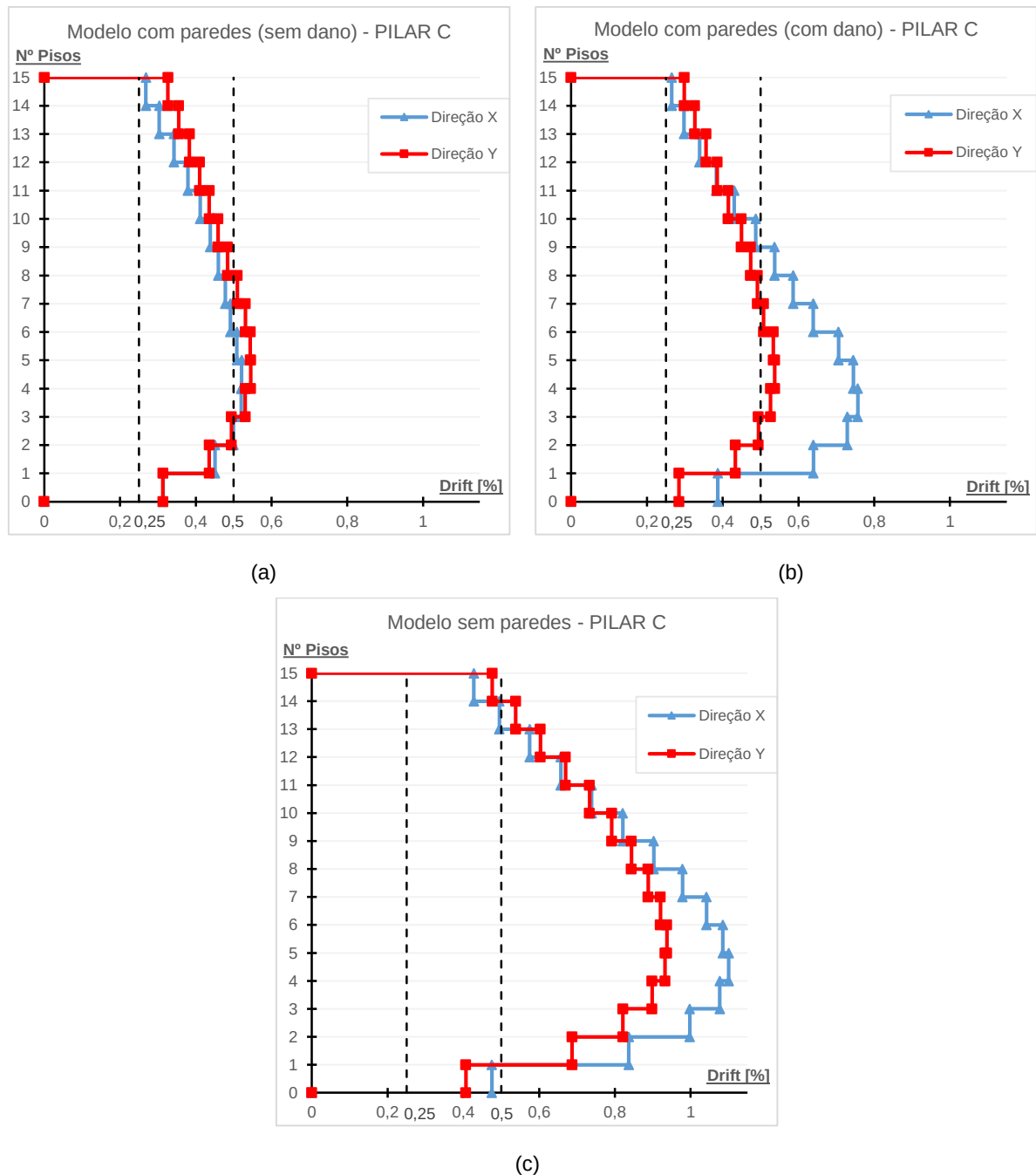


Figura 5.13 – Envolventes de *drift's* máximos na direção transversal (direção segundo y) e longitudinal (direção segundo x) para o pilar C, relativamente a (a) modelo 1; (b) modelo 2; (c) modelo 3

Do estudo e análise dos gráficos referentes às envolventes de *drift's* máximos, acima demonstrados, foi possível concluir que:

- Para todos os modelos, em ambas as direções, verificou-se que os valores de *drift's* mais altos acontecem para as zonas intermédias do edifício, nomeadamente entre o piso 3 e o piso 7. Esta é uma particularidade muito típica dos sistemas porticados;
- De forma análoga ao que se verificou na análise dos deslocamentos máximos absolutos, constata-se que, relativamente ao pilar A, todos os modelos apresentam, de um modo geral,

valores de *drift's* superiores na direção transversal, com exceção do modelo 2 onde se verifica o contrário (maiores valores de *drift's* na direção longitudinal). Tal como referido anteriormente, pensa-se que esta exceção se possa explicar pelo facto do modelo 2 representar uma estrutura altamente irregular em altura. Em relação ao pilar C, as conclusões são idênticas, no entanto, observa-se que no modelo 3 os *drift's* máximos acontecem para a direção longitudinal. De facto, tal como se verificou na análise dos deslocamentos máximos absolutos, constata-se em enorme aumento de *drift's* segundo x, face ao que se observou para o pilar A;

- iii. Perante a incidência do sismo de Gorkha nos vários modelos representativos do edifício, praticamente todos apresentaram valores de *drift's* superiores ao limite de 0,25 % correspondente ao surgimento de fissuração diagonal nas paredes de alvenaria. Realmente, com base nos danos observados no edifício de betão armado em estudo (assunto apresentado e discutido no subcapítulo 3.4.3), facilmente se compreende que os valores de *drift's* obtidos para os vários modelos são consistentes com estes danos. Em relação ao valor limite de 0,5 %, representativo de um dano já com alguma importância e preocupação ao nível das paredes de alvenaria, verifica-se que apenas os *drift's* dos pisos intermédios apresentam valores superiores ao valor anteriormente referido, no caso dos modelos 1 e 2. Para o modelo 3 (modelo cuja contribuição das paredes de alvenaria em termos de rigidez é nula), como seria de esperar, praticamente todos os valores de *drift's* são superiores ao valor limite de 0,5 %. Curiosamente, em nenhum caso (nem mesmo no modelo 3) se registaram valores de *drift's* superiores ao valor limite de 1,5 % que, segundo os pressupostos do esquema representado na Figura 5.11, corresponde a uma situação de colapso das paredes de alvenaria. Este pormenor demonstra que de facto o edifício perante a ação sísmica em questão teve um bom comportamento e que o dimensionamento da estrutura incorporou medidas de natureza sísmica e de limitação de danos bastante eficazes, que garantiram um comportamento satisfatório até para os elementos não estruturais (tipicamente desprezados no âmbito do dimensionamento de projetos de estruturas). Realça-se ainda que, apesar de tudo, o pilar A apresentou um desempenho ligeiramente melhor comparativamente ao pilar C, no que diz respeito à envolvente de *drift's* máximos observados.

A partir da análise dos valores associados aos *drift's* obtidos, discriminados em tabelas que integram o Anexo B desta dissertação, registou-se um comportamento semelhante ao observado na análise dos deslocamentos máximos absolutos. Concluiu-se o seguinte:

- i. A respeito do pilar A, verifica-se um crescimento percentual dos *drift's* na direção longitudinal (segundo x) de 27,3 % para o modelo 2 e de 42,5 % para o modelo 3, em relação ao modelo 1. Na direção transversal verifica-se uma variação percentual dos *drift's* de -4,0 % para o modelo 2 e de +38,3 % para o modelo 3, em relação ao modelo 1 (de forma análoga ao que se constatou na análise dos deslocamentos máximos absolutos, presume-se que esta variação negativa resulte da irregularidade em altura unicamente associada ao modelo 2);
- ii. Para o pilar C verifica-se um crescimento percentual dos *drift's* na direção longitudinal (segundo x) de 15,8 % para o modelo 2 e de 46,0 % para o modelo 3, em relação ao modelo 1. Na direção transversal verifica-se uma variação percentual dos deslocamentos relativos entre pisos de -3,9 % para o modelo 2 e de +38,3 % para o modelo 3, em relação ao modelo 1.

5.3.2.3. Corte ao nível dos pisos

O corte ao nível dos pisos representa o somatório do esforço transversal em cada piso de todos os elementos verticais. Assim, pela mesma lógica, facilmente se compreende que o valor do corte ao nível da base, também designado de corte basal, corresponde à resultante de força horizontal transmitida à fundação do edifício.

Mais uma vez, procurou-se obter os valores máximos, neste caso, do corte ao nível dos pisos, por representarem as situações mais extremas a que a estrutura está sujeita. Assim, na Figura 5.14, evidenciam-se as envolventes de corte máximo ao nível dos pisos para os vários modelos representativos da estrutura em estudo.

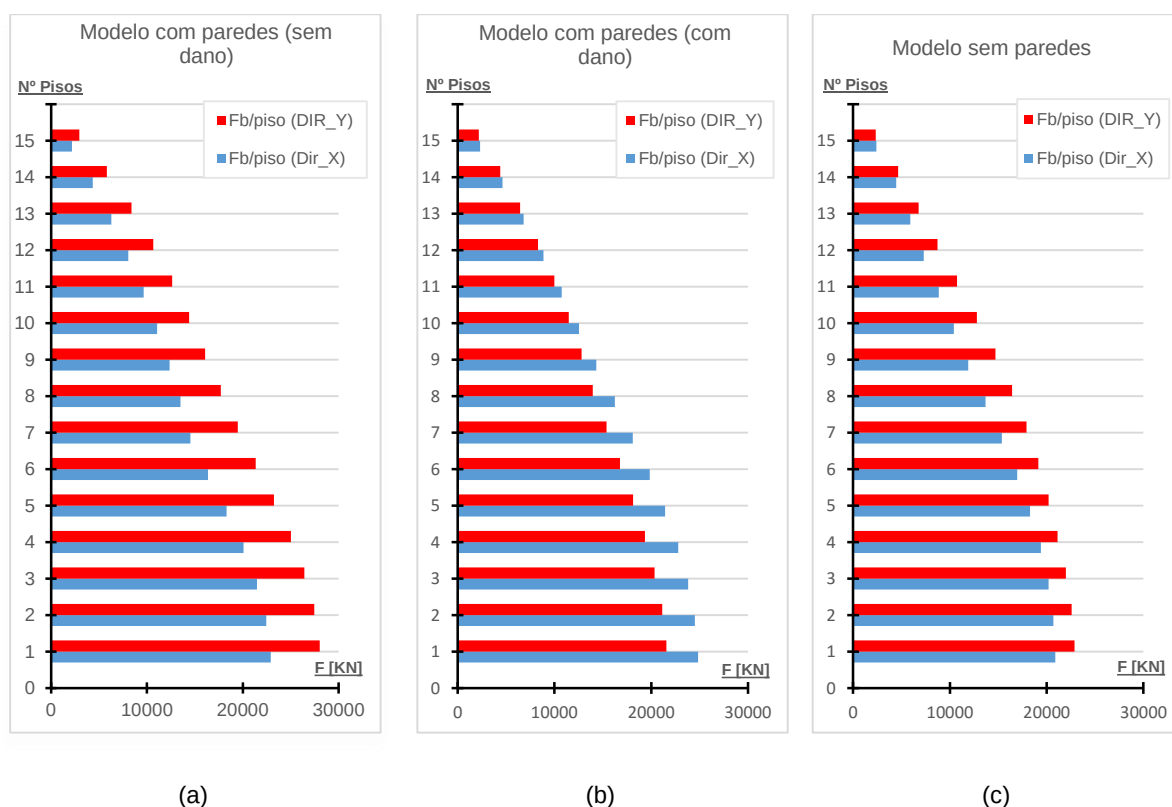


Figura 5.14 – Envolventes de forças de corte máximas por piso na direção transversal (direção segundo y) e longitudinal (direção segundo x), relativamente a (a) modelo 1; (b) modelo 2; (c) modelo 3

Da observação da Figura 5.14, imediatamente sobressai um pormenor que já se verificou e discutiu no âmbito dos parâmetros anteriormente avaliados. De facto, verifica-se que com exceção do modelo 2 todos os modelos apresentam forças de corte maiores na direção segundo y, representadas a vermelho na Figura 5.14. O modelo 2, em contrapartida, apresenta maiores valores de forças de corte segundo a direção x. Conforme já referido, desconhece-se a verdadeira razão desta particularidade mas julga-se que, tendo em conta que o modelo 2 que representa uma estrutura mais irregular em altura, consequência do dano que o edifício sofreu, esta característica (irregularidade em altura) tenha um grande contributo neste comportamento distinto que se tem repetido apenas para o modelo 2.

Seguidamente, no Quadro 5.12 apresentam-se os valores máximos do corte basal para ambas as direções, associados aos três modelos em estudo. Deste modo, o leitor beneficia também de alguma informação

numérica, igualmente importante para o estudo da influência das paredes de alvenaria no comportamento sísmico do edifício.

Quadro 5.12 – Forças de corte basal máximo para os modelos 1, 2 e 3

Modelos do edifício	Corte Basal Máximo [KN]	
	Direção longitudinal (segundo x)	Direção transversal (segundo y)
1	22915,5	28022,1
2	24838,0	21566,8
3	20905,8	22875,7

Da análise dos resultados evidenciados no Quadro 5.12, é possível aferir que:

- Verifica-se uma variação percentual do corte basal máximo na direção longitudinal de +7,7 % para o modelo 2 e de -8,8 % para o modelo 3, em relação ao modelo 1;
- Verifica-se uma variação percentual do corte basal máximo na direção transversal de -23,0 % para o modelo 2 e de -18,4 % para o modelo 3, em relação ao modelo 1;
- O valor máximo de corte basal associado à direção longitudinal acontece para o modelo 2, contrariamente ao que se esperava. Em relação ao valor máximo de corte basal associado à direção transversal, este acontece para o modelo 1.

Realmente, refletindo um pouco sobre o estudo numérico previamente apresentado, conclui-se que alguns resultados foram pouco expectáveis. A variação positiva de 7,7 % para o modelo 2 em relação ao 1 é um desses resultados, dado que se verifica apenas para a direção longitudinal. Complementarmente, o facto de, unicamente para essa mesma direção, o modelo 2 ser o que apresenta valores de corte basal mais altos constitui também um detalhe que não era esperado. Pensa-se que, pelo facto do modelo 1 ser o único com frequências de vibração compatíveis (frequências dos 2^{os} modos de vibração, f_4 , f_5 e f_6) com a frequência associada ao pico espectral mais preocupante, registado no espetro do sismo de Gorkha segundo a direção longitudinal (ver subcapítulo 5.3.1 e Figura 5.6), poderá justificar algumas destas discordâncias.

Realça-se ainda outro resultado pouco previsível associado, novamente ao valor do corte basal máximo para o modelo 2, desta vez na direção transversal. Este é inferior ao valor de corte basal máximo registado para o modelo 3, traduzindo, de certa forma, uma situação contrária da que se verificou para a direção longitudinal.

Embora não tenha sido possível esclarecer completamente estes aspetos, entende-se que estejam relacionados, por um lado com as características particulares deste edifício, e, por outro, com a maior irregularidade resultante das paredes de alvenaria, situações que se refletem num comportamento dinâmico mais complexo do que o observado em edifícios mais correntes com estrutura em pórtico. Efetivamente, neste edifício não se identificaram modos puros de translação, como é normal observar-se.

5.3.2.4. Forças sísmicas por piso

As forças sísmicas por piso representam as forças que a estrutura experimenta quando lhe é imposta uma determinada ação sísmica. Estas obtêm-se subtraindo as forças de corte de entrepisos sucessivos.

A avaliação deste parâmetro (forças sísmicas por piso) foi implementada no presente estudo por fornecer informações adicionais importantes, essencialmente a respeito da configuração das envolventes de forças. Assim, na Figura 5.15 e Figura 5.16 apresentam-se as envolventes de forças sísmicas máximas por piso para os vários modelos representativos da estrutura. É de notar que, na Figura 5.16, se apresentam as mesmas envolventes com destaque para o traçado auxiliar revelador da configuração em altura dos vários diagramas.

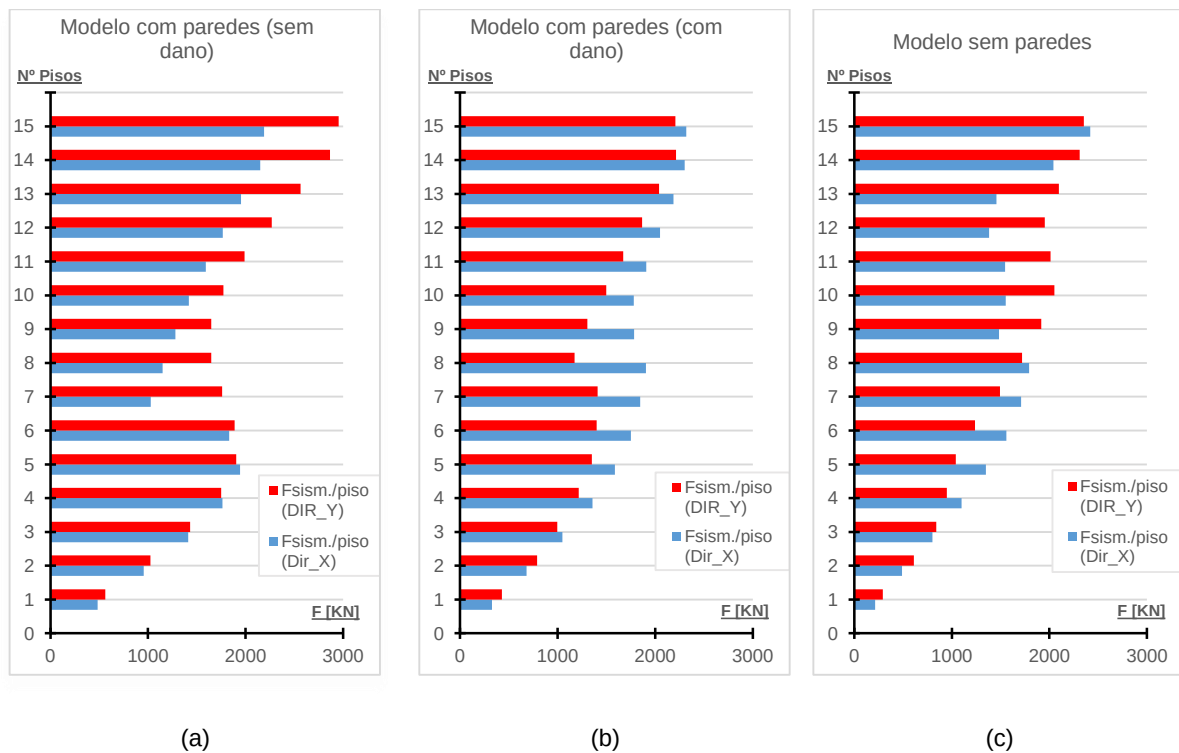


Figura 5.15 – Envolventes de forças sísmicas máximas por piso na direção transversal (direção segundo y) e longitudinal (direção segundo x), relativamente a (a) modelo 1; (b) modelo 2; (c) modelo 3

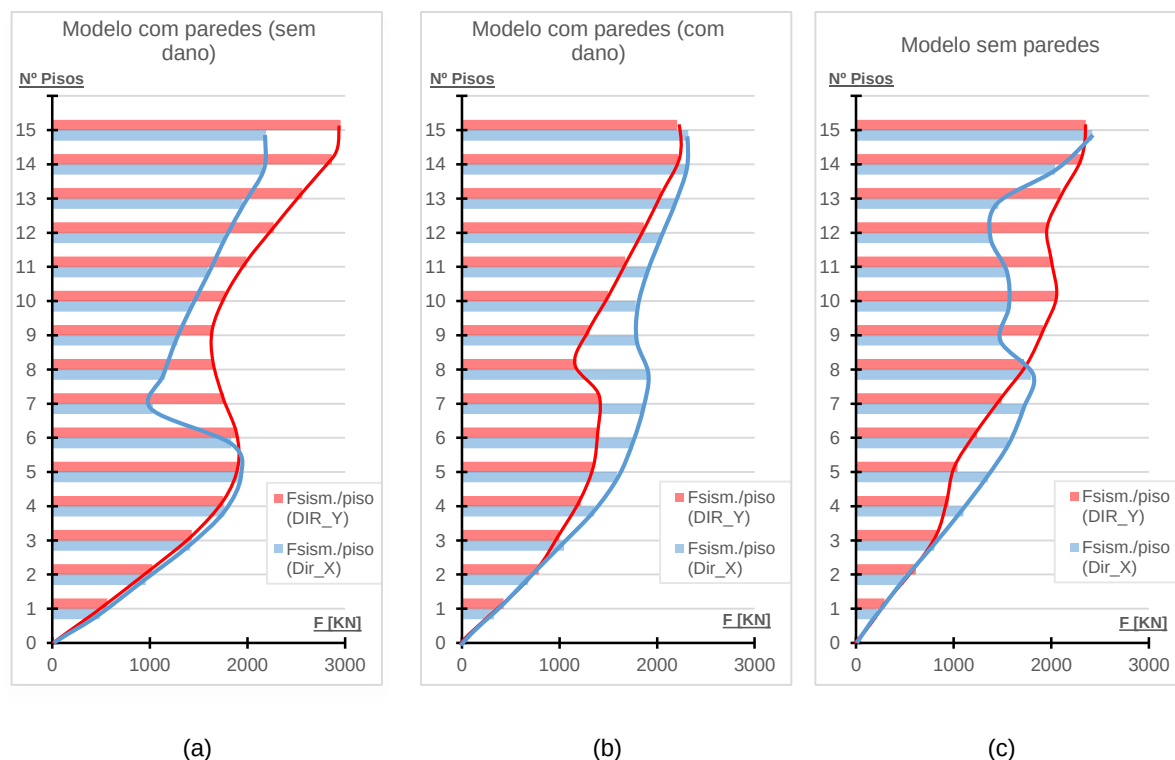


Figura 5.16 – Envolventes de forças sísmicas máximas por piso, com destaque para o traçado auxiliar das configurações obtidas para a direção transversal (direção segundo y) e longitudinal (direção segundo x), relativamente a (a) modelo 1; (b) modelo 2; (c) modelo 3

Da análise dos gráficos anteriormente apresentados, constata-se a presença de uma distribuição em altura de forças sísmicas que se aproxima de uma distribuição triangular, característica de sistemas porticados regulares quando solicitados por ações sísmicas.

Um detalhe que mais uma vez se repetiu para o modelo 2 foi o domínio da direção longitudinal sobre a transversal, desta vez em termos de forças sísmicas. Este, de facto, foi um pormenor comum a todos os parâmetros avaliados no âmbito da análise dinâmica linear elástica realizada, que à partida estará relacionado com o facto da estrutura representada pelo modelo 2 ser a única irregular em altura.

Outra particularidade observada, também muito típica neste tipo de envolventes é a permanência de forças sísmicas mais fortes no topo da estrutura, condizente com a distribuição triangular.

Atentando agora na Figura 5.16 em particular, destacam-se as configurações das várias envolventes associadas às forças sísmicas máximas obtidas. A importância destas configurações prende-se, essencialmente, com o facto de representarem o padrão de forças estáticas que, quando aplicadas à estrutura em estudo, permitem a obtenção da sua resposta aproximada à resposta sísmica. Para além da sua utilidade em possíveis futuras análises, torna-se também interessante observar a forma como este padrão de forças varia consoante a maior ou menor presença de painéis de alvenaria.

Analisando as várias envolventes destacadas na Figura 5.16, denota-se um comportamento muito mais semelhante nas configurações das envolventes associadas aos modelos 1 e 3 do que nas observadas no modelo 2. As formas das envolventes dos modelos 1 e 3 começam, claramente, muito idênticas, passando depois a envolvente segundo a direção longitudinal a ser a dominante, em termos de forças sísmicas, e acabando por ser a envolvente segundo a direção transversal aquela com maiores valores de

forças sísmicas. O mesmo já não acontece para as envolventes associadas ao modelo 2 onde a correspondente à direção longitudinal se apresenta sempre como sendo a mais dominante das duas. Note-se também a aproximação destas configurações de envolventes de forças sísmicas à configuração típica do 2º modo de vibração, essencialmente no caso do modelo 2, sugerindo uma participação bastante relevante e robusta dos 2ºs modo de vibração da estrutura na sua resposta à ação sísmica.

No Quadro 5.13, apresentam-se os valores das forças sísmicas máximas registadas para o 15º piso. Deste modo torna-se possível confrontar a informação anteriormente mencionada, uma informação mais visual e qualitativa, com valores numéricos associados às forças sísmicas.

Quadro 5.13 – Valores de forças sísmicas máximas registadas no 15º piso para os modelos 1, 2 e 3

	Modelo com paredes (sem dano)		Modelo com paredes (com dano)		Modelo sem paredes	
	F _{sism.} (x) [KN]	F _{sism.} (y) [KN]	F _{sism.} (x) [KN]	F _{sism.} (y) [KN]	F _{sism.} (x) [KN]	F _{sism.} (y) [KN]
15º Piso	2189,845	2952,603	2319,633	2205,287	2419,809	2354,55

Relativamente aos valores acima apresentados, em semelhança com que se verificou na análise da informação numérica associada às forças de corte basal, obtiveram-se alguns valores pouco expectáveis. Uma variação percentual na direção longitudinal de 5,9 % para o modelo 2 e de 10,5 % para o modelo 3, em relação ao valor registado para o modelo 1 onde se esperariam maiores valores de forças sísmicas tanto numa direção como noutra. Na direção transversal, contrariamente ao que se constatou para a direção segundo x, as forças sísmicas foram máximas no modelo 1 com variações percentuais de -25,3 % e de -20,3 % para o modelo 2 e 3, respetivamente.

De facto, observam-se para este parâmetro exatamente as mesmas discrepâncias que se verificaram anteriormente na análise dos valores de corte basal obtidos. Pensa-se que as explicações (anteriormente referidas) destes casos inesperados sejam idênticas, pelo que não serão apresentadas nem discutidas novamente.

5.4. CONSIDERAÇÕES FINAIS

Após a análise detalhada dos vários parâmetros considerados tanto na identificação modal do edifício como na análise dinâmica elástica linear, torna-se importante sintetizar a informação obtida de modo a permitir que se tirem conclusões mais gerais e abrangentes.

Primeiramente, é de realçar que os três modelos representativos do edifício visam simular várias situações que possibilitem um estudo mais realista e amplo da influência das paredes de alvenaria no comportamento sísmico da estrutura de betão armado. O modelo com paredes de alvenaria (sem dano) representa o edifício antes da incidência do sismo de Gorkha, no seu estado original; por outro lado, o modelo com paredes (com dano) simula o edifício após a incidência do sismo de Gorkha, reproduzindo o dano global que de facto se fez sentir na estrutura. O modelo da estrutura sem paredes acaba por representar uma outra situação (hipotética), resultante da incidência do mesmo sismo (que poderá ser interpretado como uma réplica) no modelo da estrutura com paredes danificadas, onde os únicos elementos que passam a contribuir para a resposta são os considerados estruturais (a massa global da estrutura manteve-se inalterada nos três modelos).

Outro detalhe que deve ser tido em conta nesta consolidação de resultados prende-se com o facto de apenas se ter considerado uma redução de rigidez dos elementos de betão armado no âmbito da análise dinâmica, por motivos anteriormente fundamentados.

Posto isto, verificou-se nas análises modais efetuadas aos vários modelos, uma diminuição da rigidez global da estrutura de cerca de 20 % da parte do modelo com paredes (com dano) e de cerca de 50 % da parte do modelo sem paredes, em relação ao modelo com paredes (sem dano). Complementarmente também se identificaram, relativamente aos modos de vibração considerados, comportamentos distintos entre os modelos com paredes e os modelos sem paredes. Constatou-se ainda que a presença dos painéis de alvenaria aumentou significativamente o efeito de torção nos vários modos que caracterizam o edifício.

A respeito das análises dinâmicas lineares elásticas efetuadas com os três modelos, estas permitiram tirar conclusões mais palpáveis quanto à influência das paredes de alvenaria na resposta sísmica do edifício.

Com a diminuição de rigidez global que se verificou para os modelos com paredes (com dano) e sem paredes, em relação ao modelo com paredes (sem dano), registaram-se, naturalmente, aumentos de deslocamentos e de *drift's* para os respetivos modelos. Obtiveram-se maiores valores de deslocamentos e *drift's* para o modelo da estrutura sem paredes e menores valores para o modelo da estrutura com paredes (sem dano).

Observou-se que, muito provavelmente devido ao forte efeito de torção característico do edifício em estudo, o pilar C apresentou valores de deslocamentos e *drift's* mais gravosos do que os do pilar A.

Outro aspeto que se constatou em relação aos *drift's* obtidos para os vários modelos foi o de que todos apresentam valores inferiores ao valor limite de *drift* de 1,5 % (valor mais gravoso, correspondente a situações de colapso das paredes de alvenaria) sugerido pelas normas internacionais FEMA 306 (1999) e FEMA 307 (1999). Os maiores valores de *drift's* registaram-se nas zonas intermédias do edifício, entre o piso 3 e o piso 7.

Relativamente às forças de corte e às forças sísmicas ao nível dos pisos, salvo alguns casos excecionais, verificou-se que os maiores valores de forças acontecem no modelo da estrutura com paredes (sem dano) e os menores no modelo da estrutura sem paredes. A configuração das envolventes associadas às forças sísmicas permitiu também tirar algumas conclusões interessantes. Em todos os modelos, com destaque no modelo da estrutura com paredes danificadas, a configuração das envolventes das forças sísmicas máximas assemelha-se à configuração típica do 2º modo de vibração, sugerindo uma participação importante dos 2ºs modo de vibração da estrutura na sua resposta à ação sísmica.

Todas as envolventes dos vários parâmetros avaliados no âmbito das análises dinâmicas lineares elásticas efetuadas aos três modelos representativos do edifício revelaram-se como sendo bastante semelhantes às envolventes características dos sistemas porticados. Este pormenor confirma a grande influência que os pórticos têm na resposta e comportamento do edifício.

Note-se que, na análise dos resultados provenientes dos parâmetros avaliados, se destacou para o modelo da estrutura com paredes (com dano) um comportamento distinto do observado para os restantes modelos e que, efetivamente, se repetiu várias vezes. De facto, enquanto que nos restantes modelos a direção segundo y (transversal) é a que apresenta valores de deslocamentos, *drift's* e forças mais gravosas, no modelo da estrutura com paredes (com dano), pelo contrário, verificou-se que a direção segundo x (longitudinal) é a mais preocupante. Sendo este modelo o único irregular em altura, consequência dos diferentes níveis de dano que lhe foram atribuídos, julga-se que este comportamento se possa dever a isso.

Em todos os parâmetros avaliados se encontraram alguns resultados inesperados e pouco concordantes (ver subcapítulo 5.3). Presume-se que a presença do grande efeito de torção (tão característico deste edifício complexo), o facto das frequências dos 2^{os} modos de vibração associadas aos modelos da estrutura serem compatíveis com a frequência associada ao pico espectral registado no acelerograma de uma das direcções do sismo de Gorkha, e a irregularidade em altura causada pelos diferentes níveis de dano que se verificaram ao longo do edifício possam explicar alguns desses resultados.

6

Conclusões

6.1. CONCLUSÕES GERAIS

Este trabalho teve como objetivo estudar numericamente a influência das paredes de alvenaria no comportamento sísmico de um edifício de betão armado com 15 pisos elevados, situado no Nepal.

Inicialmente, caracterizaram-se e discutiram-se alguns assuntos relacionados com o Nepal. A situação e características do país, bem como a sua sismicidade foram matérias abordadas na fase inicial do trabalho. Também se apresentaram, em relação ao Nepal, e já com maior relevo, o tipo de construção usada, os regulamentos em vigor associados às estruturas de betão armado e uma síntese dos principais danos observados neste tipo de estruturas quando sujeitas à ação sísmica, em particular ao sismo de Gorkha. O grande papel deste capítulo passa por enquadrar e situar o leitor no contexto específico em que surge o edifício alvo de estudo.

De seguida, apresentou-se o caso de estudo caracterizando com algum detalhe a descrição estrutural e arquitetónica do edifício em questão. Complementarmente, foi feita também uma caracterização dos painéis de alvenaria nele presentes, em relação à sua constituição, disposição e tipologia. Com base nos registos fotográficos adquiridos pela equipa da FEUP na sua deslocação ao Nepal, foi ainda feita uma recolha e análise dos principais danos verificados na estrutura em questão, em particular, nas paredes de alvenaria que a integram. Por fim, discutiu-se a identificação dinâmica do edifício, com base nos ensaios *in situ* realizados pela equipa da FEUP.

Os resultados obtidos nesta campanha experimental foram pouco claros e concisos levantando algumas dificuldades na caracterização dos vários modos de vibração que compõem a estrutura em estudo. Ainda assim, os mesmos resultados permitiram que se conseguissem obter gamas de valores de frequências naturais de vibração com os três modelos utilizados no estudo, concordantes com as frequências obtidas numericamente. Esses valores foram uma valiosa informação uma vez que permitiram aceitar que os modelos numéricos podem reproduzir satisfatoriamente o comportamento dinâmico do edifício, pese embora as incertezas associadas à caracterização das paredes de alvenaria com e sem dano.

No capítulo 4, procedeu-se à modelação numérica associada ao caso de estudo anteriormente descrito. Para tal, com base nos dados e informação recolhidos pela equipa da FEUP, modelou-se o edifício no *software* SAP2000 de modo a representarem-se três situações distintas: o edifício sem paredes de alvenaria, o edifício com paredes de alvenaria e o edifício com paredes de alvenaria “danificadas” (representando a última, a situação atual do edifício). Os pormenores associados à modelação dos vários elementos constituintes da estrutura, como é o caso dos elementos de betão armado e das paredes de alvenaria, são igualmente abordados neste capítulo. As paredes de alvenaria passaram por um processo

de seleção e de agrupamento (de acordo com as suas tipologias e dimensões) muito importante, antes de serem modeladas pelo método da biela equivalente (Método de Al-Chaar).

No capítulo 5, foram realizadas análises modais e análises dinâmicas elásticas lineares, com recurso a acelerogramas reais do sismo de Gorkha, de forma a avaliar a influência das paredes de alvenaria na resposta sísmica do edifício. As principais conclusões deste estudo foram as seguintes:

- A contribuição das paredes de alvenaria conduziu a um aumento bastante significativo das frequências naturais de vibração do edifício. Tendo em conta que nos vários modelos considerados a massa do sistema se manteve constante, esse aumento de frequências levou a um aumento de rigidez global na estrutura que, por sua vez, contribui para a redução dos deslocamentos horizontais da mesma;
- De um modo geral, a contribuição das paredes de alvenaria resultou numa redução importante de deslocamentos e *drift's* e, logicamente, num aumento de forças de corte e de forças sísmicas. É de notar que a redução de deslocamentos e *drift's* reduz substancialmente o perigo de instabilidade estrutural e leva a um decréscimo significativo nos danos dos elementos não-estruturais, como aliás se verificou na comparação dos valores de *drift's* obtidos para os vários modelos com os valores limite de *drift's* sugeridos pelas normas internacionais FEMA 306 e FEMA 307;
- Verificou-se que a consideração dos painéis de enchimento influenciou o comportamento dos modos de vibração do edifício (essa influência é notável quando se comparam os fatores de participação modal dos vários modos de vibração associados aos modelos com alvenarias e sem alvenarias);
- A contribuição das paredes de alvenaria provocou um aumento do efeito de torção no edifício em estudo (efeito esse já bastante característico desta estrutura). Realça-se que este é um aspeto preocupante que deve ser tido em conta no projeto, uma vez que esse aumento do efeito de torção pode provocar distribuições de esforços na estrutura que sobrecarreguem determinados elementos estruturais, levando ao aparecimento de danos importantes ou até mesmo ao colapso da estrutura.
- Os diferentes níveis de dano que se fizeram sentir ao longo do edifício, particularmente nas paredes de alvenaria, tornaram a estrutura irregular em altura, originando comportamentos distintos dos verificados na estrutura com paredes (sem dano) e sem paredes. De facto, no âmbito das análises dinâmicas lineares elásticas efetuadas aos modelos considerados, observou-se, no modelo da estrutura com paredes danificadas, um agravamento bastante significativo dos deslocamentos e *drift's* na direção longitudinal (segundo x). Este comportamento, se não for previsto nem acautelado, é também bastante preocupante, estando muitas vezes na origem de mecanismos globais de rotura, como o mecanismo do *soft-storey* ou o mecanismo do pilar curto (como, aliás, se verificou no levantamento de danos realizado no subcapítulo 2.5).

Posto isto, concluiu-se que a presença das paredes de alvenaria influenciou positiva e negativamente a resposta estrutural do edifício estudado à ação sísmica. Captaram-se comportamentos que, devido à contribuição dos painéis de enchimento, prejudicam a resposta da estrutura e outros que a favorecem. Deste modo, evidencia-se a importância da consideração das paredes de alvenaria no dimensionamento de projetos de estruturas, conforme já foi realçado por outros estudos.

Salienta-se, por fim, que este é um estudo preliminar que permitiu conhecer propriedades e comportamentos dinâmicos e sísmicos do edifício, cujo conhecimento é fundamental para a realização de outras análises mais específicas.

6.2. PROPOSTAS PARA DESENVOLVIMENTO FUTURO

Neste trabalho, avaliou-se a influência das paredes de alvenaria no comportamento sísmico de um edifício de betão armado, sujeito, no passado dia 25 de Abril de 2015, a um forte sismo (Gorkha) que deixou um rastro colossal de destruição no Nepal.

Seguem-se os seguintes desenvolvimentos futuros:

- Realização de um estudo de vulnerabilidade sísmica, com a incidência de outros sismos sobre a estrutura alvo de estudo; recomendam-se sismos reais e artificiais, alguns deles preconizados pelo EC8 para desta forma se tirarem conclusões mais abrangentes acerca do edifício e do seu comportamento sísmico;
- Modelação das paredes de alvenaria tendo em conta outros métodos, diferentes dos usados no presente trabalho, e comparar os resultados com os obtidos;
- Alargamento do presente estudo à não-linearidade dos materiais, realizando análises dinâmicas não-lineares ao edifício por forma a tentar captar comportamentos mais locais e retirar conclusões que complementem as do presente estudo.

As sugestões de trabalhos futuros apresentadas têm o objetivo de alargar conhecimentos sobre o tema abordado nesta dissertação.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- AL-CHAAR, G. (2002) - *Evaluating strength and stiffness of unreinforced masonry infill structures*. US Army Corps of Engineers, Engineer Research and Development Center, Construction Engineering Research Laboratory, Champaign, IL.
- AON BENFIELD ANALYTICS, Impact Forecasting (2015) - *Nepal Earthquake Event Recap Report*.
- ARÊDE, A.; FURTADO, A.; RODRIGUES, H. (2015) - *Modelling of masonry infill walls participation in the seismic behaviour of RC buildings using OpenSees*. International Journal of Advanced Structural Engineering (IJASE), vol. 7, no. 86, 2015.
- ARÊDE, A. [et al.] (2015) - *Simplified macro-model for infill masonry walls considering the out-of-plane behaviour*. Earthquake Engineering & Structural Dynamics, 2015.
- BCDP (1994) - *Building Code Development Project: Seismic Hazard Mapping and risk Assessment for Nepal*. UNDP/UNCHS (Habitat), Subproject: NEP/88/054/21.03. Ministry of Housing and Physical Planning, Kathmandu.
- CAETANO, E. (1992) - *Identificação experimental de parâmetros dinâmicos em sistemas estruturais*. Tese de doutoramento, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto.
- CARVALHAL, J. (2012) - *Metodologias de análise e dimensionamento de edifícios de betão armado de acordo com os eurocódigos*. Tese de mestrado, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto.
- CARVALHIDO, A. (2009) - *Avaliação experimental e numérica da influência dos painéis de enchimento de alvenaria de tijolo na rigidez e resposta sísmica de estruturas de betão armado*. Tese de mestrado, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto.
- CBS (2012) - *National Population and Housing Census 2011*
- CENTER, Asian Disaster Preparedness; INSTITUTE, Norwegian Geotechnical; CENTRE, International Studies and Cooperation (2010) - *Nepal Hazard Risk Assessment*.
- CHAULAGAIN, H. (2014) - *Seismic assessment and retrofitting of existing RC buildings in Kathmandu*. Tese de doutoramento, Universidade de Aveiro, Aveiro.
- CHAULAGAIN, H. [et al.] (2013) - *Seismic response of current RC buildings in Nepal: a comparative analysis of different design/construction*. Engineering Structures, vol. 49, 2013.
- CHAULAGAIN, H. [et al.] (2015) - *Seismic risk assessment and hazard mapping in Nepal*. Journal of the International Society for the Prevention and Mitigation of Natural Hazards
- CHAULAGAIN, H. [et al.] (2012) - *Reflections on the seismic vulnerability associated to common RC buildings in Nepal*. 15th World Conference on Earthquake Engineering, September, Lisbon, Portugal, 2012.
- CHAULAGAIN, H. [et al.] (2014) - *Design Procedures of Reinforced Concrete Framed Buildings in Nepal and its Impact on Seismic Safety*. Advances in Structural Engineering, vol. 17, no. 10 1419-1442.
- COSTA, A.; RODRIGUES, H.; VARUM, H. (2010) - *Simplified Macro-Model for Infill Masonry Panels*. Journal of Earthquake Engineering, vol. 14, no. 3, pp. 390 – 416, 2010.
- COSTA, C. (2002) - *Análise do Comportamento da Ponte da Lagoncinha sob a Acção do Tráfego Rodoviário*. Tese de mestrado, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto.

- FEMA 306 (1999) - *Evaluation of Earthquake Damaged Concrete and Masonry Wall Buildings*. Basic Procedures Manual Federal Emergency Management Agency, Washington, DC.
- FEMA 307 (1999) - *Evaluation of Earthquake Damaged Concrete and Masonry Wall Buildings*. Technical Resources Federal Emergency Management Agency, Washington, DC.
- FERNANDES, J. (2014) - *Avaliação das características dinâmicas de estruturas existentes*. Tese de mestrado, Universidade de Aveiro, Aveiro.
- FERREIRA, R. [et al.] (2011) - *Caracterização do betão da Ponte Luiz Bandeira em Sejães*. Associação Portuguesa para a Segurança e Conservação das Pontes (ASCP), Coimbra, 2012.
- GENTILE, C.; SAISI, A. (2007) - *Ambient vibration testing of historic masonry towers for structural identification and damage assessment*, in *Construction and Building Materials*, ISBN 0950-0618, p. 1311-1321.
- GUERREIRO, L. (2011) - *Engenharia Sísmica de Pontes: Acção sísmica*. Instituto Superior Técnico (IST), Universidade de Lisboa, Lisboa.
- ICIMOD (2007) - *Natural Hazards in Nepal, Disaster Preparedness for Natural Hazards, Current status in Nepal*. International Centre for Integrated Mountain Development, Kathmandu, Nepal.
- IS 456 (2000) - *Plain and Reinforced Concrete Code of Practice*. Bureau of Indian Standards. Fourth Revision.
- IS 13920 (1993) - *Indian Standard Ductile Detailing of Reinforced Concrete Structures subjected to Seismic Force*. Bureau of Indian Standards, ManakBhavan, 9 Bahadur Shah Zafar Marg, New Delhi.
- IS 875 (PART1) (1987) - *Indian Standard Code of Practice for Design of loads (other than earthquake) for Buildings and Structures*. Bureau of Indian Standards. Second Edition.
- IS 1893 (PART1) (2002) - *Indian Standard Code of Practice for Design of loads (other than earthquake) for Buildings and Structures*. Bureau of Indian Standards. Second Edition.
- IS 875 (PART2) (1987) - *Code of Practice for Design Loads (Other than Earthquake) for Buildings and Structures*. Bureau of Indian Standards. Second Edition.
- KANEPE (2013) - *Greek Code for Interventions*. Earthquake Planning and Protection Organization, Athens.
- LOPES, V. [et al.] (2010) - *Identificação dinâmica de estruturas*. Congresso PATRIMÓNIO, 2010.
- MARKULAK, D.; RADIĆ, I.; SIGMUND, V. (2013) - *Cyclic testing of single bay steel frames with various types of masonry infill*, in *Engineering Structures*, ISBN 0141-0296, p. 267-277.
- MILHEIRO, J. (2008) - *Estudo numérico da influência de painéis de enchimento de alvenaria de tijolo no comportamento sísmico de estruturas porticadas existentes de betão armado*. Tese de mestrado, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto.
- MOHAMMADI, M.; NIKFAR, F. (2013) - *Strength and stiffness of masonry-infilled frames with central openings based on experimental results*. Journal of Structural Engineering, ISBN 0733-9445.
- NAKATA, T.; KUMAHARA, Y. (2002) - *Active faulting across the Himalaya and its significance in the collision tectonics*. Active Fault Research, 2002.
- NBC 205 (1994) - *Mandatory Rules of Thumb, Reinforced Concrete Buildings without Masonry Infill*. HMG/Ministry of Housing and Physical Planning, Department of Building, Kathmandu, Nepal.

NDHS (2012) - *Nepal Demographic and Health Survey 2011*. Ministry of Health and Population, Government of Nepal. Kathmandu, Nepal.

OLIVEIRA, D. (1995) - *Comportamento de pórticos de betão armado preenchidos com paredes de alvenaria*. Tese de mestrado, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto.

PINHO, M. (2016) - *Caracterização de Edifícios de Betão Armado com paredes de Alvenaria de Enchimento-Estudo Numérico e Experimental*. Tese de mestrado, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto.

RODRIGUES, J. (2004) - *Identificação modal estocástica: métodos de análise e aplicações em estruturas de engenharia civil*. Tese de doutoramento, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto.

THAPA, N. (1988) - *BhadauPanchKoBhukampa* (em Nepalês), Central Disaster Relief Committee, Nepal.

VICENTE, R. (2008) - *Estratégias e metodologias para intervenções de reabilitação urbana: avaliação da vulnerabilidade e do risco sísmico do edificado da baixa de Coimbra*. Tese de doutoramento, Universidade de Aveiro, Aveiro.

WEBGRAFIA

<http://www.lahistoriaconmapas.com> (2016)

<http://geology.com> (2016)

<http://www.aljazeera.com> (2016)

<http://www.nicee.org/EQTips.php> (2016)

<http://www.cityscapenepal.com> (2016)

Anexo A

A.1. INTRODUÇÃO

No presente Anexo, apresentam-se todas as plantas estruturais (A.2) e de arquitetura (A.3) (nestas últimas, apenas foi facultada a planta correspondente ao 15º piso do edifício) relevantes para a realização deste trabalho. As mesmas foram fornecidas em formato de fotografia pelo que foi necessário apresentá-las em tamanho A3 para que pudessem ser legíveis e não perdessem tanta qualidade. Anexou-se, também, a planta de arquitetura adaptada (A.4) com a nomenclatura e identificação das várias paredes de alvenaria existentes no edifício de betão armado alvo de estudo.

A.2. PLANTAS ESTRUTURAIS DO EDIFÍCIO

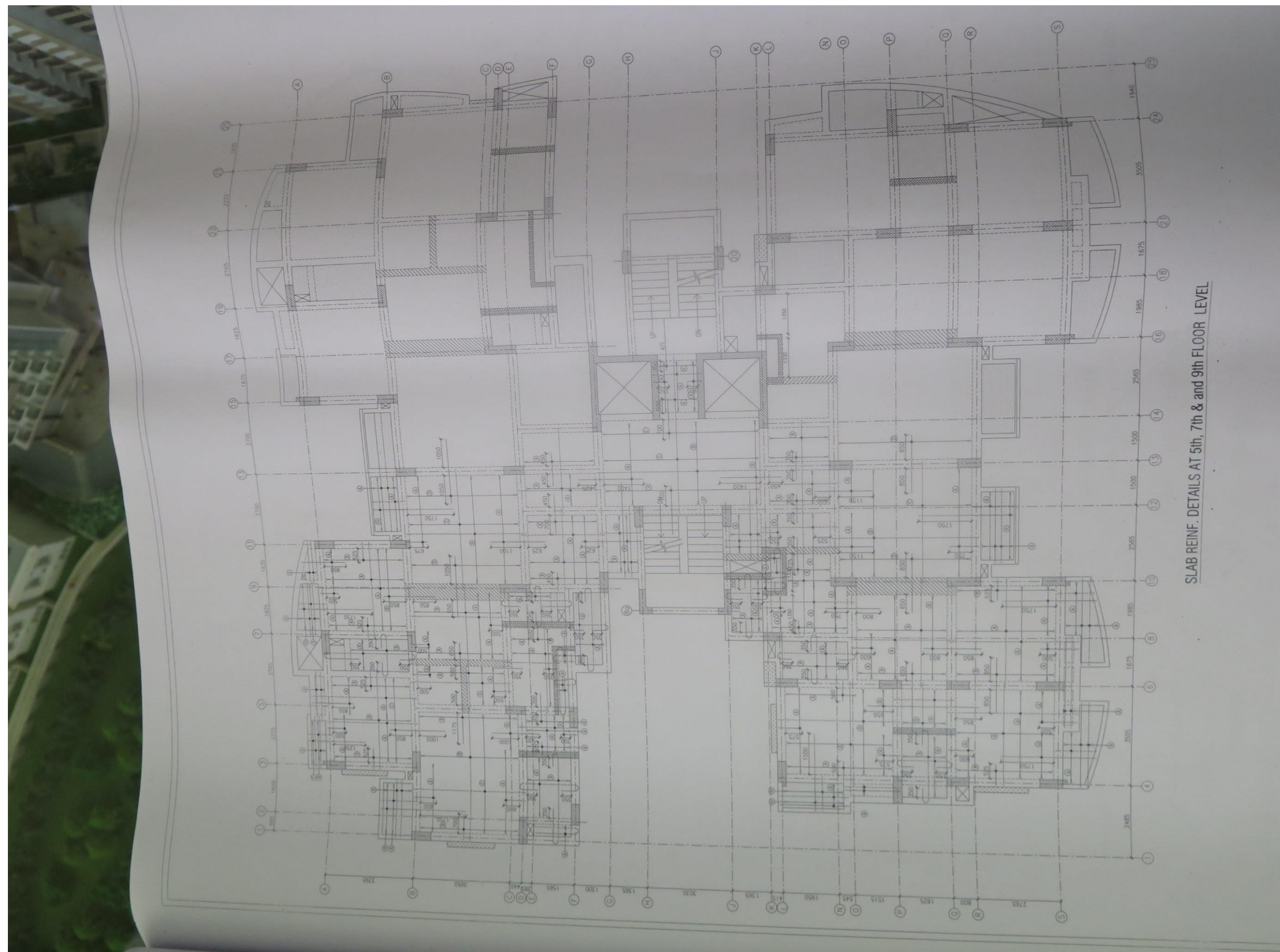


Figura A.1 – Planta estrutural associada ao 5º, 7º e 9º pisos do edifício

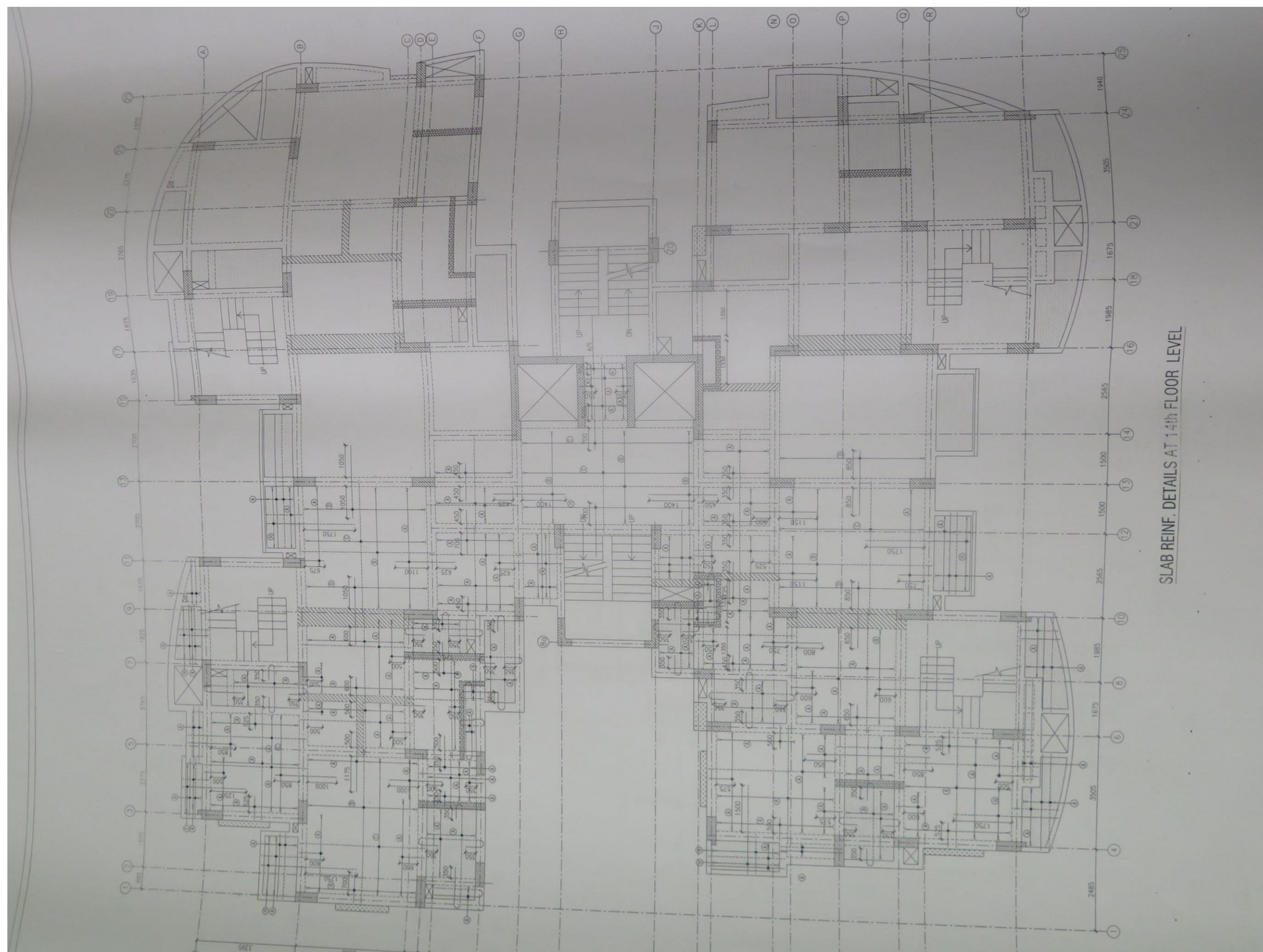


Figura A.2 - Planta estrutural associada ao 14º piso do edifício

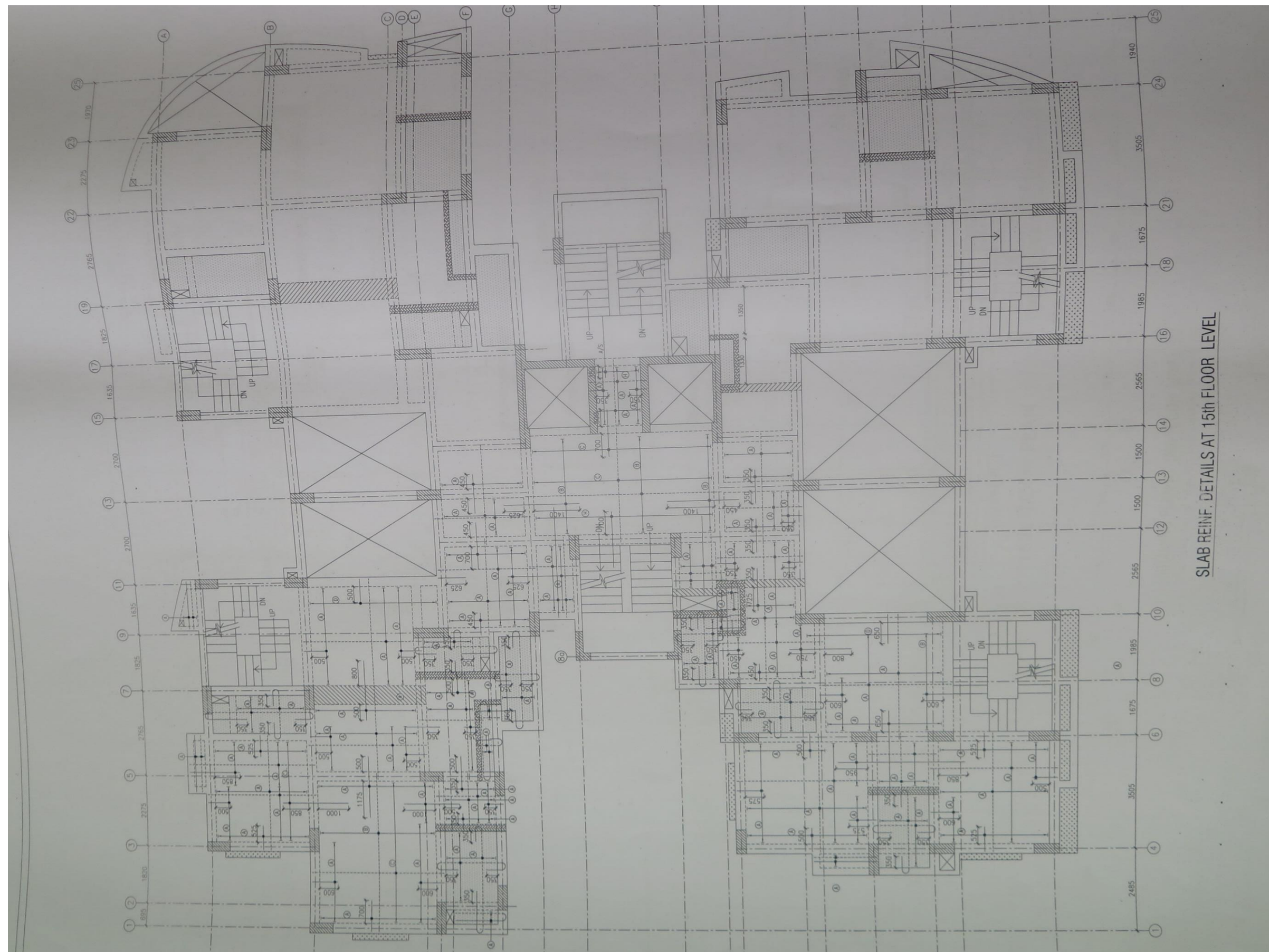


Figura A.3 – Planta estrutural associada ao 15º Piso do edifício

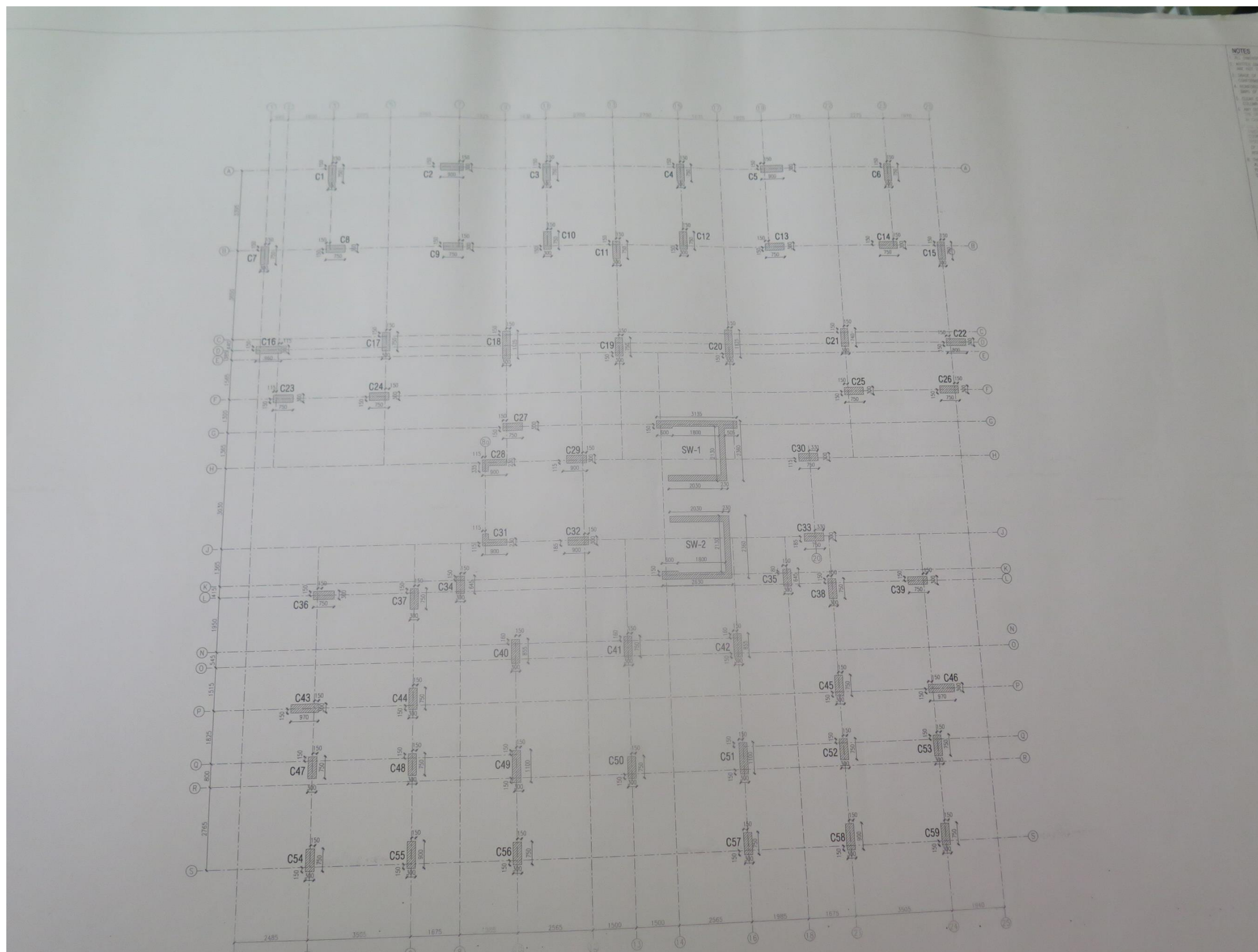


Figura A.4 – Planta estrutural dos pilares e caixas de elevadores do edifício

A.2. PLANTA DE ARQUITETURA DO EDIFÍCIO

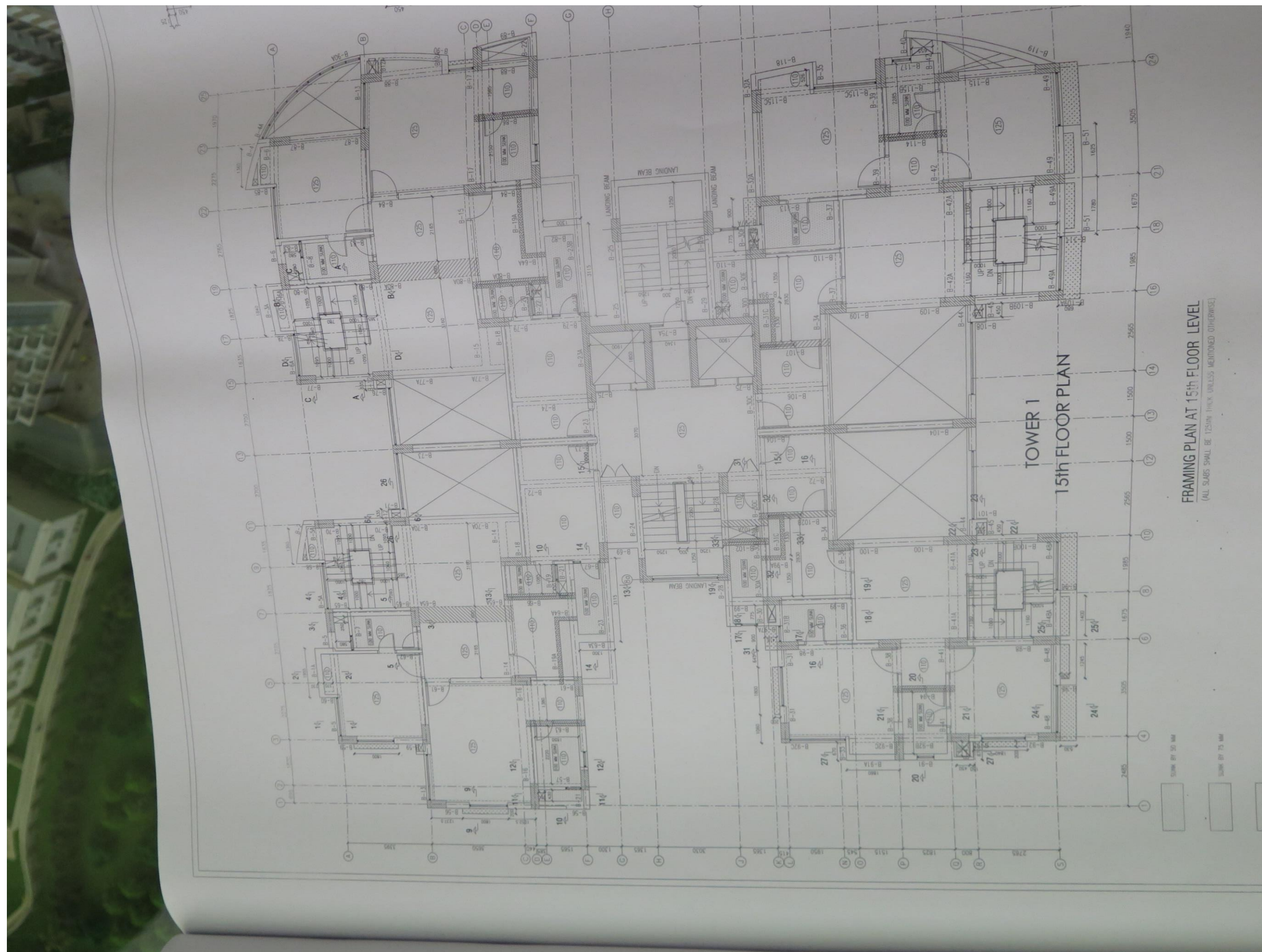


Figura A.5 – Planta de arquitetura associada ao 15º Piso do edifício

A.3. IDENTIFICAÇÃO DOS PAINÉIS DE ALVENARIA NA PLANTA DE ARQUITETURA



Figura A.6 – Planta de arquitetura com destaque da disposição e nomenclatura das várias paredes de alvenaria existentes (a azul representam-se as paredes exteriores e a preto as interiores)

Anexo B

B.1. INTRODUÇÃO

Ao longo deste anexo, apresentam-se todos os resultados provenientes das análises dinâmicas elásticas lineares efetuadas aos vários modelos usados para estudar o edifício de betão armado com 15 pisos elevados. Relembra-se que no corpo da tese apenas se usaram alguns dos resultados que serão posteriormente apresentados, por forma a garantir-se uma discussão mais objetiva, simples e consistente. Deste modo, apresenta-se seguidamente toda a informação numérica (B.2) relativa aos vários parâmetros avaliados (envolventes de *drift*'s máximos, envolventes dos deslocamentos máximos absolutos por piso, envolventes dos deslocamentos máximos e mínimos por piso, envolventes de forças sísmicas por piso e envolventes de forças de corte por piso) nos diferentes modelos considerados. Em B.3 apresenta-se a mesma informação mas em forma de gráficos para que se possa ter uma perceção e análise diferentes relativamente aos resultados obtidos

B.2. INFORMAÇÃO NUMÉRICA DOS RESULTADOS PROVENIENTES DAS ANÁLISES DINÂMICAS

- Resultados do modelo da estrutura com paredes (sem dano)

	PISO	d _{MÁX.(X)} [m]	d _{MIN.(X)} [m]	d _{MÁX.(Y)} [m]	d _{MIN.(Y)} [m]	d _{MÁX.ABS.(X)} [m]	d _{MÁX.ABS.(Y)} [m]	drift _(X) [%]	drift _(Y) [%]
PILAR A	1	0,0061	-0,0110	0,0084	-0,0125	0,0110	0,0125	0,2751	0,3130
	2	0,0128	-0,0237	0,0178	-0,0265	0,0237	0,0265	0,3978	0,4353
	3	0,0206	-0,0374	0,0286	-0,0423	0,0374	0,0423	0,4256	0,4938
	4	0,0290	-0,0512	0,0403	-0,0592	0,0512	0,0592	0,4315	0,5303
	5	0,0378	-0,0646	0,0524	-0,0767	0,0646	0,0767	0,4217	0,5448
	6	0,0468	-0,0774	0,0648	-0,0940	0,0774	0,0940	0,4007	0,5436
	7	0,0559	-0,0893	0,0778	-0,1110	0,0893	0,1110	0,3745	0,5308
	8	0,0648	-0,1001	0,0916	-0,1273	0,1001	0,1273	0,3537	0,5095
	9	0,0735	-0,1098	0,1056	-0,1428	0,1098	0,1428	0,3390	0,4836
	10	0,0817	-0,1184	0,1195	-0,1572	0,1184	0,1572	0,3234	0,4589
	11	0,0894	-0,1261	0,1329	-0,1707	0,1261	0,1707	0,3046	0,4355
	12	0,0965	-0,1329	0,1457	-0,1832	0,1329	0,1832	0,2807	0,4103
	13	0,1028	-0,1391	0,1576	-0,1947	0,1391	0,1947	0,2523	0,3831
	14	0,1084	-0,1447	0,1686	-0,2054	0,1447	0,2054	0,2208	0,3547
	15 (Topo)	0,1132	-0,1498	0,1787	-0,2152	0,1498	0,2152	0,1896	0,3263

	PISO	d _{MÁX.(X)} [m]	d _{MIN.(X)} [m]	d _{MÁX.(Y)} [m]	d _{MIN.(Y)} [m]	d _{MÁX.ABS.(X)} [m]	d _{MÁX.ABS.(Y)} [m]	drift _(X) [m]	drift _(Y) [m]
PILAR B	1	0,0105	-0,0125	0,0122	-0,0121	0,0125	0,0122	0,3137	0,3060
	2	0,0232	-0,0270	0,0250	-0,0251	0,0270	0,0251	0,4508	0,4053
	3	0,0374	-0,0429	0,0388	-0,0393	0,0429	0,0393	0,4990	0,4452
	4	0,0525	-0,0595	0,0530	-0,0544	0,0595	0,0544	0,5200	0,4782
	5	0,0679	-0,0762	0,0672	-0,0700	0,0762	0,0700	0,5208	0,5050
	6	0,0835	-0,0924	0,0809	-0,0860	0,0924	0,0860	0,5085	0,5245
	7	0,0989	-0,1078	0,0940	-0,1024	0,1078	0,1024	0,4910	0,5351
	8	0,1141	-0,1223	0,1062	-0,1191	0,1223	0,1191	0,4777	0,5379
	9	0,1286	-0,1358	0,1174	-0,1359	0,1358	0,1359	0,4594	0,5332
	10	0,1424	-0,1484	0,1277	-0,1524	0,1484	0,1524	0,4382	0,5214
	11	0,1553	-0,1601	0,1394	-0,1684	0,1601	0,1684	0,4113	0,5030
	12	0,1670	-0,1710	0,1509	-0,1837	0,1710	0,1837	0,3790	0,4788
	13	0,1775	-0,1811	0,1617	-0,1980	0,1811	0,1980	0,3422	0,4494
	14	0,1868	-0,1901	0,1717	-0,2113	0,1901	0,2113	0,3035	0,4162
	15 (Topo)	0,1950	-0,1984	0,1807	-0,2235	0,1984	0,2235	0,2683	0,3812

Piso	Fb _{PISO (X)} [KN]	Fb _{PISO (Y)} [KN]
1	22915,5	28022,1
2	22431,4	27458,9
3	21475,1	26434,2
4	20063,3	25004,4
5	18300,1	23254,2
6	16357,4	21351,1
7	14525,5	19462,5
8	13497,9	17703,6
9	12349,1	16055,6
10	11068,1	14408,0
11	9650,7	12637,0
12	8057,5	10648,2
13	6292,2	8378,8
14	4340,3	5817,3
15	2189,8	2952,6

	PISO	d _{MÁX.(X)} [m]	d _{MIN.(X)} [m]	d _{MÁX.(Y)} [m]	d _{MIN.(Y)} [m]	d _{MÁX.ABS.(X)} [m]	d _{MÁX.ABS.(Y)} [m]	drift _(X) [m]	drift _(Y) [m]
PILAR C	1	0,0105	-0,0125	0,0084	-0,0125	0,0125	0,0125	0,3137	0,3131
	2	0,0232	-0,0270	0,0178	-0,0265	0,0270	0,0265	0,4508	0,4354
	3	0,0374	-0,0429	0,0286	-0,0423	0,0429	0,0423	0,4990	0,4939
	4	0,0525	-0,0595	0,0403	-0,0592	0,0595	0,0592	0,5200	0,5304
	5	0,0679	-0,0762	0,0524	-0,0767	0,0762	0,0767	0,5208	0,5449
	6	0,0835	-0,0924	0,0648	-0,0941	0,0924	0,0941	0,5085	0,5437
	7	0,0989	-0,1078	0,0778	-0,1110	0,1078	0,1110	0,4910	0,5308
	8	0,1141	-0,1223	0,0916	-0,1273	0,1223	0,1273	0,4777	0,5096
	9	0,1286	-0,1358	0,1056	-0,1428	0,1358	0,1428	0,4594	0,4836
	10	0,1424	-0,1484	0,1195	-0,1573	0,1484	0,1573	0,4382	0,4588
	11	0,1553	-0,1601	0,1330	-0,1707	0,1601	0,1707	0,4113	0,4355
	12	0,1670	-0,1710	0,1457	-0,1832	0,1710	0,1832	0,3790	0,4102
	13	0,1775	-0,1811	0,1577	-0,1947	0,1811	0,1947	0,3422	0,3830
	14	0,1868	-0,1901	0,1687	-0,2054	0,1901	0,2054	0,3035	0,3546
	15 (Topo)	0,1950	-0,1984	0,1787	-0,2152	0,1984	0,2152	0,2683	0,3262

	PISO	d _{MÁX.(X)} [m]	d _{MIN.(X)} [m]	d _{MÁX.(Y)} [m]	d _{MIN.(Y)} [m]	d _{MÁX.ABS.(X)} [m]	d _{MÁX.ABS.(Y)} [m]	drift _(X) [m]	drift _(Y) [m]
PILAR D	1	0,0061	-0,0110	0,0122	-0,0121	0,0110	0,0122	0,2751	0,3057
	2	0,0128	-0,0237	0,0250	-0,0251	0,0237	0,0251	0,3978	0,4051
	3	0,0206	-0,0374	0,0387	-0,0393	0,0374	0,0393	0,4256	0,4450
	4	0,0290	-0,0512	0,0529	-0,0544	0,0512	0,0544	0,4315	0,4781
	5	0,0378	-0,0646	0,0671	-0,0700	0,0646	0,0700	0,4217	0,5049
	6	0,0468	-0,0774	0,0809	-0,0860	0,0774	0,0860	0,4007	0,5244
	7	0,0559	-0,0893	0,0939	-0,1024	0,0893	0,1024	0,3745	0,5350
	8	0,0648	-0,1001	0,1061	-0,1191	0,1001	0,1191	0,3537	0,5378
	9	0,0735	-0,1098	0,1172	-0,1359	0,1098	0,1359	0,3390	0,5331
	10	0,0817	-0,1184	0,1276	-0,1524	0,1184	0,1524	0,3234	0,5213
	11	0,0894	-0,1261	0,1394	-0,1684	0,1261	0,1684	0,3046	0,5029
	12	0,0965	-0,1329	0,1509	-0,1837	0,1329	0,1837	0,2807	0,4788
	13	0,1028	-0,1391	0,1616	-0,1979	0,1391	0,1979	0,2523	0,4493
	14	0,1084	-0,1447	0,1716	-0,2113	0,1447	0,2113	0,2208	0,4161
	15 (Topo)	0,1132	-0,1498	0,1807	-0,2234	0,1498	0,2234	0,1896	0,3811

Piso	Fsism _(X) [KN]	Fsism _(Y) [KN]
1	484,118	563,157
2	956,285	1024,698
3	1411,846	1429,865
4	1763,154	1750,208
5	1942,682	1903,043
6	1831,931	1888,606
7	1027,639	1758,891
8	1148,761	1648,021
9	1281,032	1647,662
10	1417,391	1770,914
11	1593,139	1988,849
12	1765,298	2269,423
13	1951,885	2561,436
14	2150,504	2864,727
15	2189,845	2952,603

Quadro B.1 – Conjunto de quadros com os resultados numéricos dos vários parâmetros analisados no âmbito das análises dinâmicas efetuadas ao modelo do edifício com paredes (sem dano)

- Resultados do modelo da estrutura com paredes (com dano)

PILAR A	PISO	d _{MÁX.(X)} [m]	d _{MIN.(X)} [m]	d _{MÁX.(Y)} [m]	d _{MIN.(Y)} [m]	d _{MÁX.ABS.(X)} [m]	d _{MÁX.ABS.(Y)} [m]	drift _(X) [%]	drift _(Y) [%]
	1	0,0175	-0,0163	0,0099	-0,0114	0,0175	0,0114	0,4381	0,2847
	2	0,0390	-0,0366	0,0221	-0,0253	0,0390	0,0253	0,6717	0,4334
	3	0,0621	-0,0585	0,0366	-0,0411	0,0621	0,0411	0,7202	0,4942
	4	0,0852	-0,0806	0,0524	-0,0578	0,0852	0,0578	0,7240	0,5262
	5	0,1076	-0,1021	0,0689	-0,0749	0,1076	0,0749	0,7009	0,5373
	6	0,1284	-0,1220	0,0855	-0,0917	0,1284	0,0917	0,6503	0,5336
	7	0,1459	-0,1389	0,1015	-0,1075	0,1459	0,1075	0,5542	0,5077
	8	0,1617	-0,1542	0,1171	-0,1228	0,1617	0,1228	0,5063	0,4915
	9	0,1761	-0,1682	0,1322	-0,1375	0,1761	0,1375	0,4693	0,4735
	10	0,1891	-0,1806	0,1465	-0,1514	0,1891	0,1514	0,4263	0,4491
	11	0,2002	-0,1911	0,1598	-0,1643	0,2002	0,1643	0,3643	0,4149
	12	0,2099	-0,2003	0,1721	-0,1764	0,2099	0,1764	0,3212	0,3857
	13	0,2185	-0,2082	0,1835	-0,1874	0,2185	0,1874	0,2817	0,3560
	14	0,2259	-0,2151	0,1940	-0,1975	0,2259	0,1975	0,2426	0,3264
	15 (Topo)	0,2324	-0,2211	0,2035	-0,2068	0,2324	0,2068	0,2080	0,2988

PILAR B	PISO	d _{MÁX.(X)} [m]	d _{MIN.(X)} [m]	d _{MÁX.(Y)} [m]	d _{MIN.(Y)} [m]	d _{MÁX.ABS.(X)} [m]	d _{MÁX.ABS.(Y)} [m]	drift _(X) [m]	drift _(Y) [m]
	1	0,0105	-0,0155	0,0142	-0,0187	0,0155	0,0187	0,3873	0,4667
	2	0,0260	-0,0359	0,0301	-0,0396	0,0359	0,0396	0,6394	0,6539
	3	0,0443	-0,0593	0,0471	-0,0618	0,0593	0,0618	0,7293	0,6945
	4	0,0637	-0,0835	0,0647	-0,0846	0,0835	0,0846	0,7568	0,7143
	5	0,0830	-0,1073	0,0824	-0,1073	0,1073	0,1073	0,7450	0,7162
	6	0,1015	-0,1299	0,0997	-0,1293	0,1299	0,1293	0,7059	0,6962
	7	0,1187	-0,1503	0,1151	-0,1491	0,1503	0,1491	0,6394	0,6334
	8	0,1347	-0,1691	0,1298	-0,1681	0,1691	0,1681	0,5863	0,6066
	9	0,1496	-0,1863	0,1437	-0,1863	0,1863	0,1863	0,5373	0,5848
	10	0,1633	-0,2018	0,1568	-0,2036	0,2018	0,2036	0,4875	0,5536
	11	0,1756	-0,2155	0,1684	-0,2193	0,2155	0,2193	0,4308	0,5019
	12	0,1866	-0,2277	0,1792	-0,2340	0,2277	0,2340	0,3830	0,4653
	13	0,1963	-0,2385	0,1891	-0,2476	0,2385	0,2476	0,3388	0,4290
	14	0,2049	-0,2480	0,1982	-0,2599	0,2480	0,2599	0,2981	0,3898
	15 (Topo)	0,2125	-0,2565	0,2065	-0,2710	0,2565	0,2710	0,2656	0,3501

Piso	Fb _{PISO (X)} [KN]	Fb _{PISO (Y)} [KN]
1	24838,0	21566,8
2	24509,7	21139,5
3	23828,7	20350,3
4	22780,2	19353,2
5	21423,5	18137,1
6	19836,5	16786,6
7	18086,2	15385,3
8	16238,7	13974,7
9	14334,1	12801,2
10	12550,8	11495,7
11	10768,8	9995,8
12	8859,3	8322,9
13	6811,1	6458,5
14	4622,9	4418,8
15	2319,6	2205,3

PILAR C	PISO	d _{MÁX.(X)} [m]	d _{MIN.(X)} [m]	d _{MÁX.(Y)} [m]	d _{MIN.(Y)} [m]	d _{MÁX.ABS.(X)} [m]	d _{MÁX.ABS.(Y)} [m]	drift _(X) [m]	drift _(Y) [m]
	1	0,0105	-0,0155	0,0099	-0,0114	0,0155	0,0114	0,3873	0,2848
	2	0,0260	-0,0359	0,0221	-0,0253	0,0359	0,0253	0,6394	0,4336
	3	0,0443	-0,0593	0,0366	-0,0411	0,0593	0,0411	0,7293	0,4944
	4	0,0637	-0,0835	0,0524	-0,0579	0,0835	0,0579	0,7568	0,5265
	5	0,0830	-0,1073	0,0689	-0,0750	0,1073	0,0750	0,7450	0,5375
	6	0,1015	-0,1299	0,0855	-0,0917	0,1299	0,0917	0,7059	0,5339
	7	0,1187	-0,1503	0,1015	-0,1076	0,1503	0,1076	0,6394	0,5080
	8	0,1347	-0,1691	0,1171	-0,1229	0,1691	0,1229	0,5863	0,4918
	9	0,1496	-0,1863	0,1322	-0,1376	0,1863	0,1376	0,5373	0,4738
	10	0,1633	-0,2018	0,1466	-0,1515	0,2018	0,1515	0,4875	0,4494
	11	0,1756	-0,2155	0,1598	-0,1644	0,2155	0,1644	0,4308	0,4150
	12	0,1866	-0,2277	0,1722	-0,1765	0,2277	0,1765	0,3830	0,3858
	13	0,1963	-0,2385	0,1836	-0,1875	0,2385	0,1875	0,3388	0,3561
	14	0,2049	-0,2480	0,1940	-0,1977	0,2480	0,1977	0,2981	0,3265
	15 (Topo)	0,2125	-0,2565	0,2036	-0,2069	0,2565	0,2069	0,2656	0,2988

PILAR D	PISO	d _{MÁX.(X)} [m]	d _{MIN.(X)} [m]	d _{MÁX.(Y)} [m]	d _{MIN.(Y)} [m]	d _{MÁX.ABS.(X)} [m]	d _{MÁX.ABS.(Y)} [m]	drift _(X) [m]	drift _(Y) [m]
	1	0,0175	-0,0163	0,0142	-0,0187	0,0175	0,0187	0,4381	0,4663
	2	0,0390	-0,0366	0,0301	-0,0396	0,0390	0,0396	0,6717	0,6535
	3	0,0621	-0,0585	0,0471	-0,0617	0,0621	0,0617	0,7202	0,6940
	4	0,0852	-0,0806	0,0647	-0,0845	0,0852	0,0845	0,7240	0,7138
	5	0,1076	-0,1021	0,0824	-0,1072	0,1076	0,1072	0,7009	0,7158
	6	0,1284	-0,1220	0,0996	-0,1292	0,1284	0,1292	0,6503	0,6958
	7	0,1459	-0,1389	0,1151	-0,1490	0,1459	0,1490	0,5542	0,6331
	8	0,1617	-0,1542	0,1297	-0,1680	0,1617	0,1680	0,5063	0,6063
	9	0,1761	-0,1682	0,1437	-0,1862	0,1761	0,1862	0,4693	0,5845
	10	0,1891	-0,1806	0,1567	-0,2035	0,1891	0,2035	0,4263	0,5533
	11	0,2002	-0,1911	0,1684	-0,2192	0,2002	0,2192	0,3643	0,5016
	12	0,2099	-0,2003	0,1791	-0,2339	0,2099	0,2339	0,3212	0,4651
	13	0,2185	-0,2082	0,1891	-0,2474	0,2185	0,2474	0,2817	0,4288
	14	0,2259	-0,2151	0,1981	-0,2597	0,2259	0,2597	0,2426	0,3897
	15 (Topo)	0,2324	-0,2211	0,2064	-0,2709	0,2324	0,2709	0,2080	0,3499

Piso	Fsism. _(X) [KN]	Fsism. _(Y) [KN]
1	328,3	427,4
2	681,0	789,2
3	1048,5	997,2
4	1356,6	1216,1
5	1587,0	1350,5
6	1750,3	1401,3
7	1847,6	1410,6
8	1904,5	1173,5
9	1783,4	1305,5
10	1782,0	1499,8
11	1909,5	1673,0
12	2048,2	1864,3
13	2188,2	2039,8
14	2303,2	2213,5
15	2319,6	2205,3

Quadro B.2 – Conjunto de quadros com os resultados numéricos dos vários parâmetros analisados no âmbito das análises dinâmicas efetuadas ao modelo do edifício com paredes (com dano)

- Resultados do modelo da estrutura sem paredes

PILAR A	PISO	d _{MÁX.(X)} [m]	d _{MIN.(X)} [m]	d _{MÁX.(Y)} [m]	d _{MIN.(Y)} [m]	d _{MÁX.ABS.(X)} [m]	d _{MÁX.ABS.(Y)} [m]	drift _(X) [%]	drift _(Y) [%]
	1	0,0179	-0,0138	0,0159	-0,0163	0,0179	0,0163	0,4473	0,4068
	2	0,0420	-0,0311	0,0378	-0,0381	0,0420	0,0381	0,7545	0,6870
	3	0,0688	-0,0495	0,0641	-0,0634	0,0688	0,0641	0,8359	0,8212
	4	0,0958	-0,0681	0,0928	-0,0903	0,0958	0,0928	0,8458	0,8979
	5	0,1221	-0,0851	0,1227	-0,1176	0,1221	0,1227	0,8191	0,9324
	6	0,1468	-0,1001	0,1526	-0,1444	0,1468	0,1526	0,7747	0,9370
	7	0,1696	-0,1146	0,1821	-0,1701	0,1696	0,1821	0,7318	0,9201
	8	0,1904	-0,1279	0,2105	-0,1943	0,1904	0,2105	0,6892	0,8875
	9	0,2093	-0,1402	0,2375	-0,2169	0,2093	0,2375	0,6405	0,8436
	10	0,2260	-0,1524	0,2628	-0,2377	0,2260	0,2628	0,5851	0,7914
	11	0,2407	-0,1661	0,2862	-0,2567	0,2407	0,2862	0,5244	0,7330
	12	0,2532	-0,1791	0,3076	-0,2738	0,2532	0,3076	0,4578	0,6695
	13	0,2636	-0,1905	0,3269	-0,2890	0,2636	0,3269	0,3857	0,6032
	14	0,2720	-0,1999	0,3441	-0,3026	0,2720	0,3441	0,3123	0,5379
	15 (Topo)	0,2788	-0,2074	0,3594	-0,3144	0,2788	0,3594	0,2483	0,4761

PILAR B	PISO	d _{MÁX.(X)} [m]	d _{MIN.(X)} [m]	d _{MÁX.(Y)} [m]	d _{MIN.(Y)} [m]	d _{MÁX.ABS.(X)} [m]	d _{MÁX.ABS.(Y)} [m]	drift _(X) [m]	drift _(Y) [m]
	1	0,0190	-0,0180	0,0197	-0,0171	0,0190	0,0197	0,4754	0,4925
	2	0,0457	-0,0422	0,0439	-0,0389	0,0457	0,0439	0,8365	0,7588
	3	0,0774	-0,0695	0,0703	-0,0629	0,0774	0,0703	0,9976	0,8412
	4	0,1116	-0,0972	0,0984	-0,0877	0,1116	0,0984	1,0771	0,8874
	5	0,1466	-0,1239	0,1272	-0,1125	0,1466	0,1272	1,1005	0,9079
	6	0,1812	-0,1489	0,1561	-0,1369	0,1812	0,1561	1,0852	0,9065
	7	0,2144	-0,1718	0,1844	-0,1607	0,2144	0,1844	1,0418	0,8868
	8	0,2457	-0,1924	0,2115	-0,1835	0,2457	0,2115	0,9787	0,8512
	9	0,2746	-0,2109	0,2371	-0,2053	0,2746	0,2371	0,9028	0,8033
	10	0,3008	-0,2275	0,2606	-0,2257	0,3008	0,2606	0,8207	0,7458
	11	0,3243	-0,2425	0,2820	-0,2446	0,3243	0,2820	0,7385	0,6801
	12	0,3449	-0,2562	0,3010	-0,2617	0,3449	0,3010	0,6573	0,6064
	13	0,3628	-0,2684	0,3175	-0,2768	0,3628	0,3175	0,5749	0,5273
	14	0,3781	-0,2790	0,3316	-0,2899	0,3781	0,3316	0,4949	0,4462
	15 (Topo)	0,3915	-0,2881	0,3433	-0,3010	0,3915	0,3433	0,4278	0,3703

Piso	Fb _{piso (X)} [KN]	Fb _{piso (Y)} [KN]
1	20905,8	22875,7
2	20690,2	22583,3
3	20200,0	21971,5
4	19397,7	21131,8
5	18296,8	20183,2
6	16946,3	19143,8
7	15385,7	17906,1
8	13675,7	16413,5
9	11882,7	14693,5
10	10398,0	12778,4
11	8846,1	10727,0
12	7298,8	8714,8
13	5916,8	6762,3
14	4459,5	4666,1
15	2419,8	2354,6

PILAR C	PISO	d _{MÁX.(X)} [m]	d _{MIN.(X)} [m]	d _{MÁX.(Y)} [m]	d _{MIN.(Y)} [m]	d _{MÁX.ABS.(X)} [m]	d _{MÁX.ABS.(Y)} [m]	drift _(X) [m]	drift _(Y) [m]
	1	0,0190	-0,0180	0,0159	-0,0163	0,0190	0,0163	0,4754	0,4068
	2	0,0457	-0,0422	0,0378	-0,0381	0,0457	0,0381	0,8365	0,6869
	3	0,0774	-0,0695	0,0641	-0,0634	0,0774	0,0641	0,9976	0,8213
	4	0,1116	-0,0972	0,0928	-0,0903	0,1116	0,0928	1,0771	0,8981
	5	0,1466	-0,1239	0,1227	-0,1176	0,1466	0,1227	1,1005	0,9326
	6	0,1812	-0,1489	0,1526	-0,1444	0,1812	0,1526	1,0852	0,9373
	7	0,2144	-0,1718	0,1821	-0,1701	0,2144	0,1821	1,0418	0,9203
	8	0,2457	-0,1924	0,2105	-0,1943	0,2457	0,2105	0,9787	0,8878
	9	0,2746	-0,2109	0,2375	-0,2169	0,2746	0,2375	0,9028	0,8438
	10	0,3008	-0,2275	0,2628	-0,2377	0,3008	0,2628	0,8207	0,7917
	11	0,3243	-0,2425	0,2863	-0,2568	0,3243	0,2863	0,7385	0,7332
	12	0,3449	-0,2562	0,3077	-0,2738	0,3449	0,3077	0,6573	0,6698
	13	0,3628	-0,2684	0,3270	-0,2891	0,3628	0,3270	0,5749	0,6034
	14	0,3781	-0,2790	0,3442	-0,3026	0,3781	0,3442	0,4949	0,5381
	15 (Topo)	0,3915	-0,2881	0,3595	-0,3145	0,3915	0,3595	0,4278	0,4763

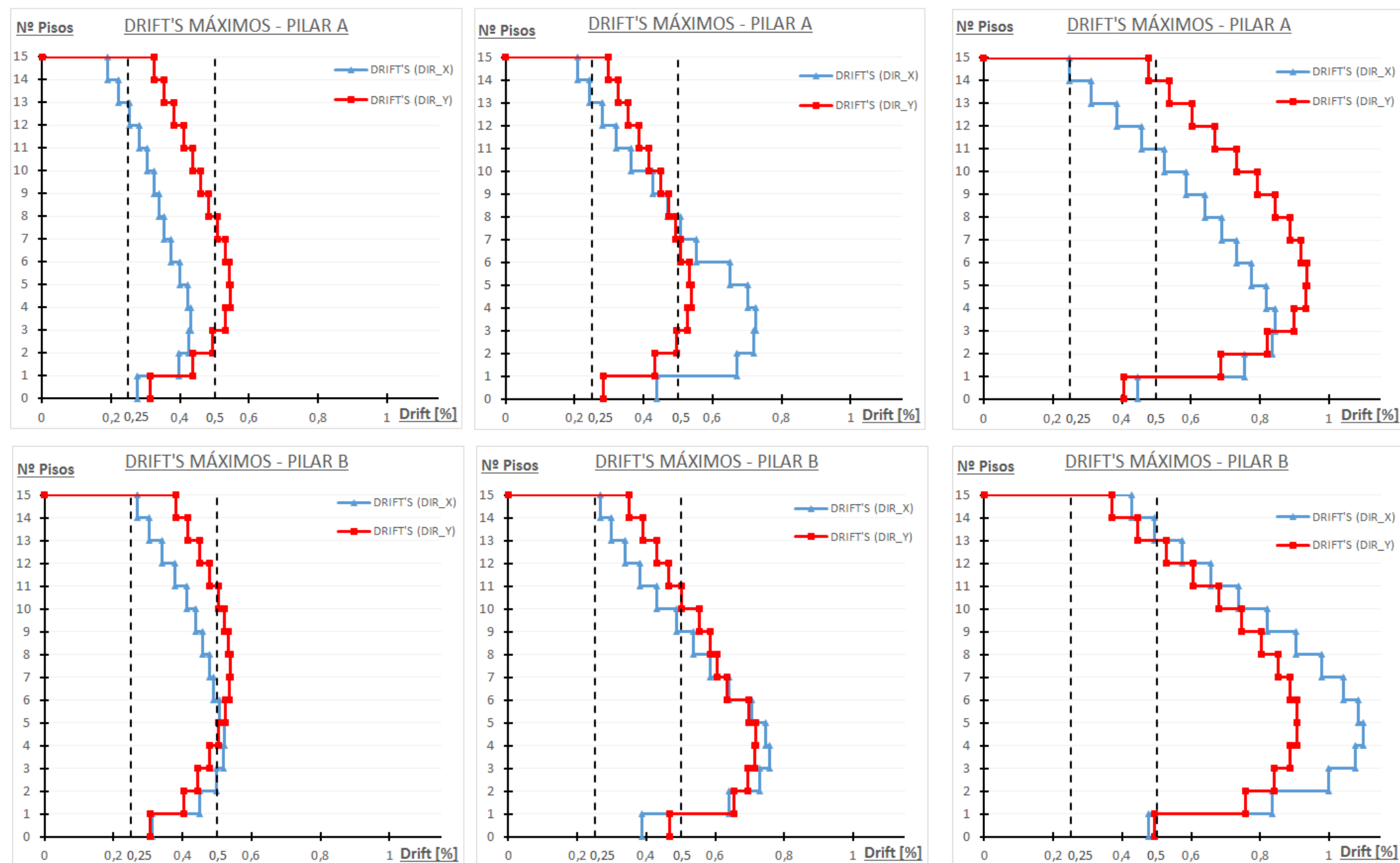
PILAR D	PISO	d _{MÁX.(X)} [m]	d _{MIN.(X)} [m]	d _{MÁX.(Y)} [m]	d _{MIN.(Y)} [m]	d _{MÁX.ABS.(X)} [m]	d _{MÁX.ABS.(Y)} [m]	drift _(X) [m]	drift _(Y) [m]
	1	0,0179	-0,0138	0,0197	-0,0171	0,0179	0,0197	0,4473	0,4922
	2	0,0420	-0,0311	0,0439	-0,0389	0,0420	0,0439	0,7545	0,7587
	3	0,0688	-0,0495	0,0702	-0,0629	0,0688	0,0702	0,8359	0,8411
	4	0,0958	-0,0681	0,0983	-0,0877	0,0958	0,0983	0,8458	0,8873
	5	0,1221	-0,0851	0,1272	-0,1125	0,1221	0,1272	0,8191	0,9078
	6	0,1468	-0,1001	0,1561	-0,1369	0,1468	0,1561	0,7747	0,9064
	7	0,1696	-0,1146	0,1844	-0,1607	0,1696	0,1844	0,7318	0,8867
	8	0,1904	-0,1279	0,2115	-0,1835	0,1904	0,2115	0,6892	0,8511
	9	0,2093	-0,1402	0,2370	-0,2053	0,2093	0,2370	0,6405	0,8032
	10	0,2260	-0,1524	0,2606	-0,2257	0,2260	0,2606	0,5851	0,7457
	11	0,2407	-0,1661	0,2820	-0,2446	0,2407	0,2820	0,5244	0,6799
	12	0,2532	-0,1791	0,3010	-0,2617	0,2532	0,3010	0,4578	0,6063
	13	0,2636	-0,1905	0,3175	-0,2768	0,2636	0,3175	0,3857	0,5273
	14	0,2720	-0,1999	0,3315	-0,2899	0,2720	0,3315	0,3123	0,4462
	15 (Topo)	0,2788	-0,2074	0,3433	-0,3010	0,2788	0,3433	0,2483	0,3703

Piso	Fsism. (X) [KN]	Fsism. (Y) [KN]
1	215,6	292,5
2	490,2	611,7
3	802,3	839,8
4	1100,9	948,6
5	1350,5	1039,4
6	1560,6	1237,7
7	1710,0	1492,6
8	1793,0	1720,0
9	1484,7	1915,1
10	1551,9	2051,4
11	1547,2	2012,2
12	1382,0	1952,5
13	1457,3	2096,2
14	2039,7	2311,5
15	2419,8	2354,6

Quadro B.3 – Conjunto de quadros com os resultados numéricos dos vários parâmetros analisados no âmbito das análises dinâmicas efetuadas ao modelo do edifício sem paredes

B.3. INFORMAÇÃO GRÁFICA DOS RESULTADOS PROVENIENTES DAS ANÁLISES DINÂMICAS

Envoltória dos DRIFT'S MÁXIMOS (Pilares A e B)



NOTAS IMPORTANTES:

- 1ª Coluna : Estrutura com paredes sem dano
- 2ª Coluna: Estrutura com paredes danificadas
- 3ª Coluna: Estrutura sem paredes

O Dano atribuído às paredes de alvenaria foi o de 0,3 , 0,5 e 0,7, correspondente aos níveis de dano 1º , 2º e 3º respetivamente



Figura B.1 – Gráficos das envoltórias de *drift's* máximos, segundo as direções x e y para os pilares A e B, associados aos 3 modelos considerados

Envolve dos DRIFT'S MÁXIMOS (Pilares C e D)

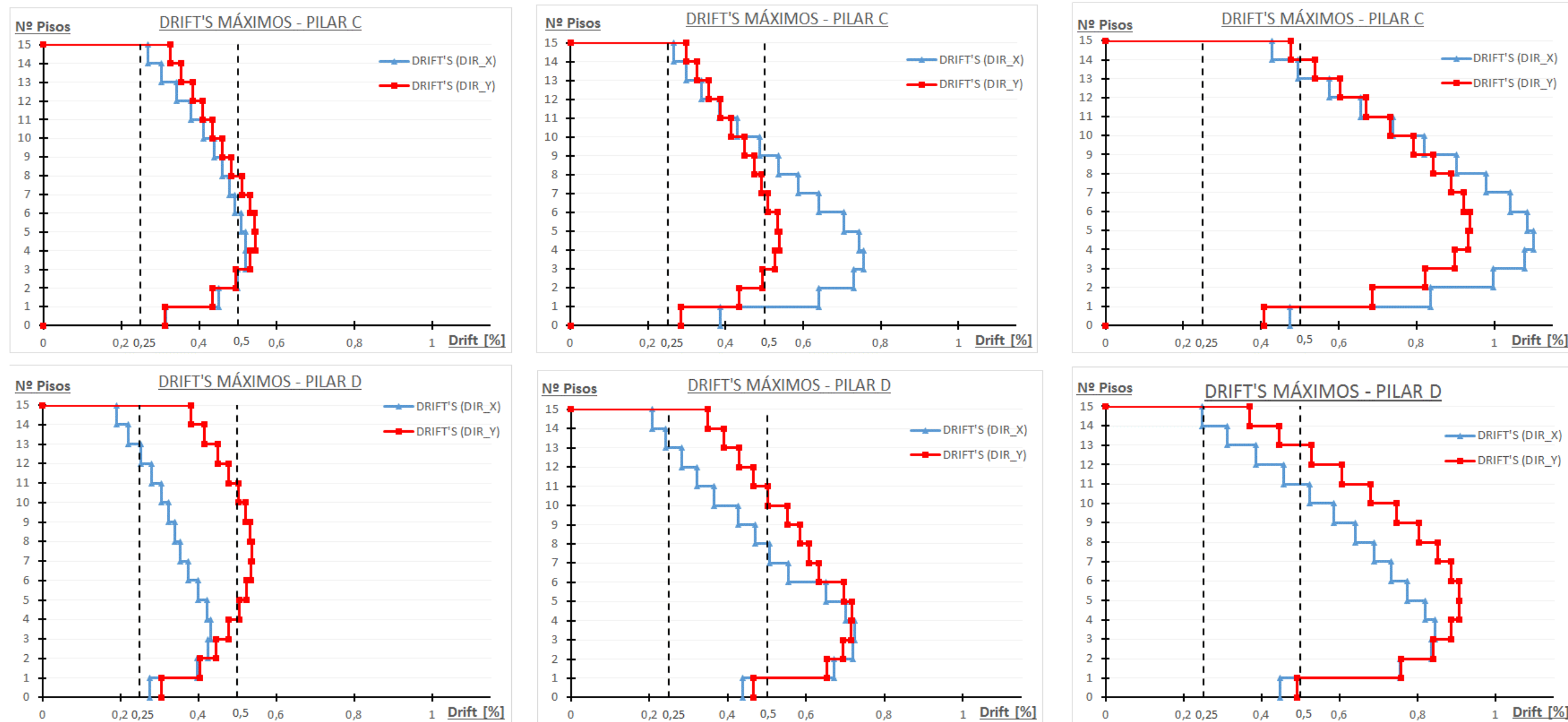


Figura B.2 – Gráficos das envolturas de *drift's* máximos, segundo as direções x e y para os pilares C e D, associados aos 3 modelos considerados

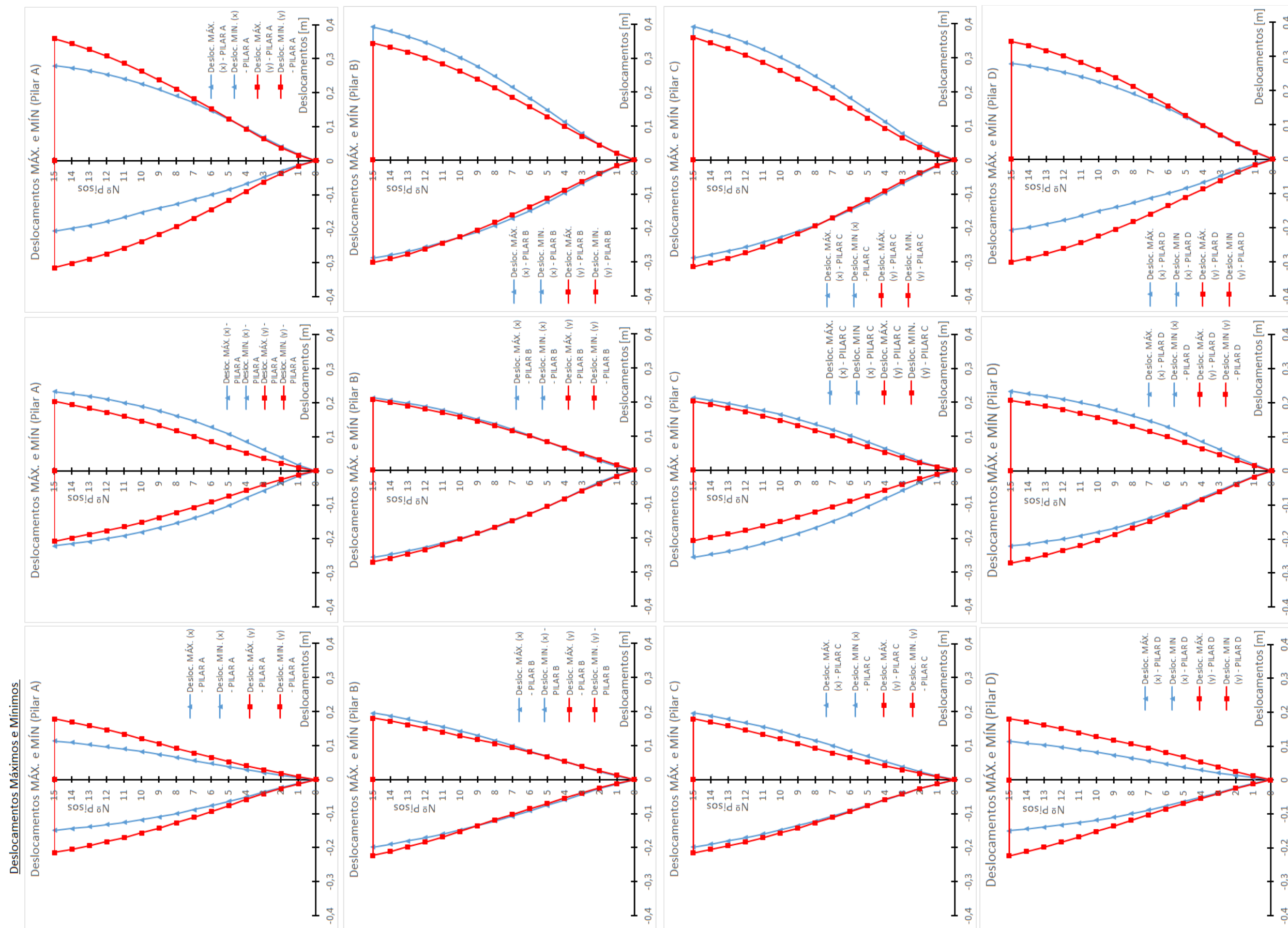


Figura B.3 – Gráficos das envolturas de deslocamentos máximos e mínimos para as direções segundo x e segundo y associados aos 3 modelos considerados

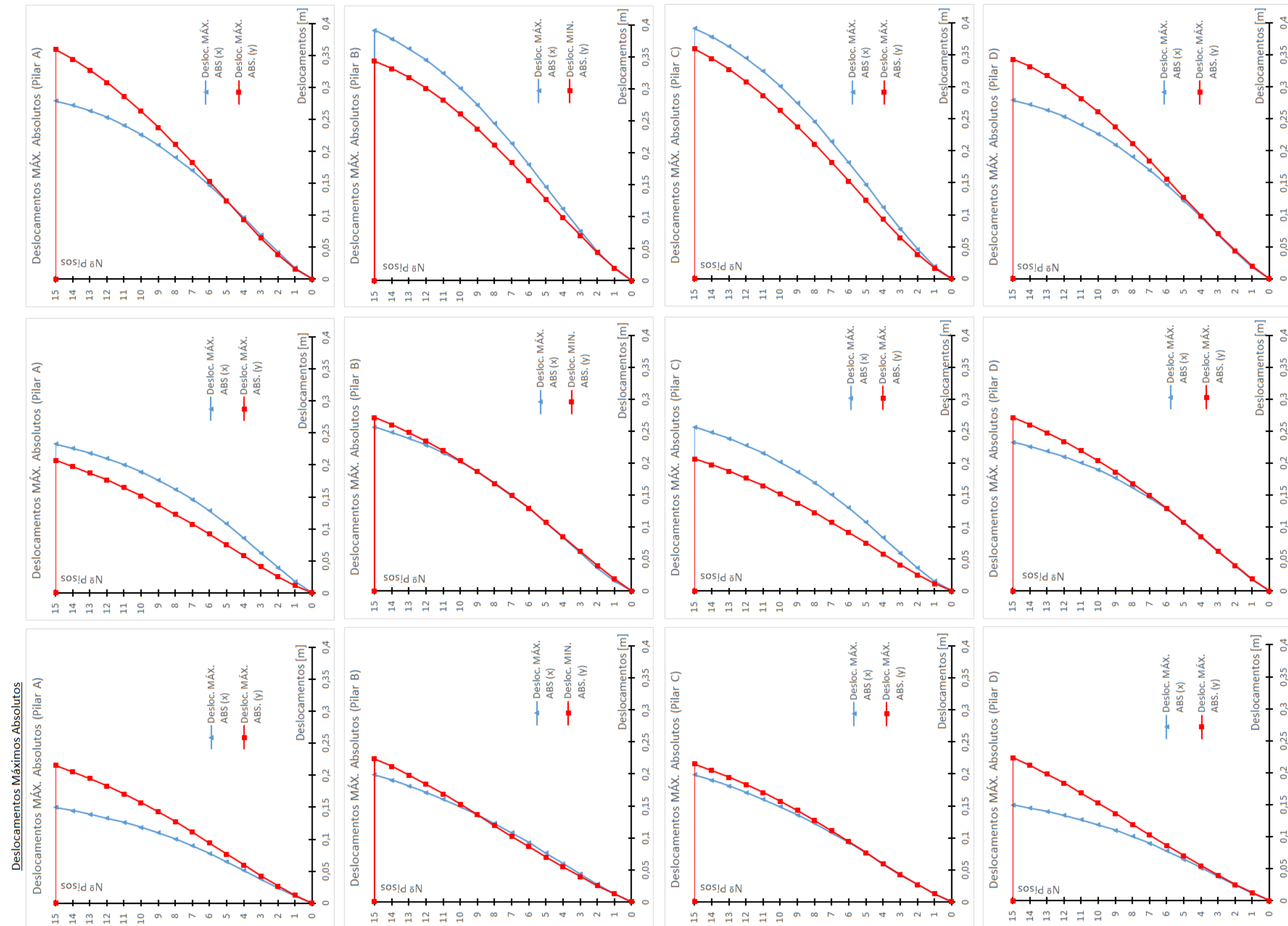


Figura B.4 – Gráficos das envolturas de deslocamentos máximos absolutos para as direções segundo x e segundo y associados aos 3 modelos considerados

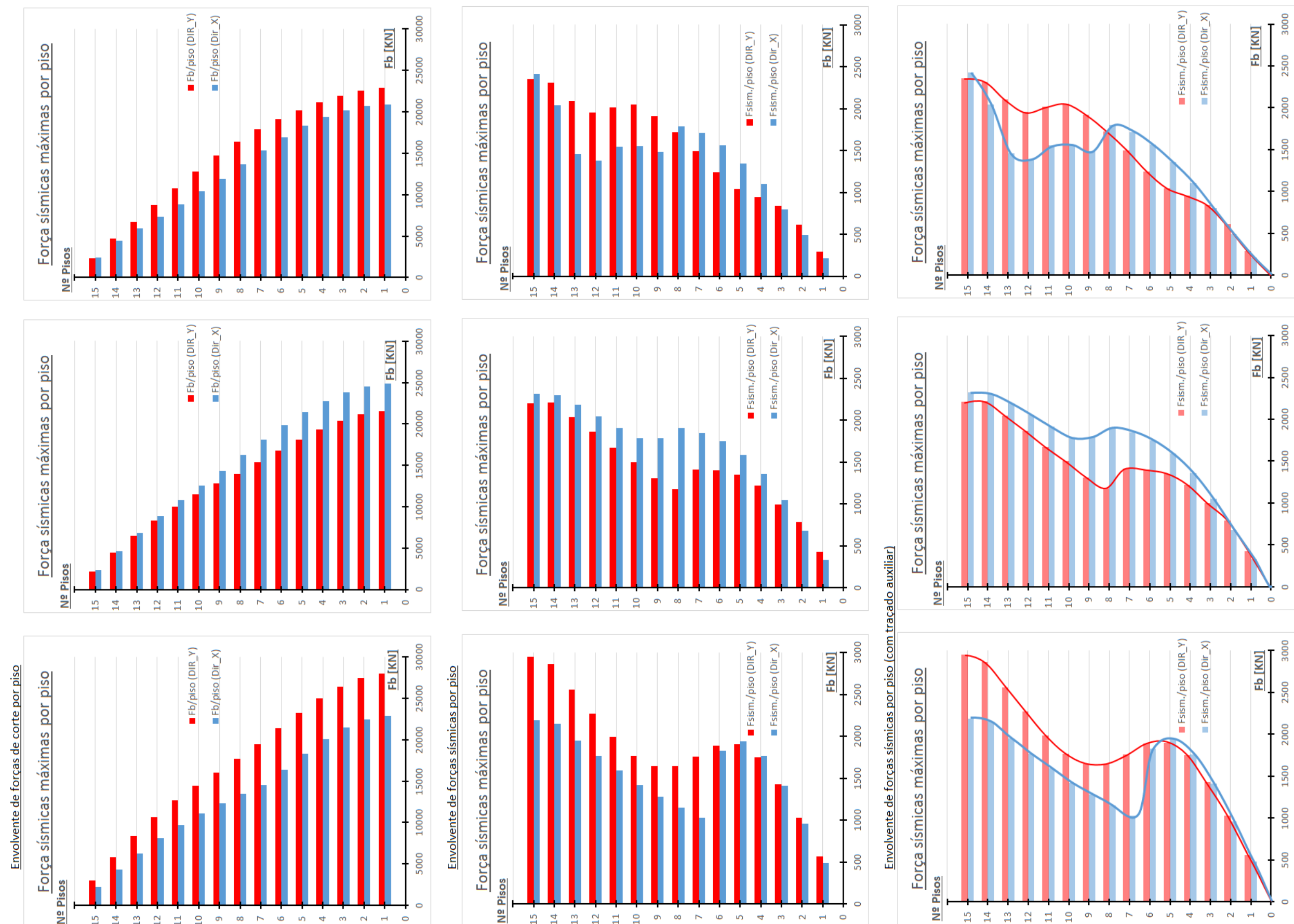


Figura B.5 – Gráficos das envolventes de forças sísmicas e de corte máximas, por piso, para as direções segundo x e segundo y associados aos 3 modelos considerados