

Avaliação de danos em edifícios Pombalinos associados a movimentos do terreno

Análise de um edifício Pombalino integrado num quarteirão da baixa lisboeta

José Miguel Esteves Dias Cruz

Dissertação para obtenção do Grau de Mestre em

Engenharia Civil

Orientadores

Professora Doutora Rita Maria do Pranto Nogueira Leite Pereira Bento

Professor Doutor Rui Pedro Carrilho Gomes

Júri

Presidente: Professor Doutor José Joaquim Costa Branco de Oliveira Pedro

Orientador: Professor Doutor Rui Pedro Carrilho Gomes

Vogal: Professor Doutor Mário Manuel Paisana dos Santos Lopes

outubro de 2017

Agradecimentos

Quero agradecer aos professores orientadores Rita Bento e Rui Gomes por toda a ajuda, disponibilidade e orientação.

Agradecimento ao Guilherme Luz, Jelena Milošević e Madalena Ponte pelos ensinamentos prestados relativamente ao programa numérico.

Um grande agradecimento à minha família e meus amigos que me apoiaram ao longo de todo este percurso.

Resumo

A baixa lisboeta é de indiscutível importância devido ao seu legado histórico e cultural. Conhecida nos dias de hoje com a mesma configuração que foi reconstruída após a grande catástrofe ocorrida em novembro de 1755.

Os edifícios Pombalinos, representaram uma importante inovação em termos de arquitetura e urbanismo, assim como em termos de resistência anti-sísmica. Neste documento, analisa-se a redução da resistência sísmica de um edifício Pombalino representativo inserido entre dois edifícios, gerado por movimentos verticais do terreno registados na baixa lisboeta.

Analisou-se os movimentos verticais do terreno registados, assim como os níveis piezométricos na Baixa. Identificou-se a existência de três grupos que se distinguiram consoante o seu comportamento em relação ao movimento vertical registado e suas tendências de assentamento.

Categorizou-se o nível de danos do edifício devidos a assentamentos diferenciais registados, com o auxílio de métodos empíricos.

Analisou-se com o programa de cálculo estrutural TREMURI, a resposta sísmica do edifício Pombalino para diferentes condições e para a imposição de assentamentos diferenciais, comparando as suas curvas de capacidade resistente. Sendo que a resistência sísmica é significativamente afetada, quando a estrutura é anteriormente sujeita a assentamentos diferenciais.

Por fim avaliou-se o desempenho sísmico do edifício a partir da metodologia do Método N2, sendo que o edifício analisado não verifica as exigências de acordo com o EC 8, independentemente de se registar assentamentos prévios na estrutura.

Palavras-chave: edifício Pombalino; assentamentos diferenciais; nível de dano; curvas de capacidade resistente; TREMURI; método N2.

Abstract

Lisbon's downtown (*Baixa*) has an unquestionable importance due to its historical and cultural legacy. Known today with the same configuration that was rebuilt after the great catastrophe that occurred in November 1755.

Pombalino buildings represented an important innovation in terms of architecture and urbanism, as well as in terms of anti-seismic resistance. This paper analyzes the reduction of the seismic resistance of a representative *Pombalino* building inserted between two buildings, generated by ground movements registered in downtown Lisbon.

The vertical movements of the ground measured along nearly a 60 years' period was analyzed, as well as 10 years' for the piezometric level in *Baixa*. It was identified the existence of three different rates of ground movement.

The damage level of the building was classified due to recorded differential settlements, using empirical methods.

The response of the building was simulated through numerical models using TREMURI program. The seismic response of the *Pombalino* building was assessed for configurations and amplitudes of differential settlements, by comparing resistant capacity curves. The seismic resistance was significantly affected, when the structure was previously subjected to differential settlements.

Finally, the seismic performance of the building was evaluated using the methodology of the method N2. The building analyzed does not verify the requirements according EC 8, regardless of registering previous settlements in the structure.

Keywords: *Pombalino* building; differential settlements; damage level; resistant capacity curves; TREMURI; method N2.

Índice

1 – Introdução.....	1
1.1 – Enquadramento.....	1
1.2 – Objetivos.....	1
1.3 – Organização do trabalho	1
2 – Caracterização da Baixa Pombalina	3
2.1 – Edificado	3
2.1.1 – Enquadramento histórico	3
2.1.2 – Caracterização do edificado.....	6
2.1.2.1 – Edifícios pré-pombalinos	6
2.1.2.2 – Edifícios pombalinos	7
2.1.2.3 – Alterações estruturais dos edifícios Pombalinos	9
2.2 – Enquadramento geológico-geotécnico.....	11
2.2.1 – Enquadramento geológico	11
2.2.2 – Plano de Monitorização da Baixa de Lisboa	12
2.2.3 – Caracterização geotécnica.....	13
2.3 – Método Empírico LTSM para avaliação de danos devido a assentamentos	14
3 – Análise de assentamentos do terreno.....	17
3.1 – Causas dos assentamentos no terreno.....	17
3.1.1 – Construções subterrâneas na Baixa Pombalina	17
3.1.2 – Acidente na construção da estação do metro do Terreiro do Paço	18
3.2 – Análise do movimento vertical do terreno da Baixa Pombalina.....	19
3.2.1 – Ala ocidental do Terreiro do Paço	21
3.2.2 – Análise da variação do nível piezométrico.....	22
3.2.3 – Correlação entre piezometria e movimento vertical do terreno	24
3.2.4 – Relação da espessura da camada aluvionar com o histórico de movimentos verticais do terreno	31
3.2.5 – Avaliação da velocidade do movimento vertical do terreno da Baixa Pombalina	31
3.2.6 – Avaliação da Distorção Angular do terreno da Baixa Pombalina.....	34

3.2.7 – Comportamentos generalizados	38
4 – Capacidade resistente de um edifício Pombalino - Análise de sensibilidade	39
4.1 – Influência da rigidez dos pisos	41
4.1.1 – Capacidade resistente sísmica do edifício.....	41
4.1.2 – Paredes resistentes - forças de corte na base e deformação	43
4.1.3 – Distribuição de danos nas fachadas principal e de tardoz	46
4.2 – Diferentes configurações de assentamento	50
4.2.1 – Capacidade resistente sísmica do edifício.....	51
4.2.2 – Danos nos elementos estruturais - assentamentos tipo A e B	53
4.3 – Comentários finais.....	55
5 – Avaliação de danos através de métodos empíricos	55
5.1 – Abertura de fendas.....	55
5.1.1 – Configuração de assentamento do tipo A.....	55
5.2 – Avaliação de dano através de métodos empíricos	58
5.2.1 – Configuração de assentamento do tipo A.....	58
5.2.2 – Configuração de assentamento do tipo B.....	60
6 – Desempenho sísmico do edifício.....	61
6.1 – Capacidade resistente e distribuição de danos do edifício sem assentamentos impostos	62
6.1.1 – Análise para as duas direções da distribuição de forças laterais	63
6.1.2 – Análise das duas configurações de forças laterais	65
6.1.3 – Análise das curvas de capacidade e distribuição de danos para diferentes sentidos	67
6.2 – Capacidade resistente do edifício para diferentes valores da distorção angular	71
6.2.1 – Curvas de capacidade e distribuição de danos para (X, +, U).....	71
6.2.2 – Curvas de capacidade e distribuição de danos para (Y, +, U).....	75
6.3 – Avaliação do desempenho sísmico do edifício Pombalino - Método N2	77
7 – Conclusões e desenvolvimentos futuros.....	80
7.1 – Conclusões	80
7.2 – Desenvolvimentos Futuros	81
Referências Bibliográficas.....	82

Anexo A – Perfis geológicos AI

Anexo B – Valores do quociente d_w/d_t para os oito conjuntos de análises BI

Índice de Figuras

Figura 2.1: Pré-existência do urbanismo romano na zona do antigo esteiro da Baixa, cortesia do Núcleo Arqueológico Da Rua Dos Correeiros.....	4
Figura 2.2: Lisboa no século XVI por G. Braunio, cortesia do Núcleo Arqueológico Da Rua Dos Correeiros.	4
Figura 2.3: Planta da Baixa no período medieval, cortesia de Lisbon Story Centre.	4
Figura 2.4: Planta do projeto de reconstrução da Baixa-Chiado por Carlos Mardel e Eugénio dos Santos, cortesia de Lisbon Story Centre.	5
Figura 2.5: Alçado de um edifício pombalino tipo, cortesia de Lisbon Story Centre.	7
Figura 2.6: Grade de madeira (à esquerda) e parte das estacas de pinho verde remanescente de um edifício pombalino (à direita), cortesia do Núcleo Arqueológico Da Rua Dos Correeiros.	8
Figura 2.7: Sistema de coletor de águas público da época pombalina, cortesia do Núcleo Arqueológico Da Rua Dos Correeiros.	8
Figura 2.8: Cruzes de Santo André, cortesia do Lisbon Story Centre.....	9
Figura 2.9: Mapa da baixa relativo à conservação arquitetónica dos edifícios (Mascarenhas, 2002).	10
Figura 2.10: Mapa do estado de conservação de edifícios em 2010 (à esquerda) e em 2014 (à direita), (Morais, 2015).....	10
Figura 2.11: Carta e perfil geológico da baixa lisboeta, escala 1/10 000, (adaptado de Almeida, 1986)...	12
Figura 2.12: Mapa das sondagens efetuadas e perfis geológicos, (Mateus, 2005).....	13
Figura 2.13: Frequências de pancadas para os três estratos: aterros, Aluviões e Miocénico, adaptado de CÊGÊ (2004-B).....	14
Figura 2.14: Deslocamentos verticais dos pontos A e B.	14
Figura 2.15: Relação entre extensão horizontal e distorção angular para várias categorias de dano, (Boscardin et al., 1989).	16
Figura 2.16: Relação entre extensão horizontal e rácio de deflexão para várias categorias de dano, (Burland, 1995).	16
Figura 3.1: Mapeamento das construções subterrâneas da baixa lisboeta, (Morais, 2015).	18
Figura 3.2: Isolinhas de deformação acumulada, adaptado de CÊGÊ (2010-b).	20
Figura 3.3: Deslocamento vertical do terreno medido pela régua de nivelamento, adaptado de CÊGÊ (2010-b).....	21

Figura 3.4: Alçado dos edifícios da ala ocidental do Terreiro do Paço, adaptado de Henriques et al. (2009).	21
Figura 3.5: Datas das medições efectuadas.	21
Figura 3.6: Movimento vertical do terreno para cada ponto estudado, (adaptado de Henriques et al., (2009)).	22
Figura 3.7: Variação do nível piezométrico acumulado nos piezómetros P4 e P5, adaptado de CÊGÊ (2010-B).	23
Figura 3.8: Variação do nível piezométrico acumulado nos piezómetros P8 e P9, adaptado de CÊGÊ (2010-B).	23
Figura 3.9: Variação do nível freático nas Aluviões entre 30 de março 2004 e 13 de dezembro de 2010, com indicação da localização dos piezómetros instalados nas Aluviões, adaptado de CÊGÊ (2010-b). ..	25
Figura 3.10: Variação do nível freático no Miocénico entre 30 de março 2004 e 13 de dezembro de 2010, com indicação da localização dos piezómetros instalados no Miocénico, adaptado de CÊGÊ (2010-b). .	26
Figura 3.11: Mapeamento de piezómetros (azul), marcas de superfície (rosa) e réguas de nivelamento (verde), adaptado de CÊGÊ (2004-a).	27
Figura 3.12: Nível freático de piezómetros em função do movimento vertical do terreno de marcas de superfície e réguas de nivelamento entre 2004 a 2010.	29
Figura 3.13: Comparação entre deslocamentos acumulados de marcas de superfície e piezometria acumulada (março 2004 – novembro 2006), (CÊGÊ, 2006-a).	30
Figura 3.14: Deslocamento vertical do terreno medido por marcas de superfície consoante a espessura Aluvionar no qual se encontram.	31
Figura 3.15: Velocidades de assentamento para os diversos pontos de medição, Henriques et al., (2009).	32
Figura 3.16: Velocidades anuais de movimento vertical do terreno para várias marcas de superfície e réguas de nivelamento.	33
Figura 3.17: Movimento vertical do terreno e respetivos coeficientes de determinação para as marcas M40, M41, M50, M53, M6 e réguas R1, R13.	34
Figura 3.18: Alçado do edifício da ala ocidental do Terreiro do Paço, (Henriques et al., 2009).	34
Figura 3.19: Movimento vertical do terreno dos diversos pontos de medição da ala ocidental do Terreiro do Paço, adaptado de Henriques et al. (2009).	35
Figura 3.20: Distorção angular para os vários pares de pontos de medição da ala ocidental do Terreiro do Paço.	35

Figura 3.21: Localização dos pares de marcas e réguas analisados na Baixa, e respetivo afastamento, adaptado de CÊGÊ, (2004-a).....	36
Figura 3.22: Evolução da distorção angular para os pares de marcas e réguas selecionadas.....	37
Figura 3.23: Comportamentos de marcas de superfície, réguas de nivelamento e pontos de medição registados na Baixa Pombalina.	38
Figura 4.1: Conjunto de três edifícios pombalinos, edifício em análise assinalado.	39
Figura 4.2: Planta do conjunto dos três edifícios pombalinos, edifício em análise assinalado.	39
Figura 4.3: Curvas de capacidade para vários módulos de distorção de pisos (as curvas terminam quando se atinge o d_u).....	41
Figura 4.4: Forças de corte máxima em função do módulo de distorção dos pisos.	42
Figura 4.5: Rigidez do edifício em função do módulo de distorção dos pisos.	42
Figura 4.6: Planta do conjunto dos três edifícios, elementos verticais resistentes à ação sísmica na direção X assinalados, para o edifício em estudo.	43
Figura 4.7: Curvas de capacidade das paredes resistentes (fachada principal e de tardez, restantes três paredes e total) na direção X, com sentido positivo e com forças de inércia uniforme, para diferentes valores de G dos pisos (as curvas terminam em d_u).	44
Figura 4.8: Evolução da distorção angular em função do módulo de distorção dos pisos do retângulo assinalado na fachada de tardez (as curvas terminam quando se atinge o d_u).	45
Figura 4.9: Deformada em planta para um módulo de distorção de pisos de 10 MPa, pisos flexíveis, (quando o edifício atinge o d_u , para um fator de ampliação igual a 50).	46
Figura 4.10: Deformada em planta para um módulo de distorção de pisos de 1000 MPa, pisos rígidos (quando o edifício atinge o d_u , para um fator de ampliação igual a 50).	46
Figura 4.11: Deslocamentos horizontais, verticais e rotações nos nós extremos i/j de um dado elemento, (Lagomarsino et al., 2008).	46
Figura 4.12: Evolução do drift de lintéis e nembos para os vários pisos na fachada de tardez do edifício, (d_u - passo 59).....	47
Figura 4.13: Macroelementos numerados, que compõem a fachada de tardez do edifício (fator de ampliação igual a 10).....	48
Figura 4.14: Evolução do drift de lintéis do 2º piso e de nembos do 1º piso na fachada de tardez do edifício, (d_u - passo 59).	48
Figura 4.15: Evolução do drift de lintéis e nembos para os vários pisos na fachada principal do edifício, (d_u - passo 59).....	49

Figura 4.16: Macroelementos numerados, que compõem a fachada principal do edifício (fator de ampliação igual a 10).....	49
Figura 4.17: Evolução do drift de lintéis do 2º piso e de nembos do 1º piso na fachada principal do edifício (d_u – passo 59).	50
Figura 4.18: Configurações do assentamento do conjunto de edifícios: A, B e C.	51
Figura 4.19: Parte do mapa das isolinhas de assentamento da Baixa Pombalina (zona junto à Praça da Figueira), o edifício a azul representa assentamentos do tipo A ou B, e o edifício a vermelho representa assentamentos do tipo C, adaptado de CÊGÊ (2010-b).	52
Figura 4.20: Curvas de capacidade para as diferentes configurações de assentamento e para as direções principais X e Y.....	52
Figura 4.21: Evolução do drift do lintel 41 (fachada de tardoz) e do lintel 204 (fachada principal) para as configurações de assentamento tipo A, ($d_u = 161$) e B, ($d_u = 198$) e para a direção em X.	54
Figura 4.22: Evolução do drift do nembro 362 (parede lateral P5) e do nembro 366 (parede lateral P6) para as configurações de assentamento tipo A, ($d_u = 209$) e B, ($d_u = 232$) e para a direção em Y.....	54
Figura 5.1: Representação dos níveis de dano dos lintéis calculados a partir do método LTSM, em baixo, e danos dos elementos pelo programa TREMURI, em cima, para a imposição do peso próprio.	56
Figura 5.2: Representação dos níveis de dano dos lintéis calculados a partir da metodologia LTSM para um assentamento com uma distorção angular de 1/700 (acima) e de 1/400 (abaixo).....	57
Figura 5.3: Evolução da abertura de fendas dos lintéis 48 e 270 em função do assentamento imposto para valores de distorção angular de 1/700 e de 1/400.	57
Figura 5.4: Indicadores de dano, declive (à esquerda) e inclinação (à direita), (Giardina et al., 2015).	58
Figura 5.5: Representação das categorias de dano dos blocos calculados a partir da metodologia proposta por Boscardin e Cording para um assentamento com uma distorção angular de 1/700 (acima) e de 1/400 (abaixo).	59
Figura 5.6: Representação dos valores de distorção angular dos blocos 1, 6, 8 e 13 em função do assentamento imposto, calculados a partir da metodologia proposta por Boscardin e Cording, para valores de distorção angular de 1/700 e de 1/400.....	59
Figura 5.7: Representação dos valores de distorção angular dos nembos de uma empena (parede lateral P5) em função do assentamento imposto, para um assentamento com uma distorção angular de 1/700.60	
Figura 5.8: Representação das categorias de dano dos nembos da empena calculados a partir da metodologia proposta por Boscardin e Cording para um assentamento com uma distorção angular de 1/700.	60
Figura 6.1: Direções e respetivos sentidos X e Y para as ações sísmicas consideradas.	62

Figura 6.2: Curvas de capacidade (X, +, U), (Y, +, U), (X, +, T) e (Y, +, T), (curvas são interrompidas quando se atinge o d_u).....	63
Figura 6.3: Padrão de dano para a situação de d_u , (fator de ampliação igual a 10).	64
Figura 6.4: Deslocamento relativo entre pisos para as duas direções na situação quando se atinge o d_u	65
Figura 6.5: Curvas de capacidade (X, +, U), (Y, +, U), (X, +, T) e (Y, +, T), (as curvas são interrompidas quando se atinge o d_u).	65
Figura 6.6: Padrão de dano para a situação de d_u , (fator de ampliação igual a 10).	66
Figura 6.7: Deslocamento relativo entre pisos para forças de inércia uniforme e triangular correspondente a d_u	67
Figura 6.8: Curvas de capacidade resistente (X, +, U), (X, -, U), (Y, +, U) e (Y, -, U), (as curvas são interrompidas quando se atinge o d_u).	67
Figura 6.9: Padrão de dano para a situação de d_u (fator de ampliação igual a 10).	68
Figura 6.10: Evolução da distorção angular numa secção da fachada de tardoiz mais danificada para direções positivas e negativas.....	68
Figura 6.11: Deslocamento relativo entre pisos para direções sísmicas positivas e negativas na situação quando se atinge o d_u	69
Figura 6.12: Padrão de dano para a situação de d_u , (fator de ampliação igual a 10).	70
Figura 6.13: Evolução da inclinação do nembro do 1º piso da parede lateral P5 para o sentido sísmico positivo e negativo.	70
Figura 6.14: Deslocamento relativo entre pisos para a direção Y e para os dois sentidos positivo e negativo medido numa das empenas (parede lateral P5), quando se atinge o d_u	71
Figura 6.15: Curvas de capacidade do conjunto (X, +, U) para $\beta = (0, 1/700 \text{ e } 1/400)$	71
Figura 6.16: Padrões de dano para as situações de imediatamente após à imposição do assentamento, e em que se atinge o d_u , (fator de ampliação igual a 10).	73
Figura 6.17: Evolução do drift para diferentes valores de distorção angular, ($d_u = 210, \beta = 0 \text{ e } 1/700$) e ($d_u = 205, \beta = 1/400$).	74
Figura 6.18: Deslocamento relativo entre pisos para diferentes valores da distorção angular na situação em que se atinge o d_u	74
Figura 6.19: Curvas de capacidade do conjunto (Y, +, U) para $\beta = (0, 1/700 \text{ e } 1/400)$	75
Figura 6.20: Padrões de dano nas situações de após assentamento, inicio da fase de plastificação e de pré-colapso (d_u) para $\beta = (0, 1/700 \text{ e } 1/400)$	76

Figura 6.21: Deslocamento relativo entre pisos para diferentes valores da distorção angular na situação em que se atinge o d_u	77
Figura 6.22: Valores do quociente entre o deslocamento último e alvo referentes aos sismos tipo 1 e 2 e para os oito conjuntos de análises, em função dos valores de distorção angular.	79
Figura A.1: Perfis geológicos AA' e BB' (Mateus, 2005).....	AI

Índice de Tabelas

Tabela 2.1: Classificação e caracterização de danos devido a assentamentos impostos, adaptado de Burland et al. (1977) e de Boscardin et al. (1989).....	15
Tabela 3.1: Velocidades de assentamento para os diversos pontos e períodos de medição.	32
Tabela 3.2: Distorção angular para os vários pares de pontos e períodos de medição.	35
Tabela 3.3: Velocidade anual da distorção angular.....	37
Tabela 4.1: Contribuições para a força de corte basal total das paredes mencionadas (fachada principal e de tardoz e restantes três paredes) em função do módulo de distorção dos pisos.	44
Tabela 4.2: Valores de referência da curva de capacidade resistente para as diferentes configurações de assentamento e para as duas direções, X e Y.....	53
Tabela 6.1: Condições impostas para as análises pushover realizadas.	61
Tabela B.1: Valores do quociente entre o deslocamento último e alvo referentes aos sismos tipo 1 e 2 e para os oito conjuntos de análises realizados.....	BI

Lista de abreviaturas e símbolos

IST	Instituto Superior Técnico	
CÊGÊ	Consultores para Estudos em Geologia e Engenharia, Lda	
SPT	<i>Standard Penetration Test</i>	
LTSM	<i>Limiting Tensile Strain Method</i>	
LNEC	Laboratório Nacional de Engenharia Civil	
PS-InSAR	<i>Persistence Scatterer Interferometric SAR</i>	
PS	<i>Permanent Scatterers</i>	
BM	<i>Benchmarks</i>	
EC 8	Eurocódigo 8	
ND	Nível de dano	
G	Módulo de distorção de pisos	[FL ⁻²]
F _b	Força de corte basal	[F]
d _{topo}	Deslocamento do ponto de controlo	[L]
d _u	Deslocamento último do edifício	[L]
d _r	Deslocamento relativo entre pisos	[L]
d _t	Deslocamento alvo	[L]
δ	Drift	
δ _u	Drift último	
β	Distorção angular	
s	Declive	
θ	Inclinação	
ε _h	Extensão horizontal	

1 – Introdução

1.1 – Enquadramento

A baixa lisboeta pode ser considerada como o *ex libris* de Lisboa. De indiscutível importância quanto ao seu legado histórico e cultural, é conhecida nos dias de hoje com a mesma configuração que foi reconstruída após a grande catástrofe ocorrida em novembro de 1755.

Os edifícios Pombalinos, representaram uma importante inovação em termos de arquitetura e urbanismo, assim como em termos de resistência anti-sísmica.

No entanto, a degradação natural e intervenções que a Baixa Pombalina foi alvo ao longo do tempo, podem ter comprometido a resistência sísmica inicial (Mateus, 2005).

O terreno da baixa lisboeta tem sofrido movimentos ao longo do tempo, associados à aplicação de novas cargas ao terreno, escavações ou alteração das condições hidrogeológicas (Renda, 2016).

1.2 – Objetivos

O objetivo deste trabalho visa caracterizar a redução da resistência sísmica de um edifício Pombalino representativo gerado por movimentos verticais do terreno da baixa lisboeta.

Para tal é analisado um edifício Pombalino inserido entre dois edifícios, de forma a representar o comportamento em quarteirão, sujeito a assentamentos diferenciais com várias configurações.

Categoriza-se o nível de danos devido a assentamentos impostos ao edifício, com o auxílio de métodos empíricos.

Posteriormente, é analisada a resposta sísmica do edifício para a ação sísmica regulamentar (CEN, 2010) bem como o modo de colapso.

1.3 – Organização do trabalho

A presente dissertação está dividida em sete capítulos. O capítulo 2 representa um estudo bibliográfico do presente tema, enquanto que os capítulos restantes, devem-se ao estudo e análise dos objetivos anteriormente definidos.

No capítulo 3, analisa-se o movimento vertical do terreno da Baixa Pombalina.

No capítulo 4, procede-se a uma análise de sensibilidade da capacidade resistente de um edifício Pombalino tipo.

No capítulo 5, analisa-se o desempenho sísmico do edifício.

No capítulo 6, é realizado um estudo dos danos calculados por métodos empíricos devido a assentamentos diferenciais impostos.

No capítulo 7, estão presentes as conclusões e os desenvolvimentos futuros.

No último capítulo, apresentam-se as referências bibliográficas.

2 – Caracterização da Baixa Pombalina

2.1 – Edificado

2.1.1 – Enquadramento histórico

“Para entendermos a nossa Pátria, a sua personalidade, mostrada ao longo dos séculos, a sua alma, há que ter diante dos olhos que, desde sempre, neste canto ocidental da Península Ibérica, o Mar e a Terra se uniram, de tal modo que ver a Terra é sentir o Oceano e ver o Mar é compreender a Terra ... Por isso se pode dizer que, se a Terra é a carne de Portugal, o Mar é bem o seu sangue.” (Amado, 1966).

O ambiente estuarino que o Tejo oferece nas suas margens, foi desde os primórdios, um local privilegiado para a fixação de vários povos. A primeira urbe residiu inicialmente na colina onde posteriormente se encontra o castelo de São Jorge, desenvolvendo-se ao longo do tempo em direção ao rio, formando assim um bairro residencial e portuário.

A partir do século XII a.C. até ao século VII, surgem civilizações em Lisboa, sendo dignas de registo, os iberos, fenícios, gregos, celtas, cartagineses, lusitanos, romanos, suevos, alanos e visigodos.

A Baixa Pombalina contém vestígios de cerâmica e de uma intensa ocupação por parte dos cartagineses, povos comerciantes de origem oriental que aqui se estabeleceram durante os séculos V a III (a.C.).

Em meados do século I a.C., a cidade de Lisboa foi conquistada pelos romanos, sendo atribuído o nome à metrópole de *Felicitas Iulia Olisipo*. A importância política, social e económica da cidade foi aumentando sob o período romano que aí se estabeleceu até meados do século V, sendo que atividades como a produção de conservas de peixes (peixe salgado e molhos piscícolas: *garum*, *liquem*, *muria*, etc.) adquiriam uma importante parte do comércio da *Olisipo*. O antigo braço do rio Tejo, assim como parte do urbanismo romano, está representado na Figura 2.1.

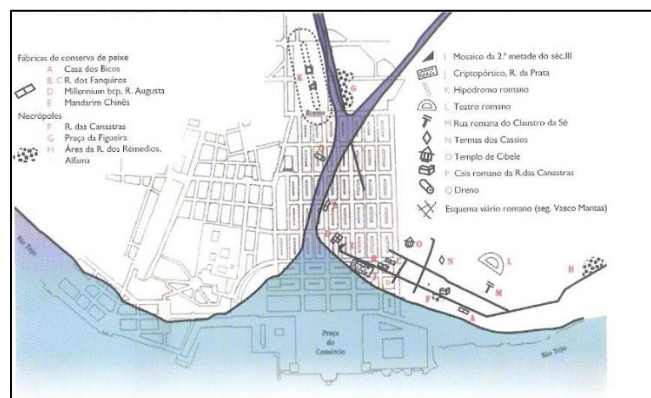


Figura 2.1: Pré-existência do urbanismo romano na zona do antigo esteiro da Baixa, cortesia do Núcleo Arqueológico Da Rua Dos Correiros.

Posteriormente, a cidade de *Olisipo*, foi tomada aos romanos pelo rei suevo Remismundo em 469, e no século seguinte fica sob domínio visigodo. A ocupação islâmica começa a partir do século VIII.

Numa primeira fase da ocupação árabe, a zona baixa da cidade permaneceu desocupada, contudo, a partir do século IX, fora das muralhas árabes forma-se na margem do esteiro uma zona densamente habitada com uma ocupação essencialmente comercial e portuária.

Em 1147, Lisboa foi conquistada por D. Afonso Henriques. A baixa de Lisboa constituía uma zona essencialmente suburbana, sendo que a partir do século XIII, no mesmo século em que Lisboa é nomeada capital do Reino de Portugal, a zona da baixa adquire uma nova importância no contexto urbanístico. Os mapas da Lisboa do período medieval, estão representados nas Figuras 2.2 e 2.3.

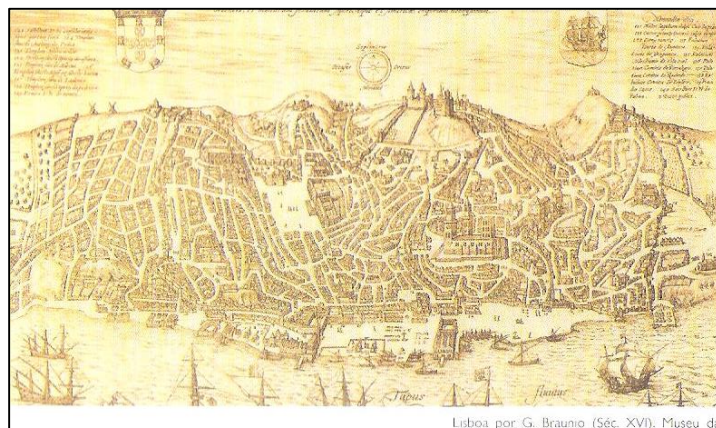


Figura 2.2: Lisboa no século XVI por G. Braunio, cortesia do Núcleo Arqueológico Da Rua Dos Correiros.



Figura 2.3: Planta da Baixa no período medieval, cortesia de Lisbon Story Centre.

Entre os séculos XV a XVIII, o *pré-pombalino*, foi fortemente influenciado pelo fenómeno da expansão ultramarina. Durante o período pré-pombalino, a baixa da cidade mantém um traçado medieval, ruas muito estreitas que constituíam uma malha irregular, embora exista um importante avanço na zona baixa da

cidade, calcetamento das ruas, criação de uma rede de esgotos, embelezamento dos edifícios associado a uma melhor qualidade construtiva. A cidade de Lisboa durante este período medieval e de descobrimentos cresce para além da antiga muralha, sendo que em 1373 é construída uma nova muralha por D. Fernando, e mais tarde, D. Manuel I promove a deslocação do centro administrativo e económico da colina do Castelo para a Baixa.

Lisboa sofreu com alguma frequência alguns episódios sísmicos documentados ao longo da sua história, registando-se em 1531 um grande sismo em Lisboa em que são estimadas cerca de 30 000 vítimas mortais. Às 9:40 do dia 1 de novembro de 1755, dá-se um grande terramoto, seguido de um grande maremoto e vários focos de incêndio que consumiram a capital. Calcula-se que terão perecido cerca de 10 000 a 30 000 habitantes, constituindo assim de longe a maior tragédia da história nacional.

Sob a influência do iluminismo europeu, Sebastião José Carvalho e Melo, primeiro ministro no reinado de D. José I, mais conhecido por Marquês de Pombal, procedeu aos trabalhos de reconstrução de Lisboa, com destaque para a Baixa Pombalina. O projeto reconstrutivo residia essencialmente na simplicidade, ortogonalidade da construção e em ruas largas e amplas que contrariam as estreitas e irregulares da época pré-pombalina. Havia uma nova preocupação com o saneamento e a captação de água. Os espaços religiosos perderam destaque, em detrimento das novas estruturas que simbolizavam o poder.

Porém a organização dos ofícios da época pelas ruas mantém-se como na época medieval, em que as três artérias principais, nomeadamente as ruas Áurea, Prata e Augusta, ligam perpendicularmente ao rio, as praças do Rossio e do Terreiro do Paço. A planta do projeto de reconstrução da Baixa-Chiado, está representada na Figura 2.4.



Figura 2.4: Planta do projeto de reconstrução da Baixa-Chiado por Carlos Mardel e Eugénio dos Santos, cortesia de Lisbon Story Centre.

2.1.2 – Caracterização do edificado

2.1.2.1 – Edifícios pré-pombalinos

Os edifícios pré-pombalinos, correspondem ao edificado que resistiu ao sismo de novembro de 1755, e representam uma tipologia de edifícios muito vasta e diversificada, própria de um período da história muito longo. Podem ser encontrados sobretudo nos bairros de Alfama ou do Castelo, sendo de registar que ao longo do tempo foram submetidos a alterações estruturais, sendo raros os edifícios que se mantiveram inalterados ao longo do tempo. Estes podem ser divididos principalmente pela sua qualidade construtiva.

Os edifícios com uma melhor qualidade de construção, destinado às classes sociais com maior poder económico, eram reconhecidos por uma alvenaria mais cuidada, pelo menos nas zonas de ligação das fachadas (cunhais) e apresentavam elementos de travamento.

Os edifícios com menor qualidade de construção, eram muito mais comuns que os primeiros e destinavam-se ao uso habitacional das classes sociais mais pobres. Podem por vezes, ser reconhecidos pelo andar de resalto, não possuem elementos de travamento e são caracterizados por alvenarias de fraca qualidade ou de taipa.

Os edifícios pré-pombalinos, apresentam por norma entre dois a três pisos, sendo em alguns casos de quatro pisos. As suas paredes podiam ser de cantaria ou de alvenaria ordinária. As paredes de cantaria resultavam de pedras talhadas cuidadosamente emparelhadas e eram adotadas como solução para as estruturas, como palácios, igrejas e edifícios de maior importância. As paredes de alvenaria ordinária eram as mais correntes em Lisboa, compostas por blocos irregulares de pedra e por tijolos ligados por uma argamassa de cal e areia, sendo consideravelmente menos dispendiosas.

Os espaços interiores eram por norma muito diminutos, com baixas condições de salubridade, pouca ventilação, (reduzido número de aberturas para o exterior) e pé-direito muito reduzido. As ausências de instalações sanitárias dificultavam a higiene e facilitavam a proliferação de doenças e pragas.

O acesso às habitações era feito de forma mais direta possível, sem a existência de espaços comuns, como um hall de entrada. O acesso aos pisos superiores era realizado por escadas de tiro, caracterizadas por apresentarem apenas um lanço que por vezes acompanhava toda a empena do edifício.

As coberturas podiam ser de quatro (caso mais comum), três ou de duas águas. No caso de edifícios com coberturas de duas águas, estas eram perpendiculares às fachadas, formando as famosas fachadas de bico.

2.1.2.2 – Edifícios pombalinos

O edifício pombalino caracteriza-se pela sua homogeneidade, simplicidade, regularidade em altura e em planta e por estar integrado num quarteirão de edifícios, que aproveitando o efeito de grupo e a sua regularidade construtiva, têm um aumento da sua resistência sísmica. São divididos por paredes meeiras, isto é, paredes corta-fogo de alvenaria de pedra rebocada sem qualquer abertura que vão desde as fundações até acima das águas furtadas. Os edifícios pombalinos são normalmente caracterizados por cinco pisos: piso térreo, piso nobre, dois pisos superiores e águas furtadas, como é apresentado na Figura 2.5. A altura das fachadas era aproximadamente igual à largura das ruas principais.



Figura 2.5: Alçado de um edifício pombalino tipo, cortesia de Lisbon Story Centre.

O piso térreo servia de armazém e de comércio, era totalmente constituído por pedra (de forma a evitar a propagação de incêndios e humidade aos pisos superiores), sendo que os pilares ou eram ligados por abóbadas e arcos (solução mais rígida) ou apenas ligados por arcos de alvenaria. Os pisos superiores eram normalmente destinados à habitação, sendo que no 1º piso (andar nobre) residiam as famílias mais abastadas e diferia dos restantes por apresentar janelas de sacada, em vez das janelas de peitoril. As águas furtadas eram caracterizadas pelas mansardas.

Os edifícios pombalinos ofereciam condições de salubridade muito superiores às dos edifícios pré-pombalinos, havia um aumento significativo do pé-direito, (cerca de 4 e 3 m para os pisos nobres e superiores respetivamente), e eram característicos de apresentarem muitas e repetidas aberturas de grande dimensão.

Os arcos e pilares descarregavam em pegões que assentes em grades de madeira, (longarinas e travessas ligadas entre si por cavilhas de ferro, representadas na Figura 2.6, à esquerda) e encabeçavam várias estacas de madeira de pinho verde, representadas na Figura 2.6, à direita, que formavam uma densa malha, densificando o terreno. Estas ainda hoje se apresentam bem conservadas, pois foram cravadas abaixo do nível freático, conservando um nível de humidade permanente, evitando ciclos de molhagem e secagem.



Figura 2.6: Grade de madeira (à esquerda) e parte das estacas de pinho verde remanescente de um edifício pombalino (à direita), cortesia do Núcleo Arqueológico Da Rua Dos Correiros.

O núcleo de escadas encontrava-se no centro do edifício, de forma a conferir simetria, dando depois o acesso aos vários fogos do edifício. Eram constituídas por pedra no piso térreo e de madeira nos restantes pisos.

O interior dos quarteirões correspondia a saguões abertos e ventilados e a drenagem das águas era feita a partir de coletores domésticos que as encaminhavam para um coletor comum construído por pedra, representado na Figura 2.7.

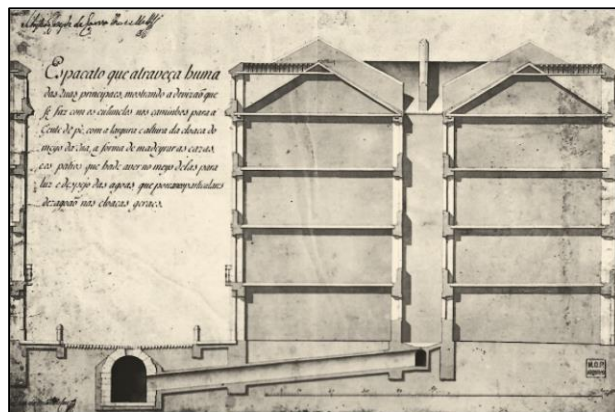


Figura 2.7: Sistema de coletor de águas público da época pombalina, cortesia do Núcleo Arqueológico Da Rua Dos Correiros.

As paredes exteriores eram constituídas normalmente por alvenaria de pedra rebocada de elevada espessura, que ia diminuindo em altura. As paredes interiores dos pisos superiores, dividiam-se nos famosos frontais pombalinos ou paredes de tabique. Os frontais eram paredes que no seu interior dispunham de elementos de madeira dispostos na horizontal, vertical e diagonal, ligados entre si formavam triângulos mais conhecidos como as cruces de Santo André, são muito resistentes para ações no seu plano, (Lopes et al, 2005) representadas na Figura 2.8. Os elementos de madeira eram preenchidos por uma argamassa de cal, pedras e elementos cerâmicos provenientes dos escombros, e posteriormente

rebocada. Os frontais pombalinos que dispostos perpendicularmente às paredes de alvenaria exteriores, melhoravam a resistência às ações horizontais e constituíam importantes elementos de dissipação de energia.



Figura 2.8: Cruzes de Santo André, cortesia do Lisbon Story Centre.

Os pavimentos eram constituídos por tábuas de soalho que assentavam perpendicularmente em vigas de madeira que se ligavam diretamente às paredes exteriores e por elementos metálicos aos frontais, e juntamente com estes, constituíam a tradicional gaiola pombalina. Já as paredes de tabique não faziam parte deste conjunto, pois descarregavam nas tábuas de soalho e tinham como função, a compartimentação das divisões mais pequenas. Eram constituídas por tábuas pregadas e posteriormente revestidas por uma argamassa. A cobertura era constituída por uma forma triangular de madeira.

2.1.2.3 – Alterações estruturais dos edifícios Pombalinos

O século que se seguiu à reconstrução da Baixa Pombalina trouxe um menor rigor construtivo. Alterações estruturais que foram eventualmente implementadas e degradação natural podem comprometer a segurança sísmica dos edifícios Pombalinos.

Para além das intervenções não respeitarem o carácter cultural destes edifícios, as alterações que são mais comuns na Baixa Pombalina são: a remoção ou furação (neste caso das cruzes de Santo André) de paredes resistentes (frontais pombalino), para passagem de tubagens ou com o intuito de aumentar o espaço de divisões. Corte de pilares no piso térreo, para criação de espaços comerciais mais amplos. Execução de aberturas nas paredes meeiras sem a imposição de elementos corta-fogo. Construção de novos pisos, aumentando assim a carga de serviço, bem como a introdução de novos materiais, muitas vezes incompatíveis e deficientemente ligados com os materiais existentes (madeira), para além de exigirem à estrutura maiores níveis de carga (Mateus, 2005).

Estas alterações devem-se sobretudo ao intenso despovoamento habitacional da Baixa Pombalina, e consequente mudança da sua funcionalidade de habitação para hotelaria e fins comerciais.

Mascarenhas (2002), realizou uma avaliação expedita em termos de conservação arquitetónica, baseadas em visitas exteriores aos imóveis, no qual resulta a Figura 2.9. Estes foram classificados numa primeira aproximação, depois foram efetuadas visitas aos interiores de edifícios previamente escolhidos.

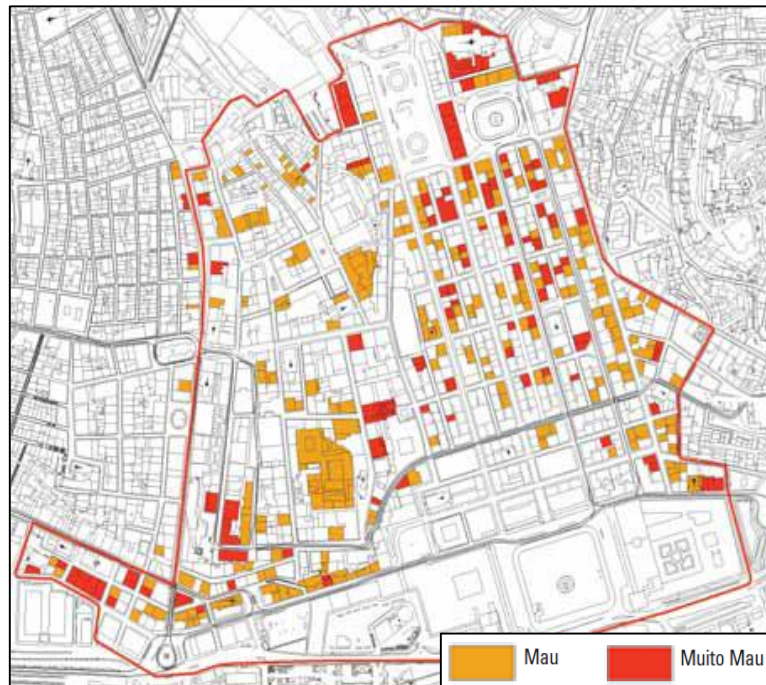


Figura 2.9: Mapa da baixa relativo à conservação arquitetónica dos edifícios (Mascarenhas, 2002).

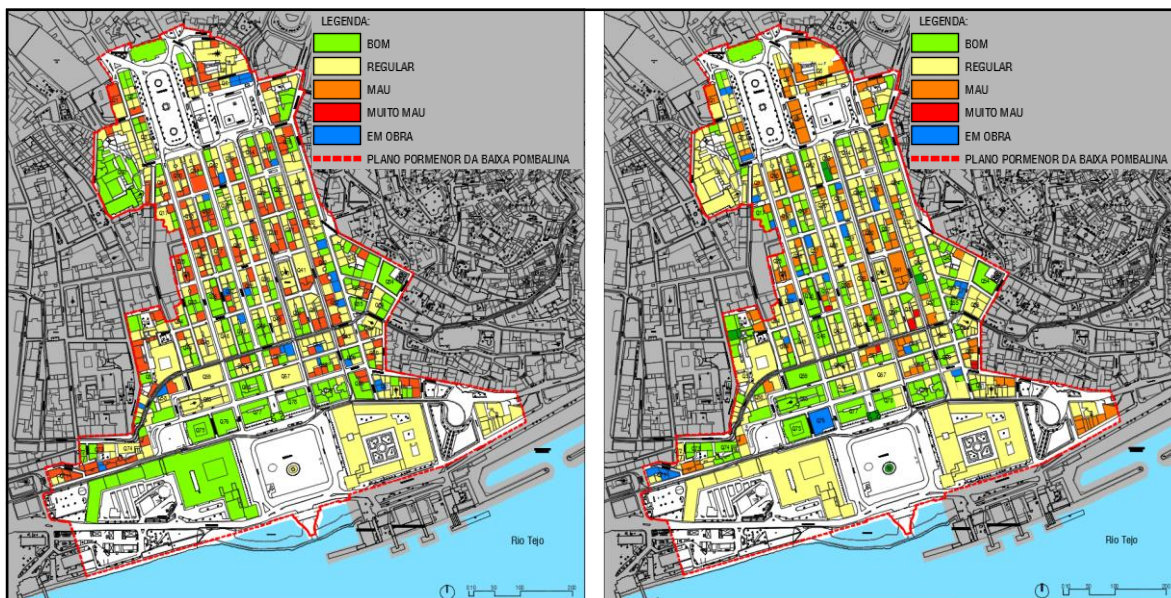


Figura 2.10: Mapa do estado de conservação de edifícios em 2010 (à esquerda) e em 2014 (à direita), (Morais, 2015).

Nos últimos anos têm sido efetuadas obras de reabilitação, e dada uma maior atenção aos pombalinos, como se ilustra na Figura 2.10, no qual se regista uma clara melhoria relativamente ao estado de conservação dos edifícios de 2010 a 2014.

2.2 – Enquadramento geológico-geotécnico

2.2.1 – Enquadramento geológico

A superfície da Baixa Pombalina tem inclinação suave, aproximadamente 6 a 10 graus para sudeste. É limitada pelas colinas do Carmo e do Castelo de São Jorge a oeste e a este, respetivamente, formando assim um vale. É limitada pelo rio Tejo a sul e pela Praça D. João IV a norte. Está compreendida entre a rua do Ouro e a rua dos Fanqueiros, afastadas entre si aproximadamente 200 m.

O terreno da Baixa integra três diferentes estratos, que se distinguem pela sua idade geológica: um substrato Miocénico, aluviões (holocénico) e aterros. A Figura 2.11 representa a carta e perfil geológico da Baixa Pombalina.

O Miocénico é composto por Argilas e Calcários dos Prazeres, argilas verdes e cinzentas intercaladas com material calcário, Areolas da Estefânea, areias finas acinzentadas, Calcários de Entre-Campos, material calcário de cor amarelada, Argilas do Forno do Tijolo – argila consolidada de cor cinzenta escura, Areias da Quinta do Bacalhau, Calcários do Casal Vistoso e Calcários da Musgueira). O Miocénico pode chegar aos 300 m de espessura.

Sobre o substrato Miocénico estava anteriormente um antigo braço do rio Tejo. Onde presentemente se encontram a Av. Liberdade e a Av. Almirante Reis eram naquele tempo duas linhas de água que confluíam no Rossio e diretamente sobre a Baixa que desaguava no rio Tejo. Nas zonas descritas ocorrem materiais de natureza aluvionar. Estas aluviões apresentam uma espessura variável que vai desde os 50 m na zona do esteiro do rio até aos 10 m no Rossio.

Sobre estas aluviões estão ainda aterros argilo-arenosos com fragmentos de cerâmica de idade variada, resultado de diferentes civilizações que ocuparam a Baixa ao longo do tempo e também das catástrofes naturais que ocorreram. Estes aterros, por norma, apresentam espessuras entre 3 a 4,5 m, chegando por vezes aos valores extremos de 1,5 e de 7,5 m (Almeida, 1986).

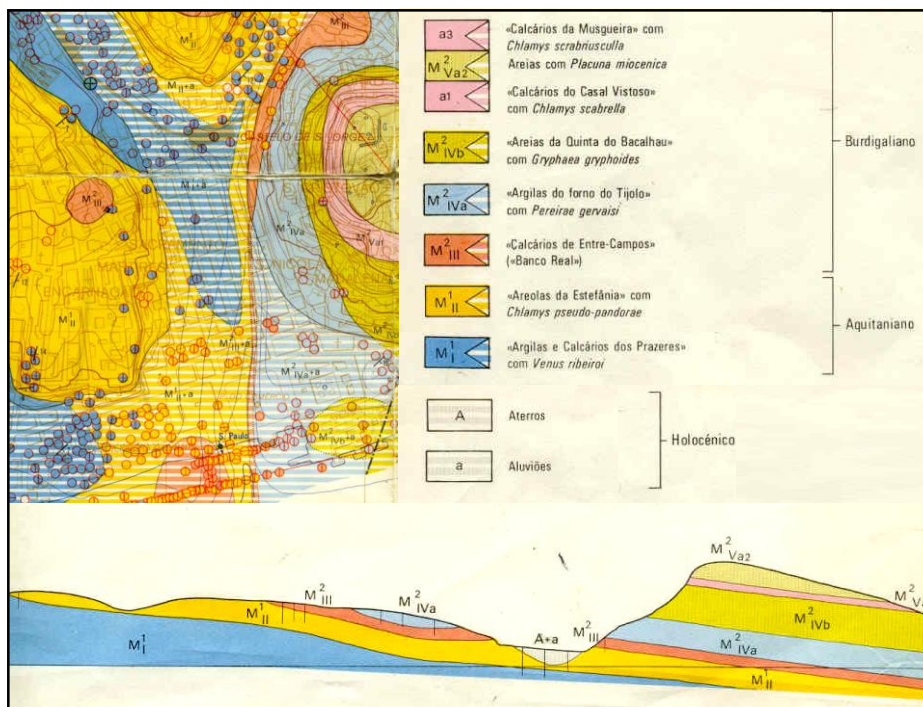


Figura 2.11: Carta e perfil geológico da baixa lisboeta, escala 1/10 000, (adaptado de Almeida, 1986).

2.2.2 – Plano de Monitorização da Baixa de Lisboa

Em 2003 a Câmara Municipal de Lisboa (Mateus, 2005), decidiu monitorizar os níveis freáticos da Baixa, efetuando uma série de sondagens. Foram também implementados 16 piezómetros. Juntamente com esses piezómetros, foram também instaladas marcas de superfície, para medição de assentamentos do terreno e réguas de nivelamento em edifícios para monitorizar assentamentos verticais em edifícios, com o intuito de se obter uma amostragem do comportamento dos edifícios e do solo da Baixa. Os piezómetros instalados, assim como a planta dos perfis de terreno, estão representados na Figura 2.12.

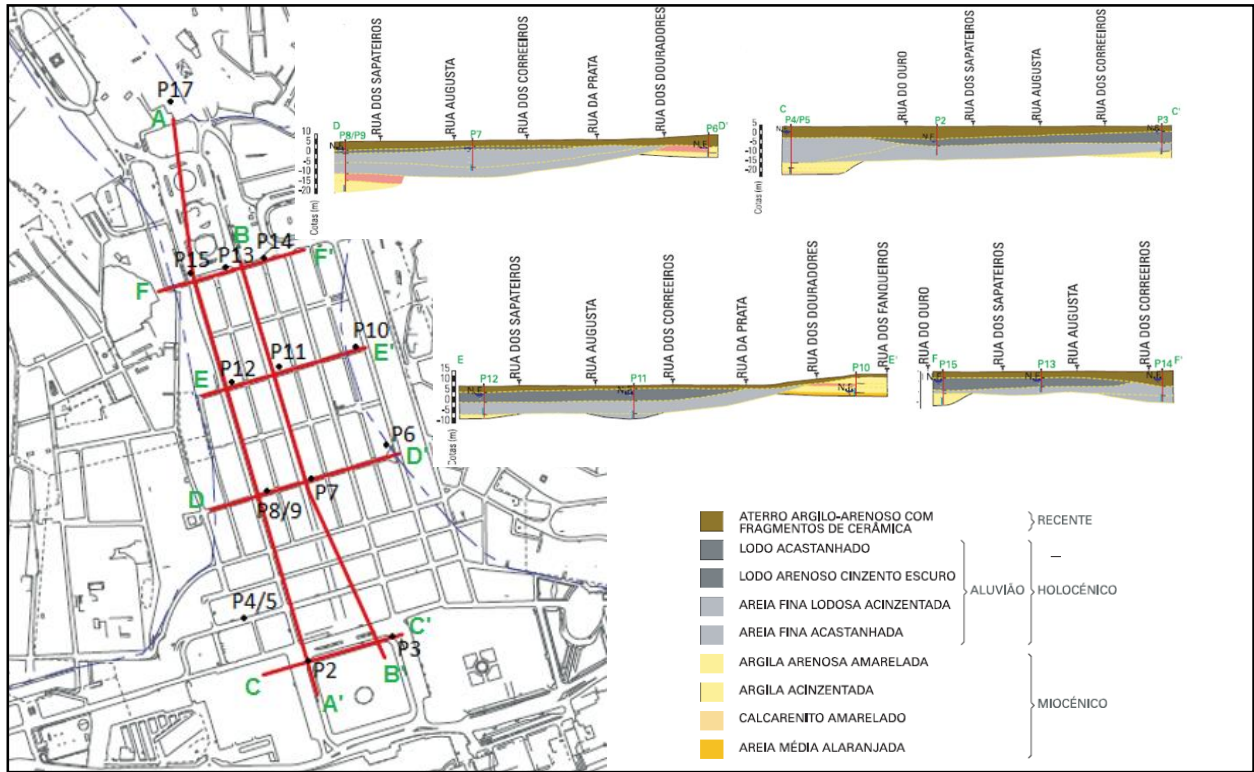


Figura 2.12: Mapa das sondagens efetuadas e perfis geológicos, (Mateus, 2005).

No Anexo A encontram-se os dois perfis geológicos AA' e BB', Figura A.1, publicados por (Mateus, 2005).

2.2.3 – Caracterização geotécnica

Foram realizados 150 ensaios SPT (*Standard Penetration Test*), em geral com espaçamento de 1,5 m. Os aterros apresentaram um número de pancadas em geral inferior a 30. No complexo aluvionar encontraram-se lodos e areias finas com uma distribuição maioritária de resultados de pancadas entre as 16 e as 50. Estes solos são classificados de muito moles a consistência média e foi registado um aumento do número de pancadas com a profundidade. Nos terrenos do Miocénico obtiveram-se para as argilas um número de pancadas maior do que 50, sendo classificadas de duras, (CÊGÊ, 2004_03). O resultado das frequências de pancadas para os três estratos encontrados está representado na Figura 2.13.

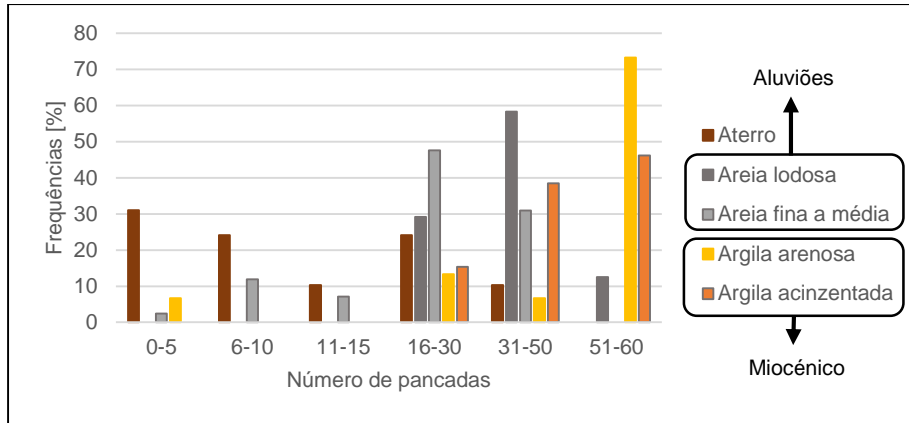


Figura 2.13: Frequências de pancadas para os três estratos: aterros, Aluviões e Miocénico, adaptado de CÊGÊ (2004-B).

2.3 – Métodos Empírico LTSM para avaliação de danos devido a assentamentos

O método empírico LTSM (*Limiting Tensile Strain Method*) é muito usado na previsão e na avaliação de danos dos edifícios devido a assentamentos induzidos por escavações adjacentes. Foi proposto por Burland et al. (1974) e Boscardin et al. (1989). O método LTSM, modela a estrutura como uma viga elástica linear, em que o efeito da perda de rigidez, devido à abertura de fendas não é considerado. Este método permite estimar o grau de dano a partir das extensões calculadas devidas aos assentamentos no edifício.

A Tabela 2.1, mostra a relação entre valores de extensões, abertura de fendas e níveis de dano, com descrição dos danos. Realça-se a importância da divisão entre os níveis de dano 3 e 4, que passa de um dano ao nível estético para funcional, afetando o estado limite de serviço, e entre os níveis 5 e 6, passando para o estado limite último, podendo afetar a estabilidade.

A distorção angular, β , é medida a partir da equação 2.1, em que tal como se verifica na Figura 2.14, δ_A e δ_B , correspondem ao deslocamento vertical do ponto A e B, respetivamente. Os pontos A e B estão distanciados entre si pelo comprimento L.

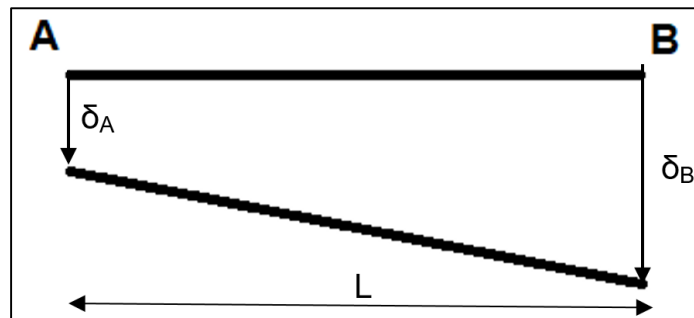


Figura 2.14: Deslocamentos verticais dos pontos A e B.

$$\beta = \frac{\delta_B - \delta_A}{L} \quad (2.1)$$

Tabela 2.1: Classificação e caracterização de danos devido a assentamentos impostos, adaptado de Burland et al. (1977) e de Boscardin et al. (1989).

Nível de Dano	Descrição do Dano	Abertura de Fendas [mm]	Extensão, ϵ [%]
1 Irrelevante, não visível	Fissuras com aberturas no limite do visível. Facilmente reparáveis.	< 0,1	0 – 0,05
2 Muito ligeiro	Fissuras finas, que são facilmente tratadas durante os trabalhos de acabamento. Os danos restringem-se geralmente aos acabamentos das paredes interiores. Uma inspeção mais cuidada pode revelar algumas fissuras na alvenaria exterior.	< 1	0,05 – 0,075
3 Ligeiro	As fissuras podem ser vistas no exterior, e poderá ser necessário refazer o reboco para garantir o isolamento conveniente. As portas e as janelas podem ter ligeiras dificuldades em abrir.	< 5	0,075 – 0,15
4 Moderado	Requer novo revestimento e poderão requerer substituição de algumas paredes. As portas e as janelas não abrem. A canalização pode ter fugas. Nem sempre é possível garantir o isolamento.	5 - 15	0,15 – 0,3
5 Severo	Envolve um trabalho de reparação profundo, com demolição e substituição de paredes, particularmente sobre os vãos das portas e janelas. As caixilharias das portas e janelas estão distorcidas, e o pavimento tem inclinação visível. As paredes estão inclinadas ou deformadas e algumas vigas perdem a capacidade resistente.	15 - 25	> 0,3
6 Muito Severo	Exige um trabalho de reparação mais profundo, envolvendo a reconstrução total ou parcial. As vigas perdem a resistência, as paredes inclinam-se bastante exigindo escoramento.	> 25	> 0,3

Boscardin et al. (1989) e Burland (1995), relacionaram o parâmetro da distorção angular com a extensão horizontal, para uma parede com $L/H=1$ e $E/G=2.6$, (parede de largura e altura, L e H , respetivamente, e com uns módulos de elasticidade e de distorção, E e G , respetivamente) para uma carga pontual e uma linha neutra na base da secção. Como é apresentado na Figura 2.15, o parâmetro de extensão horizontal representa os movimentos horizontais diferenciais e o parâmetro de distorção angular representa os assentamentos diferenciais verticais.

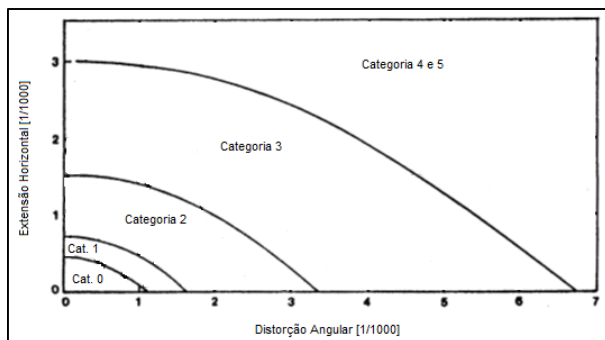


Figura 2.15: Relação entre extensão horizontal e distorção angular para várias categorias de dano, (Boscardin et al., 1989).

Burland (1995), para uma parede com $L/H=1$ e $E/G=2.6$, para uma carga pontual e uma linha neutra na base da secção, baseado nos resultados do método LTSM, em vez da distorção angular para quantificar os assentamentos diferenciais verticais, utilizou o rácio de deflexão (Δ/L), Δ correspondendo ao máximo deslocamento vertical relativo ao segmento de reta que une dois pontos e de comprimento L , (Figura 2.16).

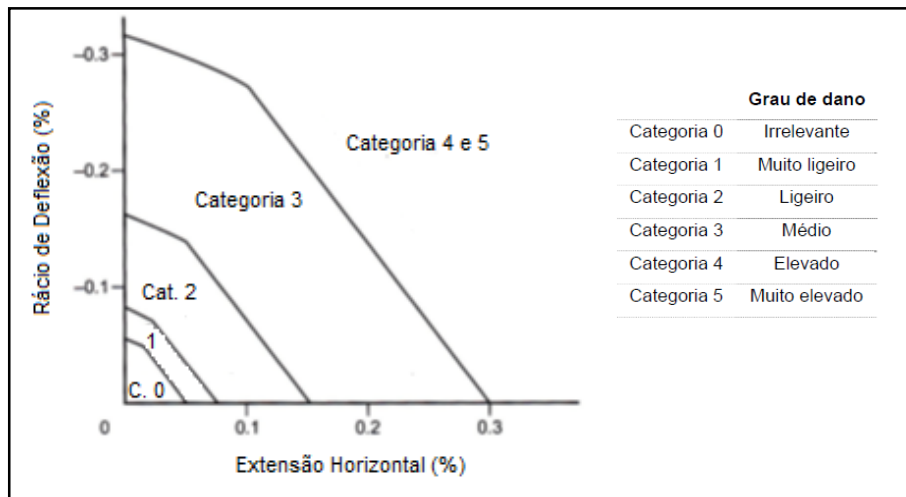


Figura 2.16: Relação entre extensão horizontal e rácio de deflexão para várias categorias de dano, (Burland, 1995).

3 – Análise de assentamentos do terreno

3.1 – Causas dos assentamentos no terreno

Entre as causas de assentamento do terreno da Baixa Pombalina deve destacar-se: escavações na vizinhança para construção de caves e do metropolitano de Lisboa, variação do nível freático, consolidação do terreno e aplicação de novas cargas ao terreno.

O tempo em que o assentamento se dá nos edifícios é um fator importante a ter em conta.

As camadas argilosas estão associadas a assentamentos de longo prazo, devido à sua baixa permeabilidade. Pelo contrário, as camadas de areia são mais permeáveis, pelo que resulta num assentamento de curto prazo.

A alteração das condições hidrogeológicas do terreno da Baixa constitui uma das principais causas dos assentamentos do terreno. Esta alteração deve-se a vários fatores, tais como: a impermeabilização da superfície a montante da bacia hidrográfica devida à intensa construção, menor quantidade de água decorrente da pluviosidade que chega aos solos por infiltração direta, rebaixamento local do nível freático devido à bombagem de águas aquando a construção e manutenção de caves e outras obras subterrâneas. Constata-se a obstrução das recargas normais e fluxos de água que alimentam os aquíferos, devido a construções de caves e paredes enterradas. A diminuição de níveis freáticos equivale a um aumento da tensão efetiva do terreno, provocando assentamentos.

3.1.1 – Construções subterrâneas na Baixa Pombalina

Na Figura 3.1 está representada a posição em planta de várias construções subterrâneas, tais como parques de estacionamento (de P1 a P7), linhas e estações da rede do metropolitano de Lisboa. Pode-se observar que a zona da baixa Pombalina está rodeada de construções subterrâneas que no seu tempo de construção poderão ter induzido danos nos edifícios pombalinos devido a assentamentos diferenciais.

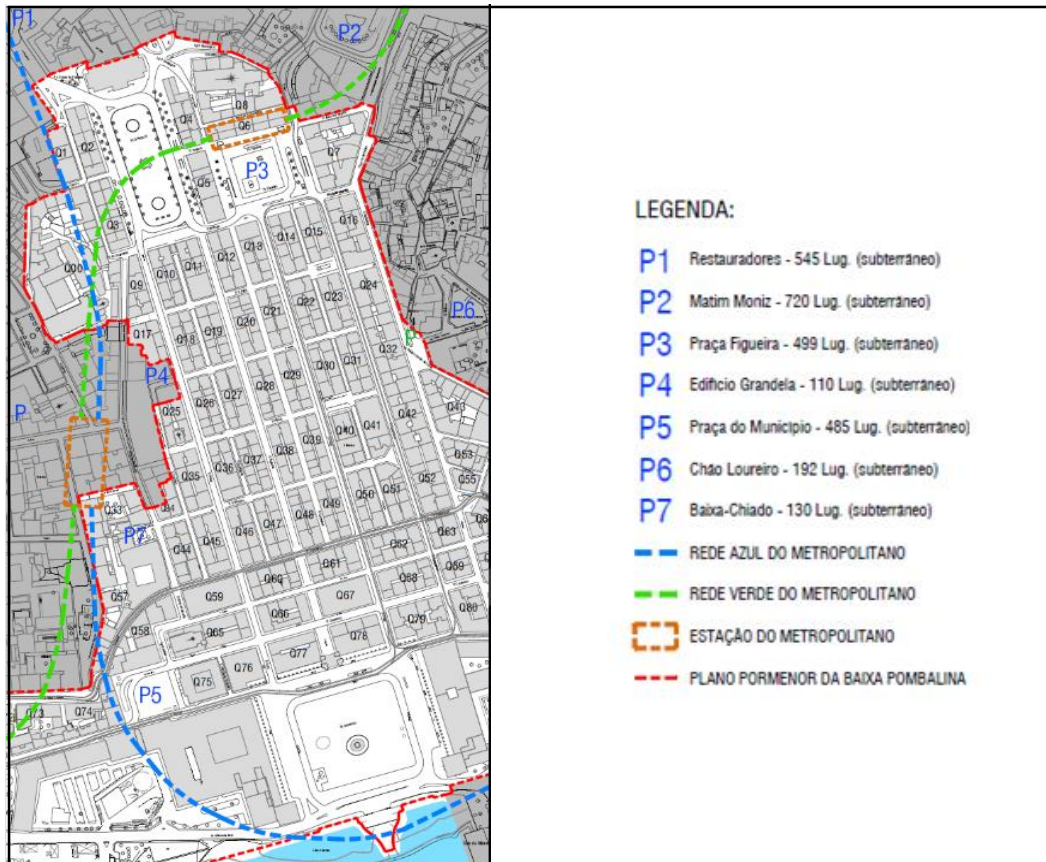


Figura 3.1: Mapeamento das construções subterrâneas da baixa lisboeta, (Morais, 2015).

3.1.2 – Acidente na construção da estação do metro do Terreiro do Paço

No dia 9 de junho de 2000 ocorreu um incidente na construção do emboquilhamento a poente da estação do Terreiro do Paço, em frente ao Torreão do Ministério das Finanças. Nos furos realizados com o propósito da execução de colunas de *jet grouting*, ocorreu uma entrada significativa de água e de solo arenoso que não foi controlada com sucesso (Salgado, 2008).

A enorme entrada de água e resíduos sólidos no túnel provocou um inevitável rebaixamento do nível freático no Terreiro do Paço e consequente Baixa Pombalina devido ao escoamento de água para o túnel. Este rebaixamento teve como consequência o aumento das tensões efetivas e a redução das pressões intersticiais. O estado de tensão do solo foi assim alterado e resultou em assentamentos, (Salgado, 2008).

Foram registados assentamentos máximos na ordem dos 230 mm justamente a sul do torreão nascente do Terreiro do Paço. Posteriormente, uma das medidas estabilizadoras consistiu em encher o túnel de água, para evitar a percolação de água e rebaixamento do nível freático, ajudando a uma imediata estabilização dos assentamentos, (Salgado, 2008).

3.2 – Análise do movimento vertical do terreno da Baixa Pombalina

A análise de deslocamentos do terreno na Baixa Pombalina, baseia-se nos registos obtidos por duas fontes distintas.

Pela empresa CÊGÊ (2004 a 2010), no âmbito dos trabalhos da Câmara Municipal de Lisboa, que, no período de 2004 a 2010, monitorizaram várias marcas de superfície, régua de nivelamento e diversos piezómetros distribuídos por toda a Baixa Pombalina.

O LNEC (Henriques et al., 2009) implantou na década de 1950 uma linha de nivelamento geométrico ao longo de um conjunto de edifícios que compõem a ala ocidental do Terreiro do Paço. Essa monitorização de assentamentos decorreu até 2009.

A Figura 3.2 apresenta um mapa de isolinhas de incremento de deslocamento vertical do terreno entre 2004 e dezembro de 2010, para a Baixa Pombalina (CÊGÊ, 2010-b)

É evidenciada a existência de três zonas com assentamentos singulares (valores de assentamento superiores a 9 mm): a norte da Praça dos Restauradores, está localizada a marca M53, a este e ligeiramente a sul da Praça da Figueira, estão as marcas M50 e M41, respetivamente. Estas 3 marcas encontram-se localizadas em terrenos aluvionares e próximas de parques de estacionamento, linhas e estações do metropolitano, como demonstrado na Figura 3.2. O rebaixamento do nível freático causado por ações de bombagem característica destas obras subterrâneas pode explicar em parte estes pontos de assentamento singular.

Nos terrenos do Miocénico, zona predominantemente a verde (empolamentos e assentamentos na ordem de 1 mm), que se pode dever a flutuações devido aos efeitos sazonais das condições atmosféricas.

Nas aluviões, para além das três singularidades referidas, têm-se predominantemente uma zona a amarelo, (assentamentos entre os 3 e 8 mm), correspondendo a uma tendência de assentamento.

Percebe-se que nas aluviões existem maioritariamente assentamentos, acontecendo o inverso nos terrenos do miocénico.

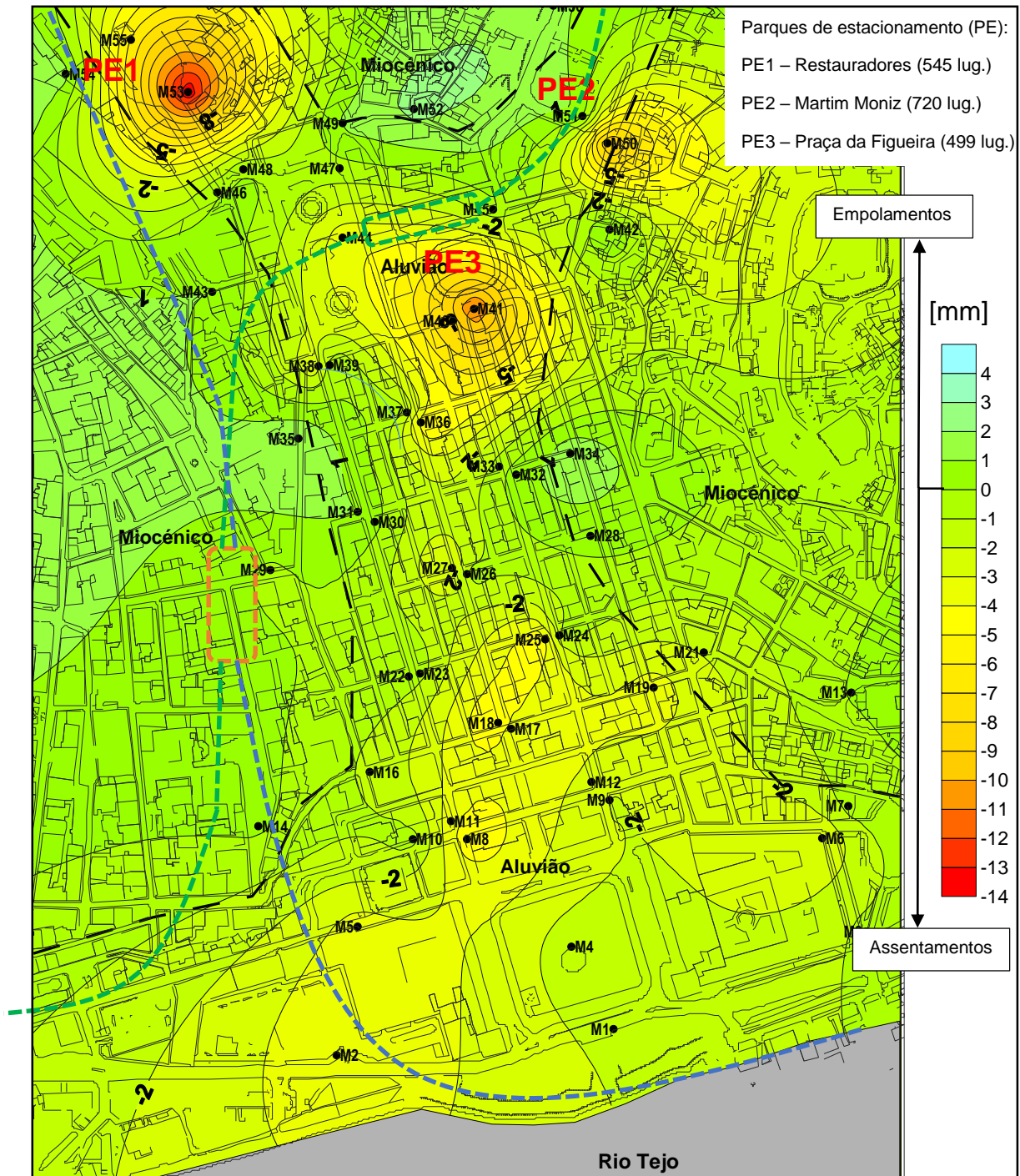


Figura 3.2: Isolinhas de deformação acumulada, adaptado de CÊGE (2010-b).

Na Figura 3.3 está representado o histórico dos deslocamentos acumulados, ocorridos entre 2004 e 2011 na régua de nivelamento, localizada no torreão nascente do Terreiro do Paço. Observa-se que de janeiro a julho de 2004, o assentamento flutuou de um máximo de empolamento, de +0,1 mm, até um máximo de assentamento, de -2,4 mm, o que poderá estar associado à sazonalidade climática. Verifica-se uma clara

tendência de assentamento desde agosto de 2005 até dezembro de 2010, no qual existem assentamentos na ordem dos -19 mm.

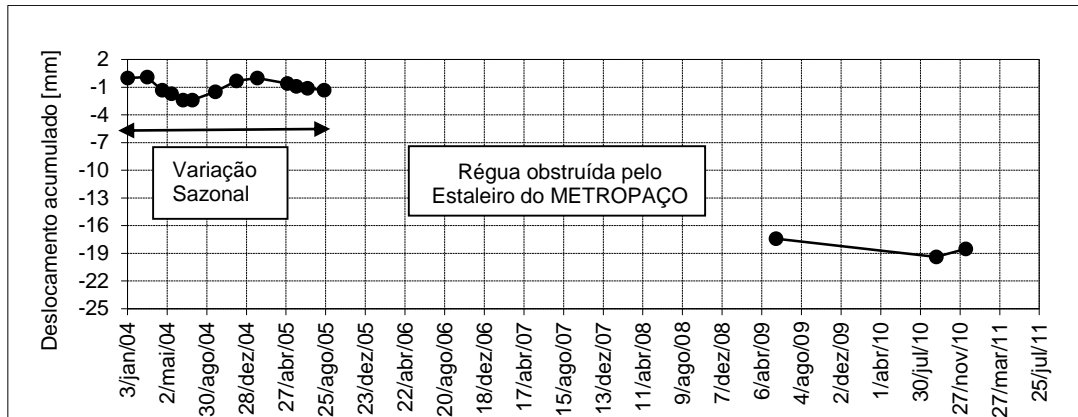


Figura 3.3: Deslocamento vertical do terreno medido pela régua de nivelamento, adaptado de CÊGÊ (2010-b).

3.2.1 – Ala ocidental do Terreiro do Paço

A linha de nivelamento geométrica (Henriques et al., 2009) encontra-se representada na Figura 3.4, a qual é composta por oito pontos de medição num comprimento total de 150 m. Destes 8 pontos, 6 encontram-se na base dos pilares de sustentação dos arcos e os restantes 2 no Torreão poente. O ponto 1 é o ponto de referência por ser o mais afastado do rio Tejo e por ser um ponto estabilizado.

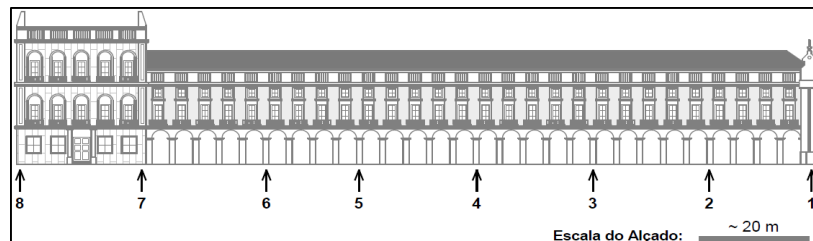


Figura 3.4: Alçado dos edifícios da ala ocidental do Terreiro do Paço, adaptado de Henriques et al. (2009).

Foram realizadas 24 campanhas de medições, tendo estas sido efetuadas nas datas que constam na Figura 3.5.

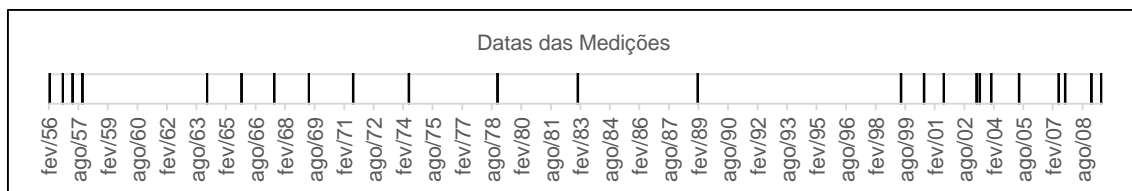


Figura 3.5: Datas das medições efectuadas.

A Figura 3.6 representa, para cada um dos 7 pontos de leitura, as 24 medições do assentamento vertical do terreno, ocorridas no período compreendido entre fevereiro de 1956 a julho de 2009.

Constata-se a existência de três tendências de assentamento para o conjunto dos pontos de medição, que se distinguem devido à sua maior ou menor expressividade. A tendência A, de fevereiro de 1956 a janeiro de 1989, apresenta uma menor taxa de assentamento, no qual o ponto 8, (ponto mais expressivo do conjunto) assenta 46 mm em 33 anos. A tendência B, de janeiro de 1989 a maio de 1999, apresenta uma elevada taxa de assentamento, no qual o ponto 8, assenta 66 mm em 10 anos. Já a tendência C, representa um comportamento mediano entre as tendências A e B, no qual o ponto 8 assenta 30 mm em 10 anos. A maior expressividade da tendência B pode ser consequência do aumento de escavações na Baixa Pombalina, devido a uma intensa atividade construtora a partir de 1989 (Portugal entra na União Europeia em 1985).

Verifica-se que os assentamentos são maiores para pontos de medição mais próximos do rio Tejo. O ponto 2, ponto mais próximo do ponto de referência (ponto 1), apresenta um comportamento que se pode considerar estabilizado durante toda a campanha. Os pontos 3, 4 e 5 apresentam assentamentos pouco significativos quando comparados com os pontos 6, 7 e 8.

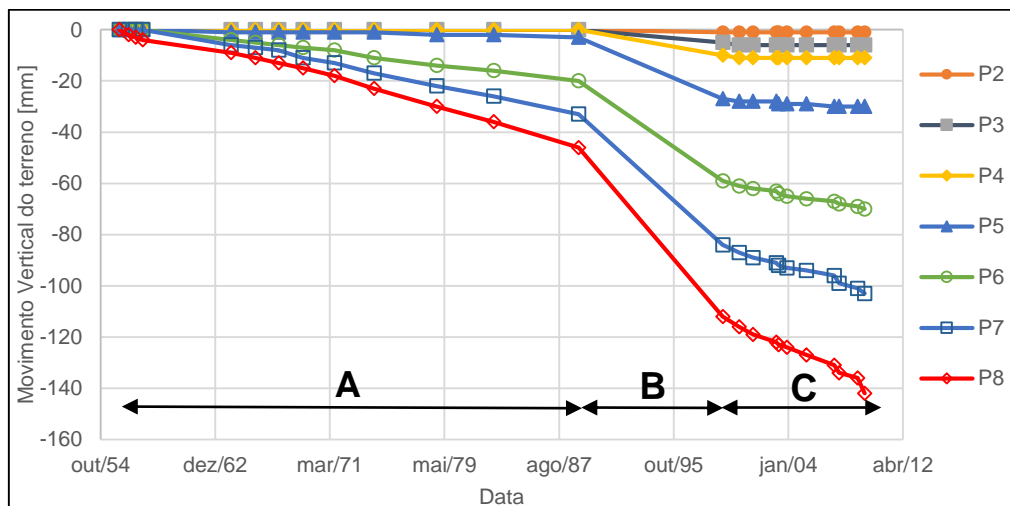


Figura 3.6: Movimento vertical do terreno para cada ponto estudado, (adaptado de Henriques et al., (2009)).

3.2.2 – Análise da variação do nível piezométrico

Nas Figuras 3.7 e 3.8, encontram-se representados os níveis piezométricos para os piezómetros P4, P8, inseridos nas aluviões (evidenciados na Figura 3.9), e P5, P9, inseridos em terrenos do Miocénico (evidenciados na Figura 3.10), de 2004 a 2010. Pode-se afirmar que o nível piezométrico do piezómetro P5 está por norma acima do piezómetro P4. O mesmo também sucede para o piezómetro P9 em relação ao piezómetro P8, exceto em novembro de 2006. Esta constatação reforça a existência de uma maior carga hidráulica em terrenos do Miocénico. Tem-se em conta que o facto de apenas existirem dois pares de piezómetros P8/P9 e P4/P5, para efeitos de comparação dos níveis piezométricos entre as Aluviões e o Miocénico, e de estes se encontrarem localizados numa zona a sul da Baixa, estes resultados são insuficientes para a eventual determinação de uma tendência na Baixa Pombalina.

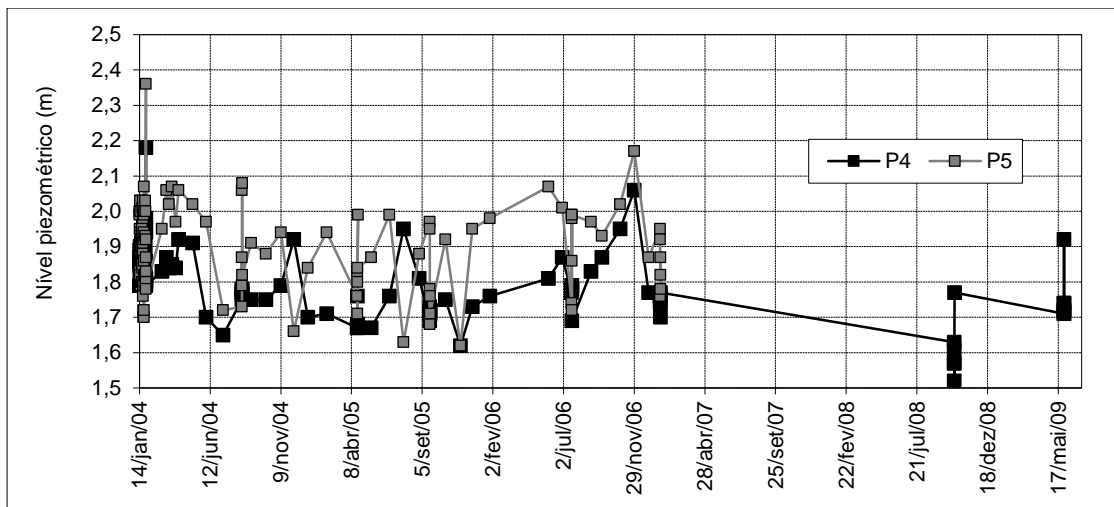


Figura 3.7: Variação do nível piezométrico acumulado nos piezômetros P4 e P5, adaptado de CÊGÊ (2010-B).

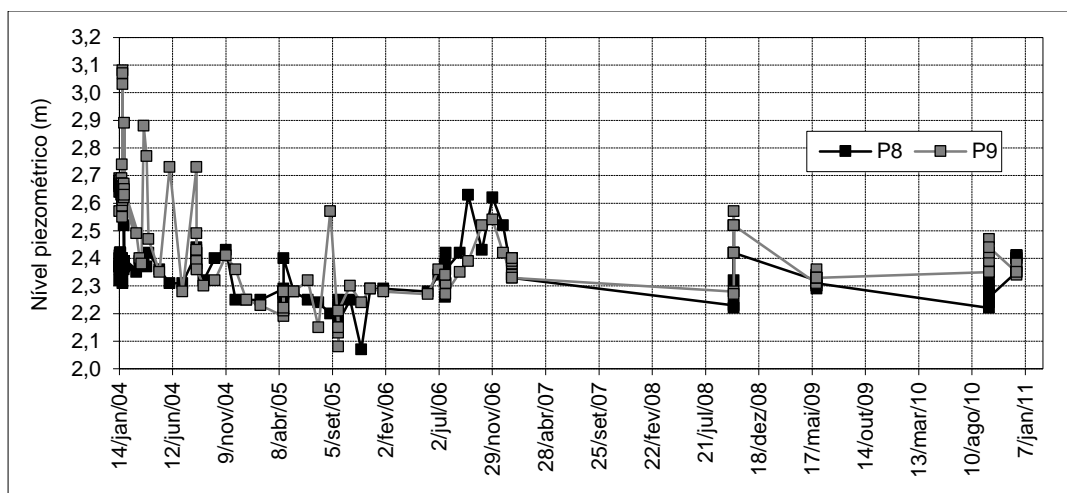


Figura 3.8: Variação do nível piezométrico acumulado nos piezômetros P8 e P9, adaptado de CÊGÊ (2010-B).

Pela análise das Figuras 3.9 e 3.10, constata-se que no caso da variação de níveis freáticos em terrenos do Miocénico, existe uma diminuição de 0,80 m entre março de 2004 e dezembro de 2010 (meses de elevada precipitação) no piezômetro 10 e verifica-se que em toda a largura que acompanha o rio Tejo até ao Rossio e Praça da Figueira, existe diminuição do nível piezométrico em terrenos do Miocénico.

Esta tendência de rebaixamento do nível freático que ocorre em terrenos do Miocénico poderá ser resultante da existência de anos em que houve défices de pluviosidade comparado com a média. Em terrenos aluvionares não existiu um rebaixamento dos níveis piezométricos como aconteceu para o caso do Miocénico (CÊGÊ, 2010).

De referir que o rio Tejo impõe uma forte condicionante para a regulação dos níveis freáticos, diminuindo de importância com o afastamento do rio.

Nas Figuras 3.9 e 3.10, pode-se observar que, tirando casos pontuais, nas zonas da Baixa Pombalina em que existem maiores assentamentos, correspondem também às zonas com descidas do nível freático mais significativas.

Contudo, ilustra-se a complexidade do regime hidrogeológico da Baixa.

3.2.3 – Correlação entre piezometria e movimento vertical do terreno

A Figura 3.11, mostra o mapeamento da localização das marcas de superfície, réguas de nivelamento e piezômetros na Baixa Pombalina, os quais estão sobretudo localizados na zona aluvionar (zona entre tracejado).

Para medição dos assentamentos foram instaladas marcas de superfície, réguas de nivelamento e marcas profundas (*benchmarks*, BM). As marcas de superfície foram instaladas essencialmente em terrenos aluvionares, embora existam algumas instaladas em terrenos do miocénico, como por exemplo a marca M34.

Sabendo que existe uma relação direta entre a descida do nível freático com assentamentos do solo, o objetivo da próxima análise passa por verificar uma possível correlação entre as duas variáveis mencionadas, a partir dos dados de medições efetuados.

Foram selecionados para a próxima análise e discussão de resultados, piezômetros e marcas de superfície ou réguas de nivelamento, suficientemente próximas para que esses resultados fossem válidos. A Figura 3.12, deriva da medição das variações das cotas do nível freático e das variações dos deslocamentos verticais acumulados do terreno relativas a uma medição de referência ocorrida no início de 2004, e que se prolongam até 2010. As medições dos valores dos níveis freáticos e dos movimentos verticais do terreno foram obtidas no mesmo mês, mas diferem quanto ao dia da medição, de forma a atenuar o efeito de sazonalidade.

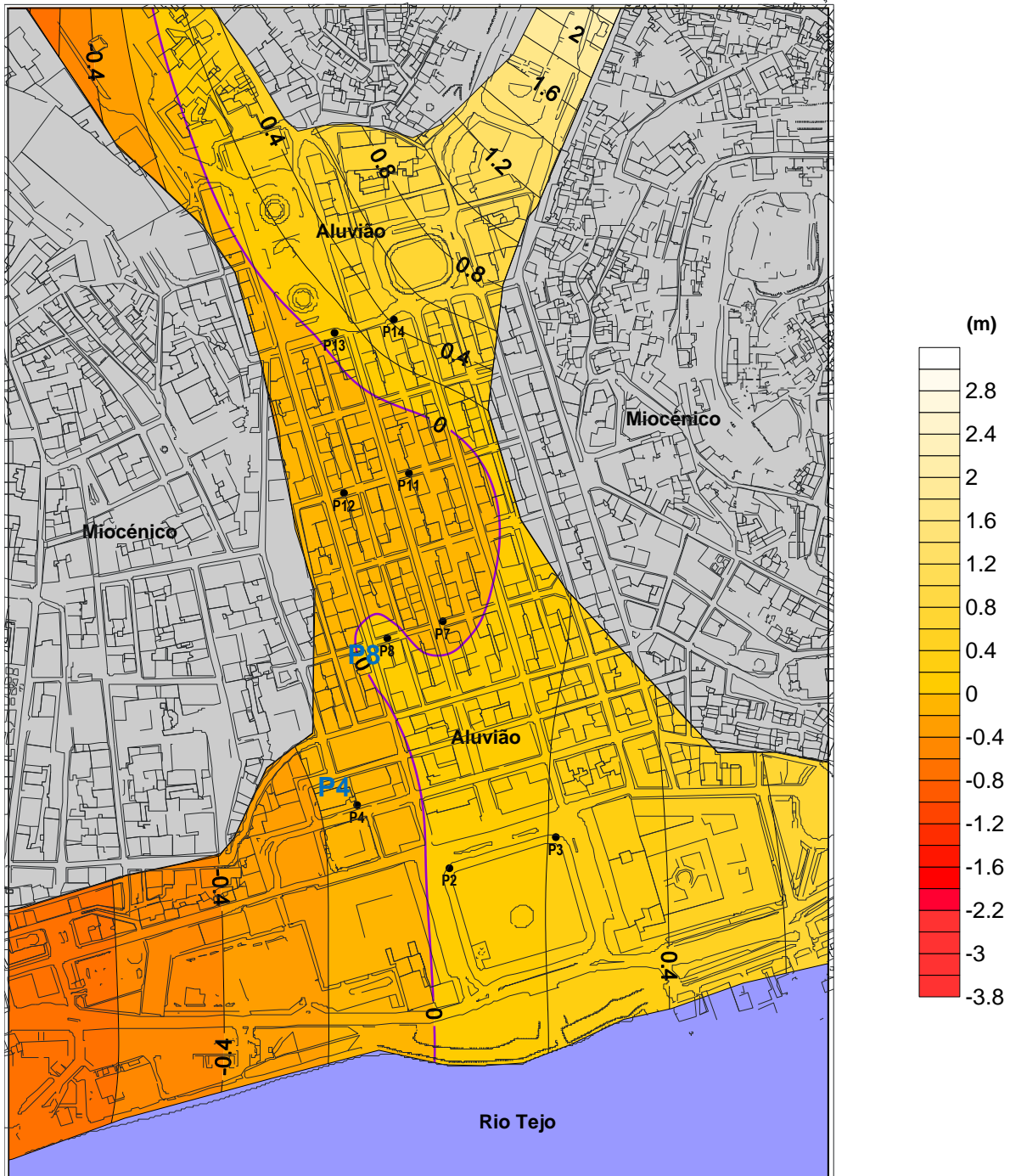


Figura 3.9: Variação do nível freático nas Aluviões entre 30 de março 2004 e 13 de dezembro de 2010, com indicação da localização dos piezômetros instalados nas Aluviões, adaptado de CÊGÊ (2010-b).

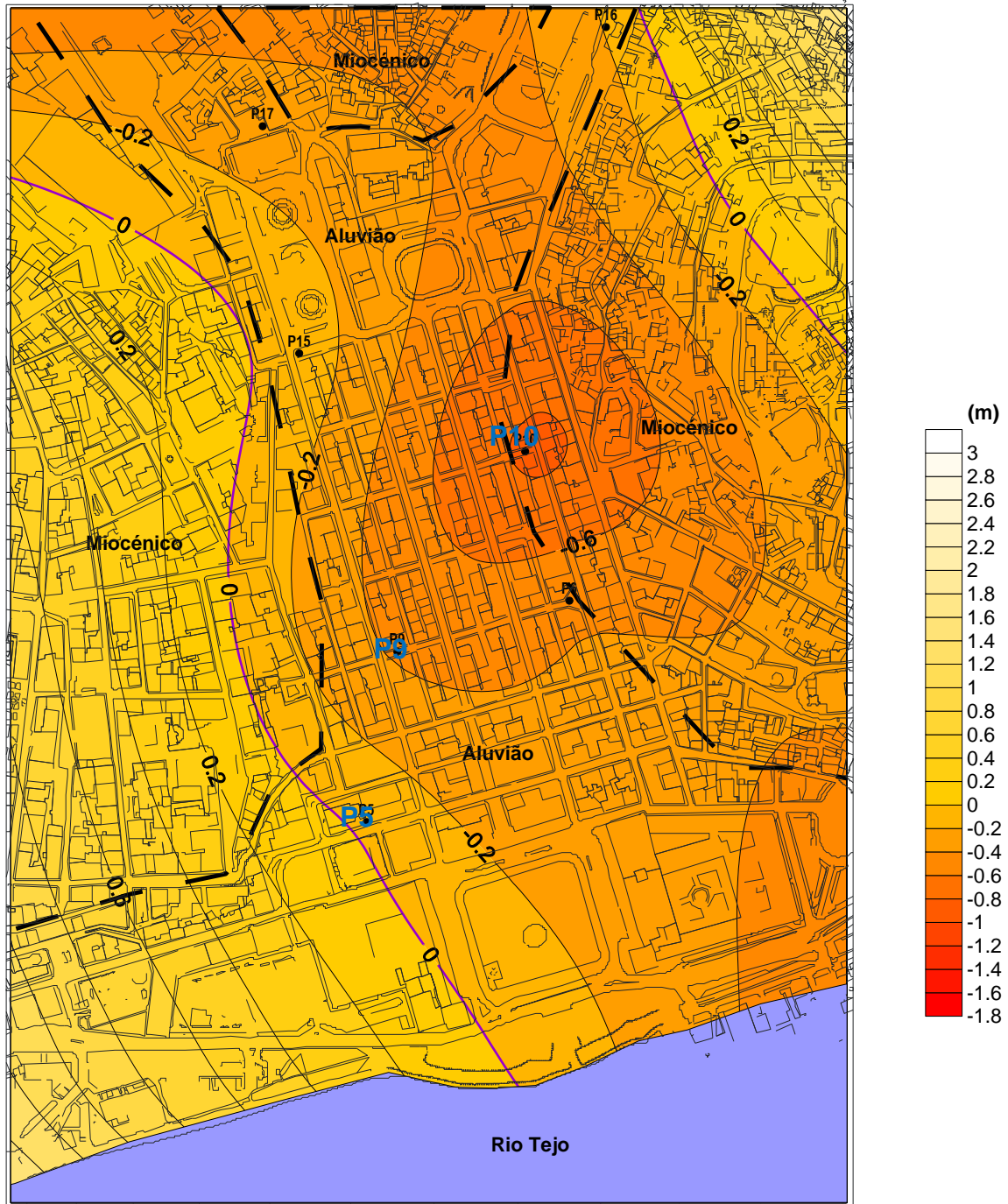


Figura 3.10: Variação do nível freático no Miocénico entre 30 de março 2004 e 13 de dezembro de 2010, com indicação da localização dos piezômetros instalados no Miocénico, adaptado de CÊGÊ (2010-b).

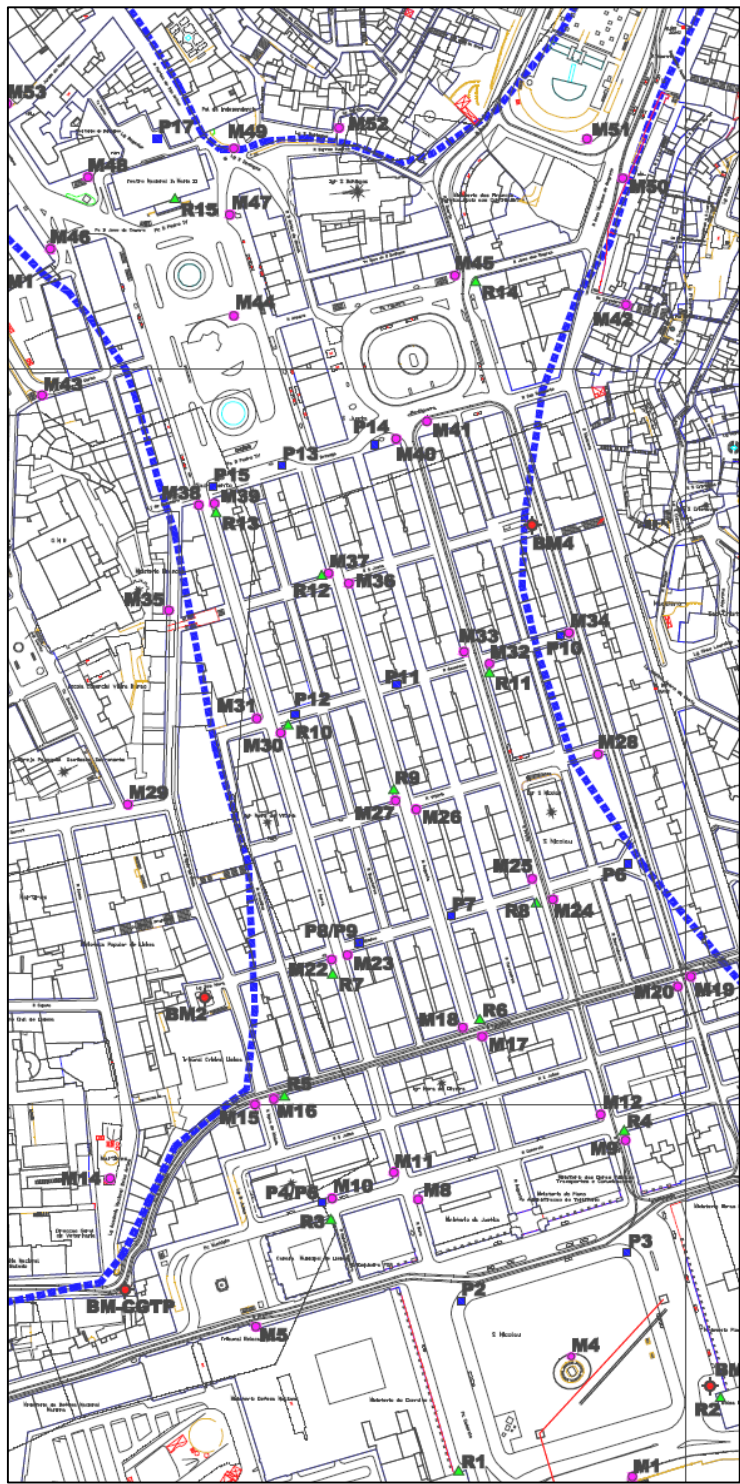


Figura 3.11: Mapeamento de piezômetros (azul), marcas de superfície (rosa) e réguas de nivelamento (verde), adaptado de CÊGÊ (2004-a).

A Figura 3.12 representa a relação entre níveis piezométricos com o movimento vertical do terreno.

Na Figura 3.12 c), existe uma ténue tendência de assentamento com uma ligeira descida do nível freático, (comprovado por um declive da reta regressão linear, positivo, embora de reduzido valor, 0,0404). Ainda assim este resultado dá-se com uma elevada dispersão de valores, coeficiente de regressão linear de 0,0167. Verifica-se que não existe correlação relevante entre as variáveis de variação do nível freático e de variação do movimento vertical do terreno.

Na Figura 3.13, apresenta-se a comparação, dos deslocamentos verticais do terreno e dos níveis piezométricos para terrenos aluvionares e do Miocénico, entre março de 2004 e novembro de 2006. Constata-se uma descida do nível freático em terrenos do Miocénico e uma ligeira subida do nível freático nas Aluviões. Em suma, os assentamentos superficiais não aparentam ter uma correlação forte com as flutuações do nível piezométrico quer das Aluviões, como do Miocénico.

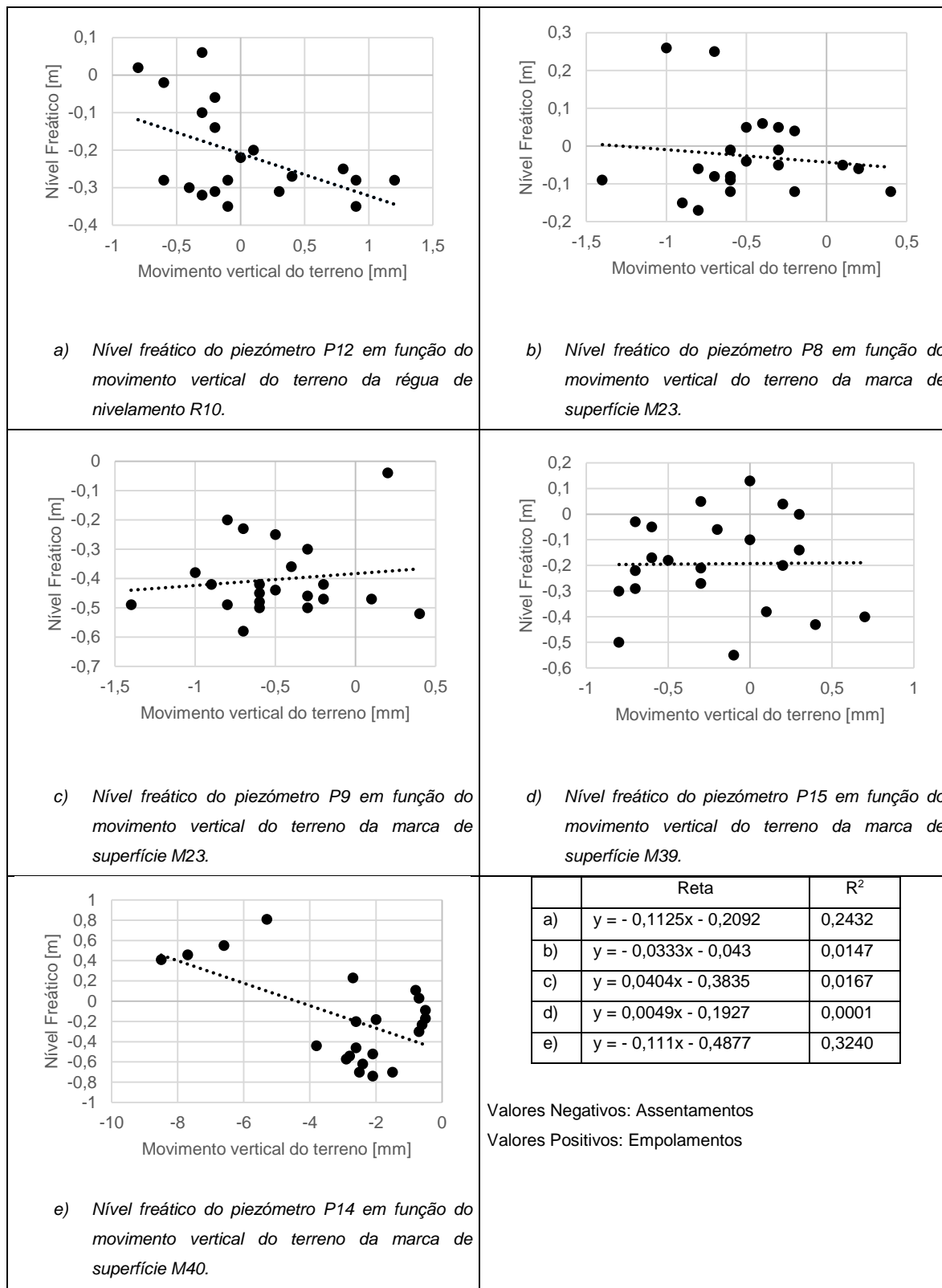


Figura 3.12: Nível freático de piezômetros em função do movimento vertical do terreno de marcas de superfície e régua de nivelamento entre 2004 a 2010.

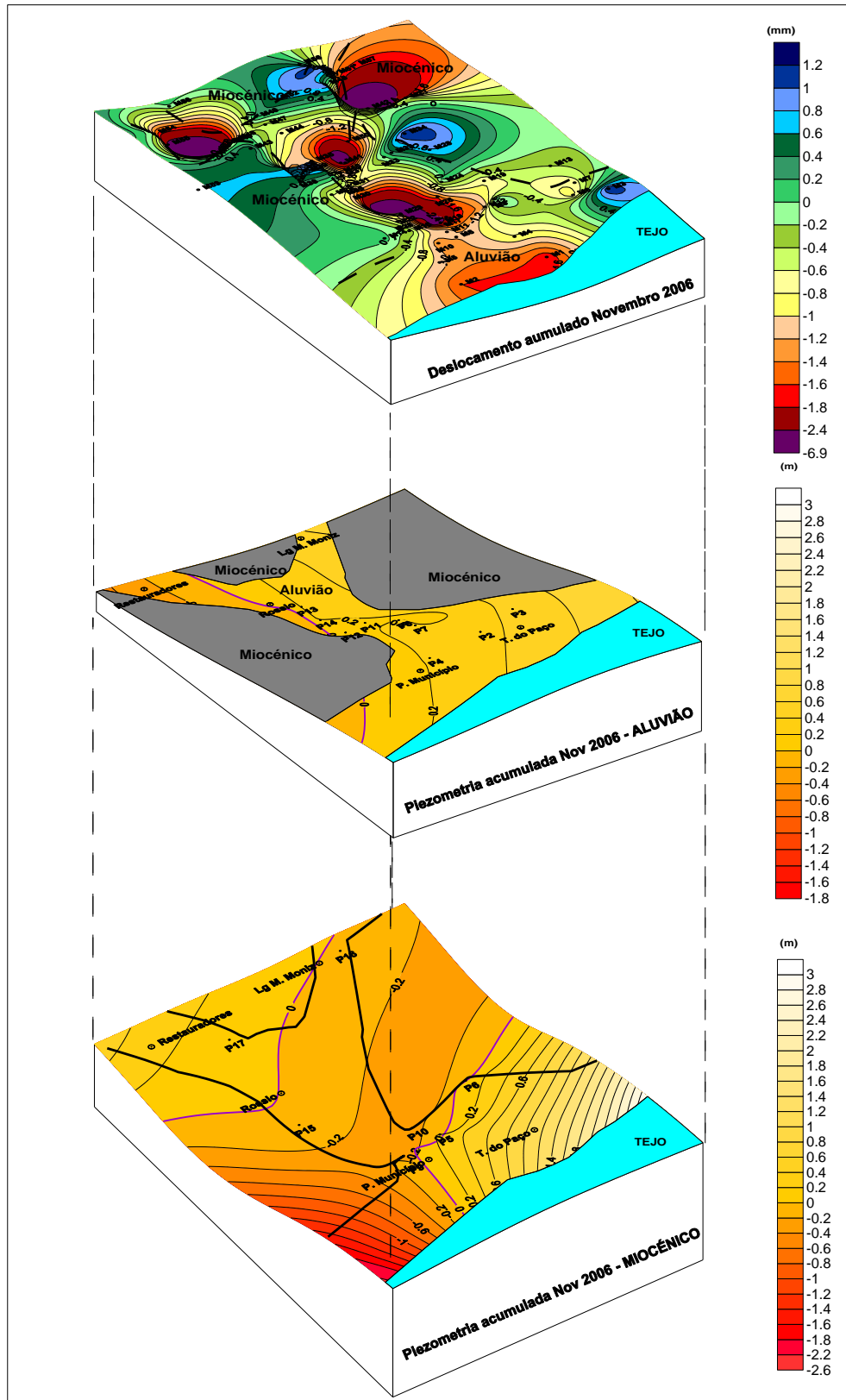


Figura 3.13: Comparação entre deslocamentos acumulados de marcas de superfície e piezometria acumulada (março 2004 – novembro 2006), (CÊGE, 2006-a).

3.2.4 – Relação da espessura da camada aluvionar com o histórico de movimentos verticais do terreno

A Figura 3.14 mostra a relação entre a espessura da Aluvião na zona da marca considerada e o respetivo movimento vertical acumulado. Procurou-se selecionar registos efetuados na mesma época do ano, de forma a diminuir o efeito da sazonalidade. As marcas M29 e a M34, instaladas no Miocénico, correspondem aos pontos com espessura aluvionar nula.

Constata-se que marcas inseridas em terrenos com maiores espessuras aluvionares apresentam maiores assentamentos e marcas inseridas em terrenos assentes no miocénico têm baixos valores de movimentos verticais do solo. As retas de regressão linear mostram que o deslocamento vertical tem tendência a agravar ao longo do tempo.

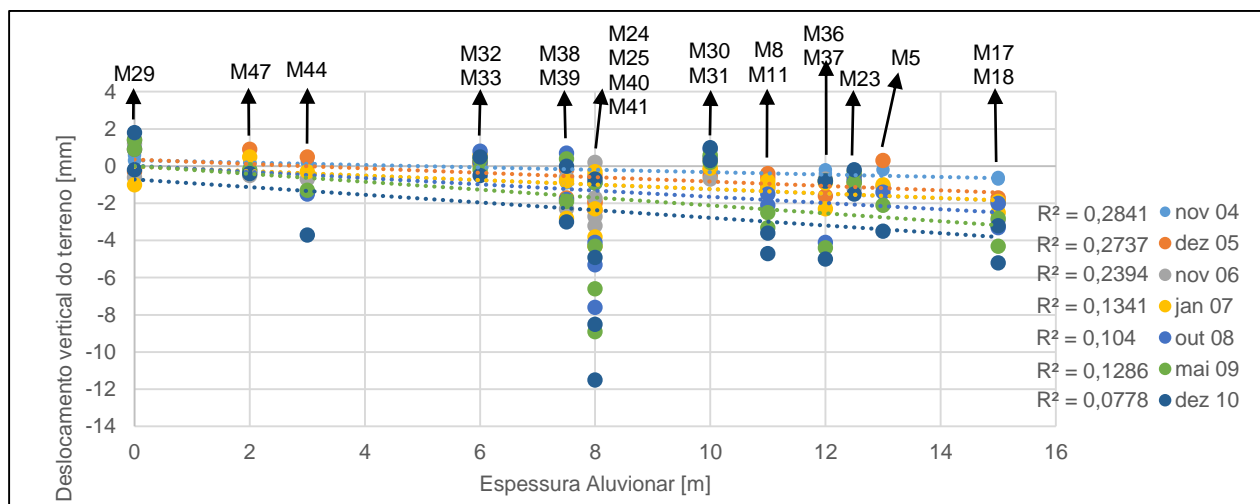


Figura 3.14: Deslocamento vertical do terreno medido por marcas de superfície consoante a espessura Aluvionar no qual se encontram.

3.2.5 – Avaliação da velocidade do movimento vertical do terreno da Baixa Pombalina

Os próximos dados são relativos à linha de nivelamento geométrico da ala ocidental do Terreiro do Paço (Henriques et al., 2009).

A Tabela 3.1 mostra para os 7 pontos que constituem a linha de nivelamento geométrico, a correspondente velocidade de assentamento para os 4 períodos estudados, sendo estes de 1956 a 1989, de 1989 a 2000, de 2000 a 2009 e de 1956 a 2009.

Entre 1989 a 2000, os valores máximos da velocidade de assentamento ocorridos neste período, vão desde os 0,9 aos 6,2 mm/ano. Entre 1956 e 1989, esses valores são menos expressivos, entre 0 e os 1,3 mm/ano. No período de 2000 a 2009 apresentam um médio termo entre os dois intervalos anteriormente referidos, (desde os 0 aos 2,6 mm/ano). Para o total do período de tempo estudado, entre 1956 a 2009, identificam-se valores desde os 0,02 aos 2,8 mm/ano.

Tabela 3.1: Velocidades de assentamento para os diversos pontos e períodos de medição.

Período	Velocidade de assentamento do ponto de medição [mm/ano]						
	P2	P3	P4	P5	P6	P7	P8
1956/1989	0	0	0	0,08	0,63	1,02	1,33
1989/2000	0,09	0,51	0,96	2,23	3,65	4,79	6,21
2000/2009	0	0	0	0,26	0,96	1,63	2,56
1956/2009	0,02	0,14	0,26	0,67	1,46	2,10	2,79

A Figura 3.15 mostra para os 7 pontos que constituem a linha de nivelamento geométrico, a correspondente velocidade de assentamento, de fevereiro de 1956 a julho de 2009. Constata-se que para os 7 pontos, nas datas de medição assinaladas com um quadrado escuro, existiram velocidades de assentamento inferiores aos 2 mm/ano, para cerca de 66 % do período analisado.

Os pontos 4, 5, 6, 7 e 8 têm velocidades de assentamento que em várias vezes no período estudado ultrapassam os 2 mm/ano, destaca-se o ponto 8, que em julho de 2009 atinge uma velocidade de assentamento da ordem de 12 mm/ano.

A Figura 3.15 mostra que ao longo do período de 53 anos, a velocidade de assentamento é relativamente estável, sofrendo variações pontuais que se podem associar a eventos de curta duração, como será o caso de construções na vizinhança.

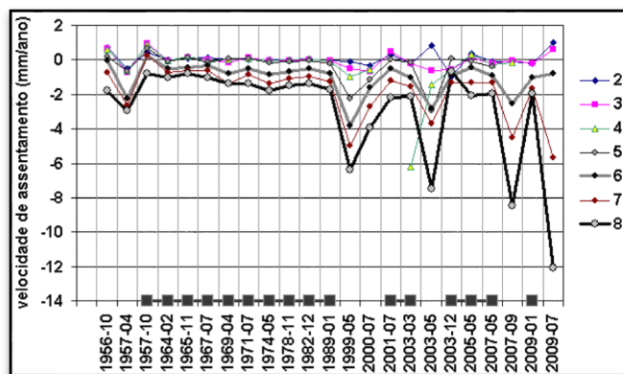


Figura 3.15: Velocidades de assentamento para os diversos pontos de medição, Henriques et al., (2009).

No seguimento do trabalho realizado pela empresa CÊGÊ, foram analisadas 43 marcas de superfície e 15 réguas de nivelamento a fim de estudar as suas tendências de movimento vertical do terreno da Baixa Pombalina.

A Figura 3.16 mostra a disparidade de valores para a velocidade anual de movimento vertical do terreno, para as marcas de superfície e para as réguas de nivelamento estudadas.

Observa-se dois diferentes tipos de comportamento na Baixa Pombalina. A generalidade das marcas e réguas analisadas ao longo dos 7 anos, apresentam velocidades anuais de movimento vertical pouco expressivas, variando desde os +0,5 aos -0,7 mm/ano, correspondendo ao grupo A assinalado na Figura 3.16. Existe, porém, 4 marcas e 1 régua que apresentam um comportamento desviante, e apresentam tendências de assentamento significativas, correspondendo ao grupo B assinalado na Figura 3.16.

Ressalva-se a marca M53, localizada a sul da Praça dos Restauradores e a régua R1 no torreão poente, Museu de Lisboa, que apresentam velocidades anuais de assentamento superiores a 2 mm/ano. De referir que a régua R2 no torreão nascente, Ministério das Finanças, não consta neste gráfico por falta de valores medidos.

As marcas M40 e M41, a sul da Praça da Figueira e M50, a sul da Praça Martim Moniz, apresentam velocidades anuais de assentamento entre 1,2 e os 1,8 mm/ano.

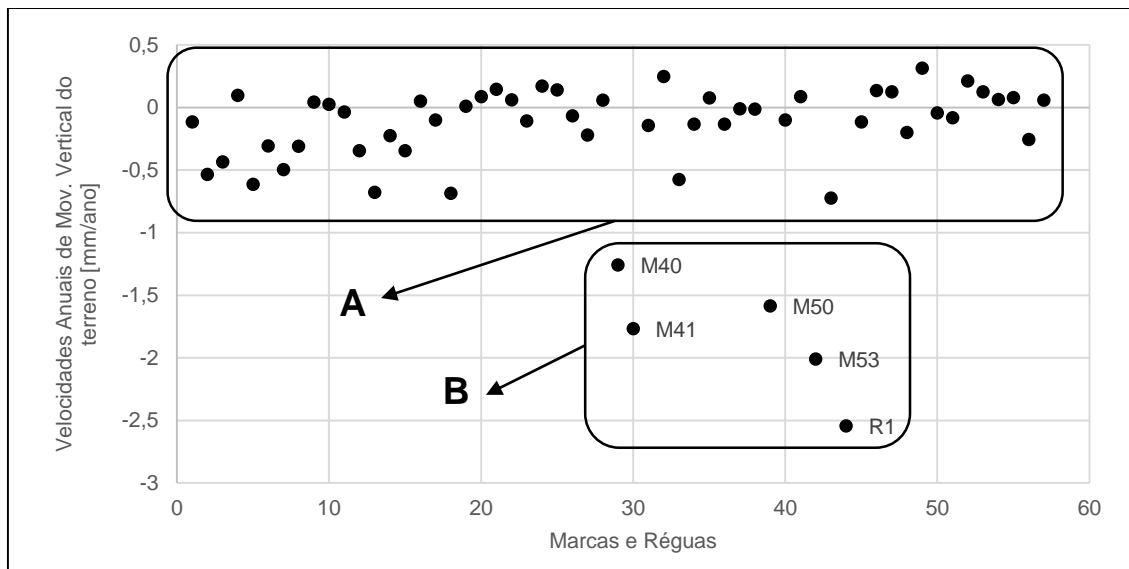


Figura 3.16: Velocidades anuais de movimento vertical do terreno para várias marcas de superfície e réguas de nivelamento.

As 39 marcas e 13 réguas que apresentam taxas anuais de movimento vertical pouco expressivas, pertencentes ao tipo de comportamento do grupo A, apresentam uma significativa disparidade quanto ao valor dos coeficientes de determinação, R^2 . Estes valores variam dos 0,06 aos 0,90, valores representativos de inexistência e de robustez de correlação, respetivamente. Sendo que a média de R^2 das marcas e réguas deste grupo é de 0,42, correspondendo a uma correlação um pouco fraca.

Na Figura 3.17 visualiza-se o movimento vertical das marcas e réguas ocorridos nos 7 anos analisados para os dois grupos de comportamento. A marca M6 e a régua R13 pertencem ao grupo A, e foram selecionadas com o intuito de representar marcas com robusta e fraca correlação, M6 e R13 respetivamente. As marcas M40, M41, M50, M53 e a régua R1 pertencem ao grupo B, e são caracterizadas por terem uma elevada robustez em relação ao coeficiente de determinação, R^2 acima de 0,85.

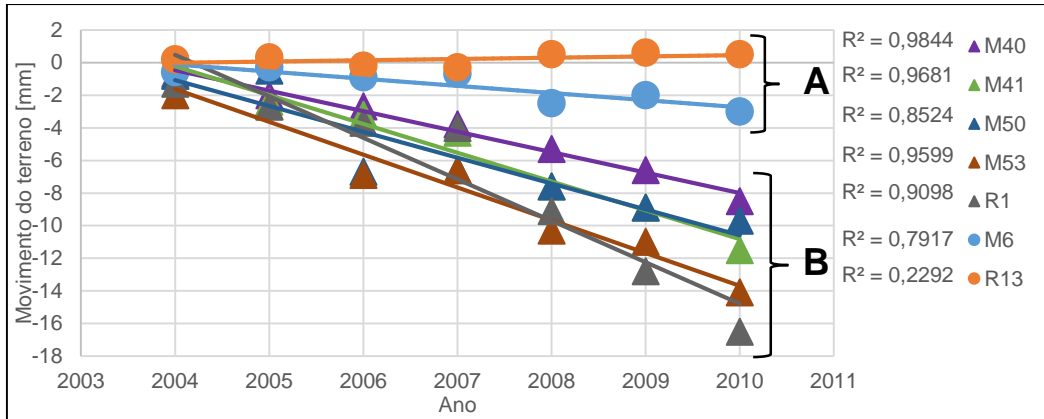


Figura 3.17: Movimento vertical do terreno e respetivos coeficientes de determinação para as marcas M40, M41, M50, M53, M6 e réguas R1, R13.

3.2.6 – Avaliação da Distorção Angular do terreno da Baixa Pombalina

A Figura 3.19 mostra para os 8 pontos que constituem a linha de nivelamento geométrico, o correspondente assentamento para as 24 medições efetuadas. Constata-se que os pontos 5, 6, 7 e 8 pertencentes ao grupo C, apresentam maiores valores de assentamentos diferenciais entre si, e conseqüentemente, valores de distorção angular, quando comparados com os pontos do grupo D. Estes valores de distorção angular chegam a valores na ordem dos 1/1000. O alçado do edifício da ala ocidental do Terreiro do Paço e referidos pontos de medição encontram-se na Figura 3.18.

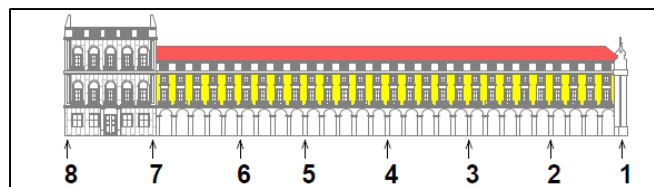


Figura 3.18: Alçado do edifício da ala ocidental do Terreiro do Paço, (Henriques et al., 2009).

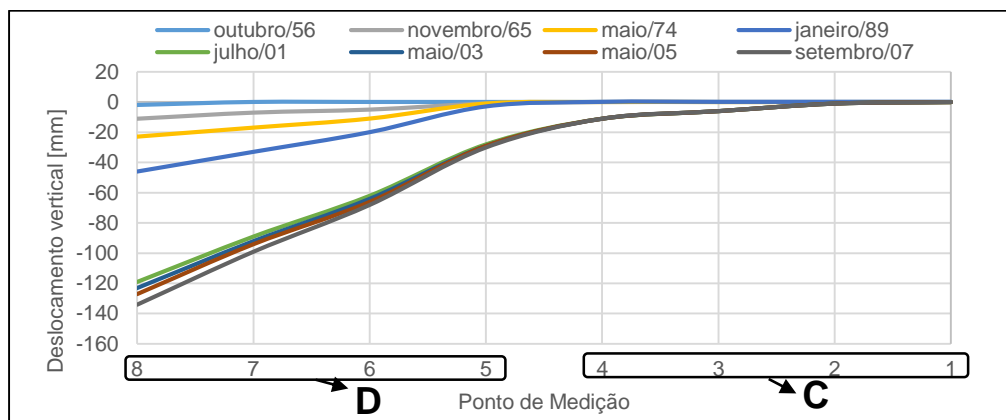


Figura 3.19: Movimento vertical do terreno dos diversos pontos de medição da ala ocidental do Terreiro do Paço, adaptado de Henriques et al. (2009).

Seguidamente na Figura 3.20, apresenta-se a evolução da distorção angular acumulada entre os anos de 1956 a 2009, para os 7 pares de pontos estudados da ala ocidental do Terreiro do Paço. Verifica-se que os pares de pontos do grupo D ultrapassam a partir de maio de 2009, valores de distorção angular superiores a 1/1000, valores esses com tendência crescente até ao final do período de estudo para qualquer um destes pares, sendo que, em julho de 2001, o par P5/P6 chega a atingir valores de distorção angular na ordem dos 1/500 e com tendência crescente.

O par P4/P5 apresenta valores próximos, mas inferiores a 1/1000. Para os restantes pares do grupo C, os valores evidenciados, são mais estáveis e menos preocupantes.

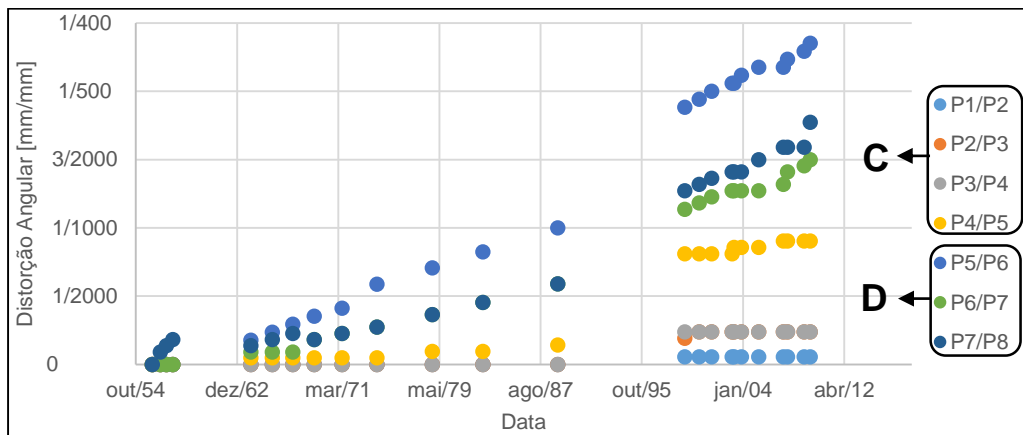


Figura 3.20: Distorção angular para os vários pares de pontos de medição da ala ocidental do Terreiro do Paço.

Na Tabela 3.2 apresentam-se os valores das taxas anuais e mensais de distorção angular para os 4 períodos estudados, de 1956 a 1989, de 1989 a 2000, de 2000 a 2009 e de 1956 a 2009.

Tabela 3.2: Distorção angular para os vários pares de pontos e períodos de medição.

Período	Distorção Angular de cada par de pontos de medição [mm/mm/ano]						
	P1/P2	P2/P3	P3/P4	P4/P5	P5/P6	P6/P7	P7/P8
1956/1989	0	0	0	0,000036	0,0000084	0,000012	0,000012
1989/2000	0,0000048	0,000024	0,000024	0,00006	0,000084	0,000048	0,00006
2000/2009	0	0	0	0,000012	0,000036	0,000036	0,000048
1956/2009	0,0000012	0,000006	0,000006	0,000024	0,000048	0,000024	0,000036

Foram também analisados os registos efetuados pela empresa CÊGÊ para avaliar a evolução da distorção angular.

Os pares M40 – M41, M38 – M39, M36 – M37, M25 – R8 e M18 – R6 identificados no mapa da Figura 3.21, foram escolhidos por apresentarem maiores valores de distorção angular calculados. A Figura 3.21 mostra também os afastamentos entre marcas vizinhas para estudar a distorção angular.

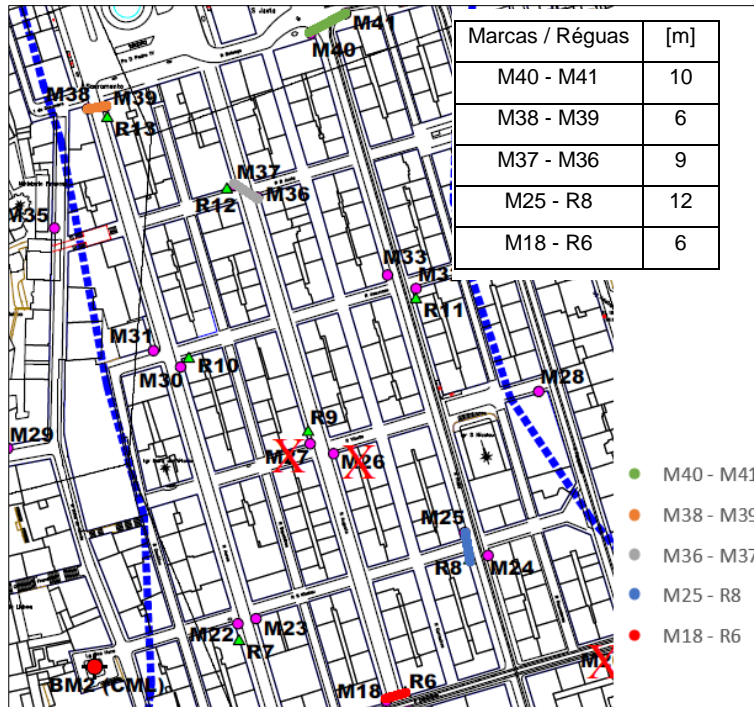


Figura 3.21: Localização dos pares de marcas e réguas analisados na Baixa, e respetivo afastamento, adaptado de de CÊÊ, (2004-a).

A Figura 3.22 mostra a evolução da distorção angular para os pares de marcas e réguas estudadas no período analisado. Estão representados valores de distorção angular β , na ordem dos 1/10 000, valores muito reduzidos.

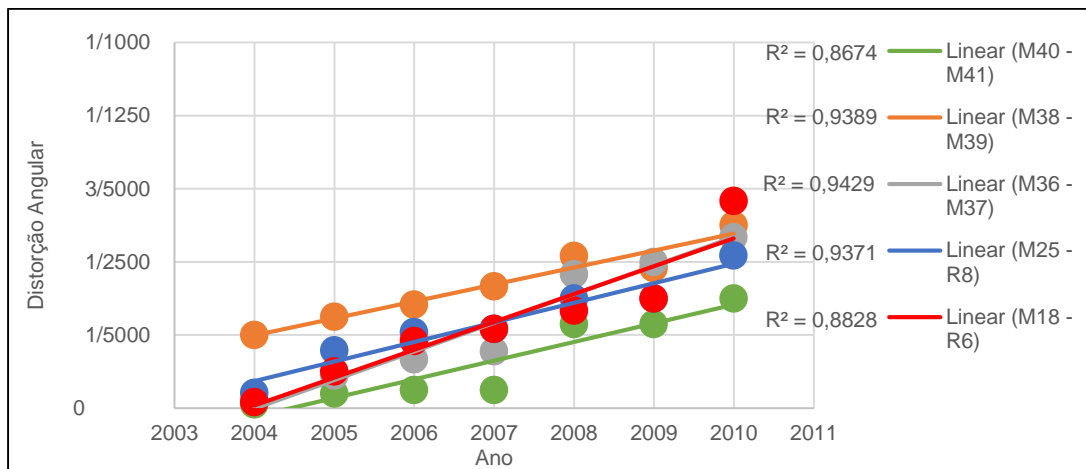


Figura 3.22: Evolução da distorção angular para os pares de marcas e réguas selecionadas.

A Tabela 3.3 mostra a velocidade anual de aumento de distorção angular para cada par, sendo estes na ordem dos 1/100 000. Do estudo efetuado conclui-se que os pares de marcas e réguas selecionados têm valores estabilizados, não havendo problemas de assentamentos diferenciais.

Tabela 3.3: Velocidade anual da distorção angular.

Marcas / Réguas	β/ano ($\frac{\text{mm/mm}}{\text{ano}}$)	R ²
M40 - M41	5/100 000	0,8674
M38 - M39	5/100 000	0,9389
M37 - M36	8/100 000	0,9429
M25 - R8	5/100 000	0,9371
M18 - R6	8/100 000	0,8828

De referir que existem algumas faltas de marcas e réguas que permitam analisar os assentamentos diferenciais em zonas da Baixa Pombalina de maiores assentamentos, como é o caso dos torreões e também na Praça da Figueira, Praça dos Restauradores e Praça do Martim Moniz, sendo que nestes casos poderão existir valores da distorção angular superiores aos pares de marcas e réguas estudadas.

3.2.7 – Comportamentos generalizados

A Figura 3.23 evidencia 3 grupos de registos, que se distinguem consoante o seu comportamento.

O grupo A representa parte das marcas de superfície, réguas de nivelamento e pontos de medição que apresentam um comportamento estabilizado, sem tendências visíveis de aumento de assentamento.

O grupo B representa uma tendência de aumento de assentamento. Porém, as marcas e réguas do grupo B em finais do ano de 2010, registaram valores de distorção angular inferiores a 1/1500. Mantendo-se esta tendência em 10 anos, prevê-se um ligeiro aumento de distorção angular que pode chegar ao valor de 1/1000.

O grupo C representa pontos de medição com uma tendência de aumento de assentamento. Difere do grupo B, devido à dimensão dos assentamentos e distorções angulares registados. Foi registado no ano de 2009 para os pontos de medição do grupo C, valores de distorção angular entre os 1/700 e os 1/400. Prevê-se que em 10 anos, de acordo com as tendências registadas, possa existir distorções angulares até valores na ordem dos 1/200.

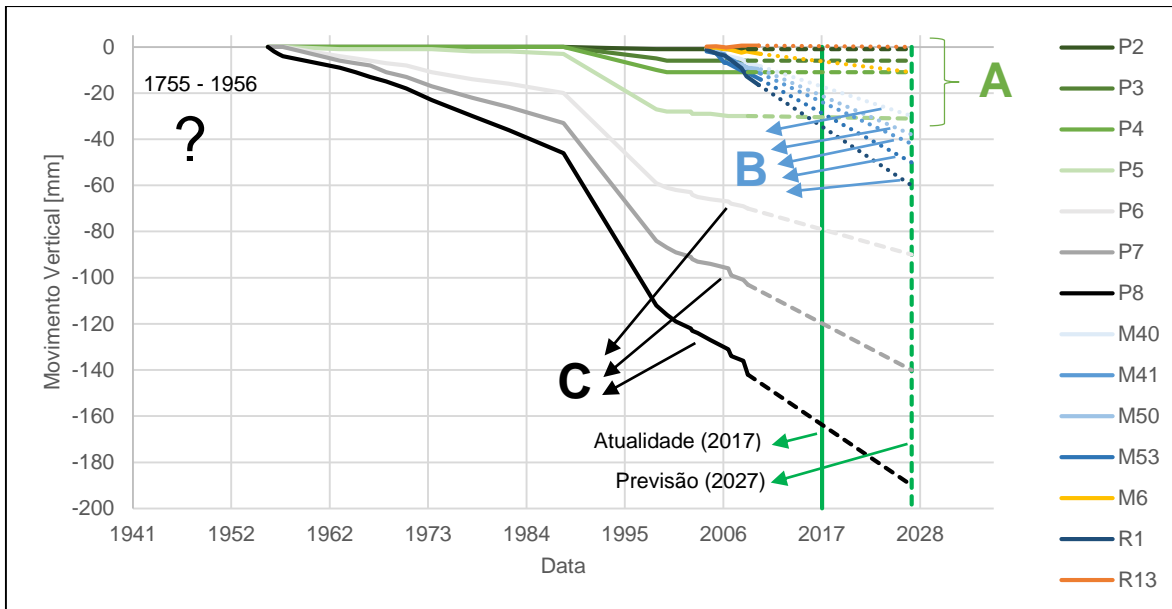


Figura 3.23: Comportamentos de marcas de superfície, réguas de nivelamento e pontos de medição registados na Baixa Pombalina.

Nos capítulos seguintes, analisa-se a resposta sísmica de um edifício Pombalino quando sujeito a assentamentos com valores de distorção angular de 1/700 e de 1/400, devido a terem sido os valores registados neste capítulo.

Refere-se ainda, que os valores de assentamentos e de distorção angular referidos, devem-se apenas aos movimentos do terreno de fundação. Estes movimentos podem ser severamente agravados durante e após eventos sísmicos devido à interação solo-estrutura.

4 – Capacidade resistente de um edifício Pombalino - Análise de sensibilidade

Neste capítulo analisa-se a capacidade resistente sísmica de um edifício Pombalino representativo da Baixa Pombalina, quando sujeito a diferentes configurações de assentamento e integrado num conjunto de edifícios que fazem parte de um quarteirão, sendo este tipo de composição a mais comum em toda a Baixa Pombalina. Analisa-se o efeito do assentamento e da atuação da ação sísmica na capacidade resistente do edifício para diferentes valores: (i) do módulo de distorção dos pisos; (ii) de configurações e valores de assentamento.

O conjunto de edifícios estudado é composto por três edifícios e representa no total, parte de um quarteirão tipo. Em todas as análises desenvolvidas e apresentadas neste capítulo, considera-se o edifício em estudo integrado no conjunto dos três edifícios referido, sem exceção. As Figuras 4.1 e 4.2 ilustram o conjunto dos três edifícios, numa representação tridimensional e em planta, respetivamente, no qual o edifício em estudo se encontra assinalado.

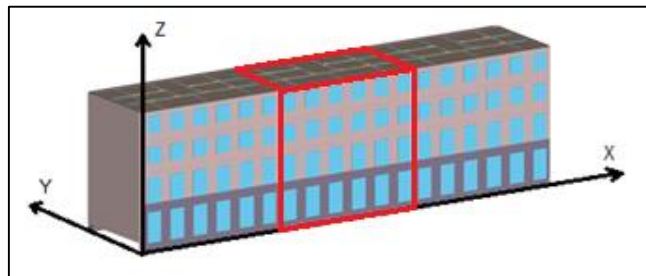


Figura 4.1: Conjunto de três edifícios pombalinos, edifício em análise assinalado.



Figura 4.2: Planta do conjunto dos três edifícios pombalinos, edifício em análise assinalado.

Este conjunto de edifícios Pombalinos foi previamente modelado no programa 3-Muri (S.T.A. Data, versão 2.0.22), e as análises sísmicas foram executadas com o programa TREMURI, (Lagomarsino et al., 2008).

A capacidade resistente do edifício à ação sísmica é definida através de uma curva força-deslocamento, que descreve a resposta não linear da estrutura e fornece informação para obter valores da rigidez, resistência última e de deslocamento último da estrutura. Estas curvas são obtidas por uma análise estática incremental não linear (análise *pushover*), impondo à estrutura um carregamento lateral estático em que a

magnitude das forças é aumentada gradualmente, representando as forças de inércia que se geram na estrutura quando sujeita à ação sísmica.

De referir que o nó de controlo foi definido no último piso para a parede que primeiro colapsa, seguindo a recomendação de Lagormarsino e Cattari (2009). A escolha do nó de controlo tem muita influência na resposta sísmica do modelo (não do edifício real), contudo com a consideração de pisos rígidos, esta influência deixa-se de sentir.

O programa TREMURI obtém estas curvas de capacidade através de análises *pushover*, a partir da leitura de um ficheiro no formato de documento de texto. Esse ficheiro de documento de texto contém toda a informação da estrutura, e é gerado automaticamente após a modelação do conjunto do edifício, o qual é realizado no programa 3-Muri.

No final do referido documento de texto, é imposto o código necessário para obter as curvas de capacidade, assim como também impor a configuração de assentamentos pretendida.

O programa TREMURI realiza estas análises sequencialmente (imposição do peso próprio e análise *pushover*) e passo a passo definidos em cada análise.

Na imposição do peso próprio da estrutura, é realizada uma análise estática com um passo de cálculos, com erro máximo de 1% e número de iterações máximo é igual a 100. Para realizar esta análise, introduz-se a linha de comando */pp* seguida da informação descrita.

Para a análise *pushover*, é realizada uma análise com um máximo 150 passos, um erro máximo de 1% e um valor máximo de iterações igual a 100. A linha de comando difere caso se pretenda uma análise *pushover* com um carregamento de forças de inércia uniforme (*/pomas*) ou com um carregamento triangular (*/pomaz*). Nesta linha de comando é também definido o nó de controlo, a direção sísmica (em X, direção das fachadas, ou Y, direção das empenas), o valor máximo do deslocamento do nó alvo, sentido da ação sísmica e o valor percentual da força de corte máxima para que a análise *pushover* seja interrompida.

As fachadas que apresentam aberturas, (fachadas principal e de tardoz) são modeladas no programa TREMURI a partir de nembos e lintéis ligados por intermédio de nós rígidos. Os nembos representam os elementos que mais contribuem para a resistência global da estrutura, podendo ser considerados elementos principais (Cattari et al, 2012). Os lintéis são assim elemento secundários. Algumas paredes do interior do edifício, integra-se elementos de madeira no seu interior, de forma a representar os frontais pombalinos.

4.1 – Influência da rigidez dos pisos

4.1.1 – Modelação e análise da capacidade resistente sísmica do edifício

Nesta secção, estuda-se a influência do valor módulo de distorção G dos pisos na capacidade resistente sísmica do edifício. Analisaram-se as curvas *pushover* do edifício, obtidas para as direcções da acção sísmica em X e em Y , e para diferentes valores de G . Os resultados estão apresentados na Figura 4.3, e foram obtidos para uma distribuição uniforme de forças laterais e para os sentidos positivos de ambas as duas direcções principais. Os pavimentos são constituídos por tábuas de soalho com 2 cm de espessura, que descarregam em vigas, afastadas entre si por 30 cm.

Para a direcção X , quanto mais elevada é a rigidez do piso, maior é a rigidez global inicial da resposta e a resistência do edifício. Para valores de G reduzidos, após atingir a força de corte máxima (capacidade resistente máxima) existe imediatamente um elevado decréscimo da força de corte. Para o sismo na direcção Y , esta conclusão não é tão evidente. A partir de $G=250$ MPa, as curvas de capacidade têm um andamento parecido, pelo que a resposta sísmica do edifício para as duas direcções pouco difere para valores do módulo de distorção superiores a 250 MPa, representando este valor um limite entre a consideração de pisos flexíveis ou rígidos, para este edifício em estudo.

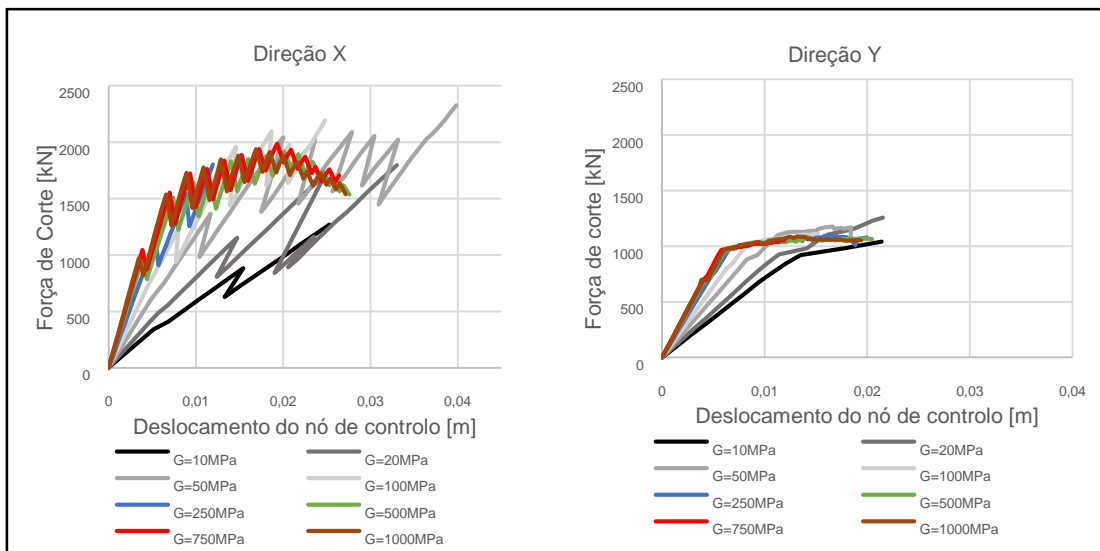


Figura 4.3: Curvas de capacidade para vários módulos de distorção de pisos (as curvas terminam quando se atinge o d_u).

Na Figura 4.4, apresenta-se a força de corte máxima que o edifício atinge para as duas direcções, para vários valores do módulo de distorção, G . Na direcção X , o valor máximo da força de corte aumenta quase o dobro desde a consideração de $G = 10$ até 50 MPa, apresentando aqui um valor máximo. Para valores superiores do módulo de distorção, o valor da força de corte máxima estabiliza num valor intermédio de 1900 kN. Na direcção Y , o valor máximo da força de corte pouco se altera em função dos diferentes valores de módulo de distorção adotados. Conclui-se que para um sismo na direcção X , o módulo de distorção dos pisos, tem maior influência no valor da força máxima de corte do que quando um sismo atua na outra direcção Y .

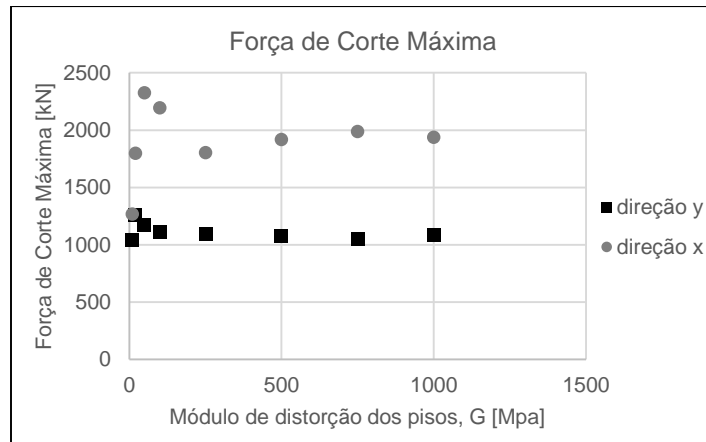


Figura 4.4: Forças de corte máxima em função do módulo de distorção dos pisos.

Na Figura 4.5, estão representados valores das rigidezes do edifício, quando sujeito à ação sísmica nas duas direções. Estes valores foram obtidos para o ponto das curvas de capacidade em que se atinge os 70% da força de corte máxima. O módulo de distorção dos pisos tem uma clara influência na rigidez do edifício. Até valores de $G = 200$ MPa, a rigidez aumenta rapidamente e substancialmente com o aumento do módulo de distorção. A partir de $G = 200$ MPa, o valor da rigidez converge para um certo valor.

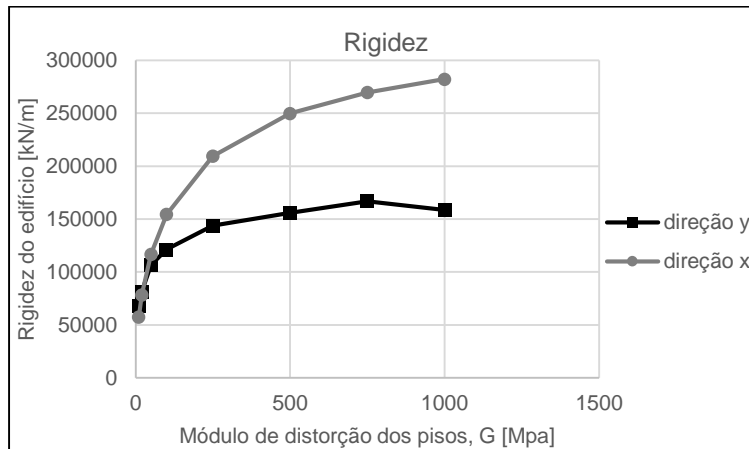


Figura 4.5: Rigidez do edifício em função do módulo de distorção dos pisos.

4.1.2 – Paredes resistentes - forças de corte na base e deformação

Na Figura 4.6, estão identificados em planta os principais elementos verticais resistentes do edifício quando o sismo atua na direção X e Y.

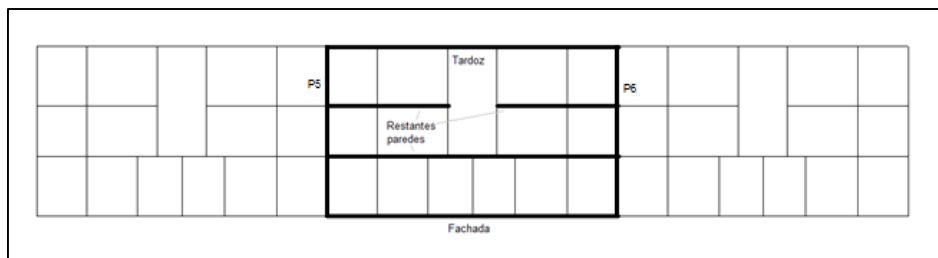


Figura 4.6: Planta do conjunto dos três edifícios, elementos verticais resistentes à ação sísmica na direção X assinalados, para o edifício em estudo.

A Figura 4.7 apresenta as curvas de capacidade das paredes resistentes (fachadas principal e de tardoz e restantes três paredes) resultante de uma análise *pushover* na direção X, com sentido positivo e com forças laterais com distribuição uniforme e com módulos de distorção dos pisos de 10, 50, 500 e 1000 MPa.

Da leitura dos gráficos e da Tabela 4.1, é possível verificar que a maior parte da força de corte total, é proveniente da fachada principal e tardoz por serem os elementos com maior rigidez e resistência. A fachada de tardoz tem uma maior contribuição do que a fachada principal, por ser uma parede com menos aberturas e de menores dimensões do que a fachada principal, sendo idênticos os materiais constituintes e a espessura destas duas paredes.

A diferença entre a contribuição das fachadas acentua-se, como esperado, para análises com pisos rígidos, (pisos com um módulo de distorção G, elevado) e é menor para os casos com pisos flexíveis (pisos com um módulo de distorção reduzido). A consideração de pisos rígidos nas análises *pushover* realizadas, distribuí as forças de inércia proporcionalmente à rigidez dos elementos verticais resistentes ao sismo numa dada direção. Para pisos flexíveis, as forças horizontais são distribuídas aos elementos verticais resistentes, em função das suas áreas de influência: apesar de a fachada de tardoz ter maior área de influência que a fachada principal, a diferença entre as duas contribuições para a força de corte total é menor.

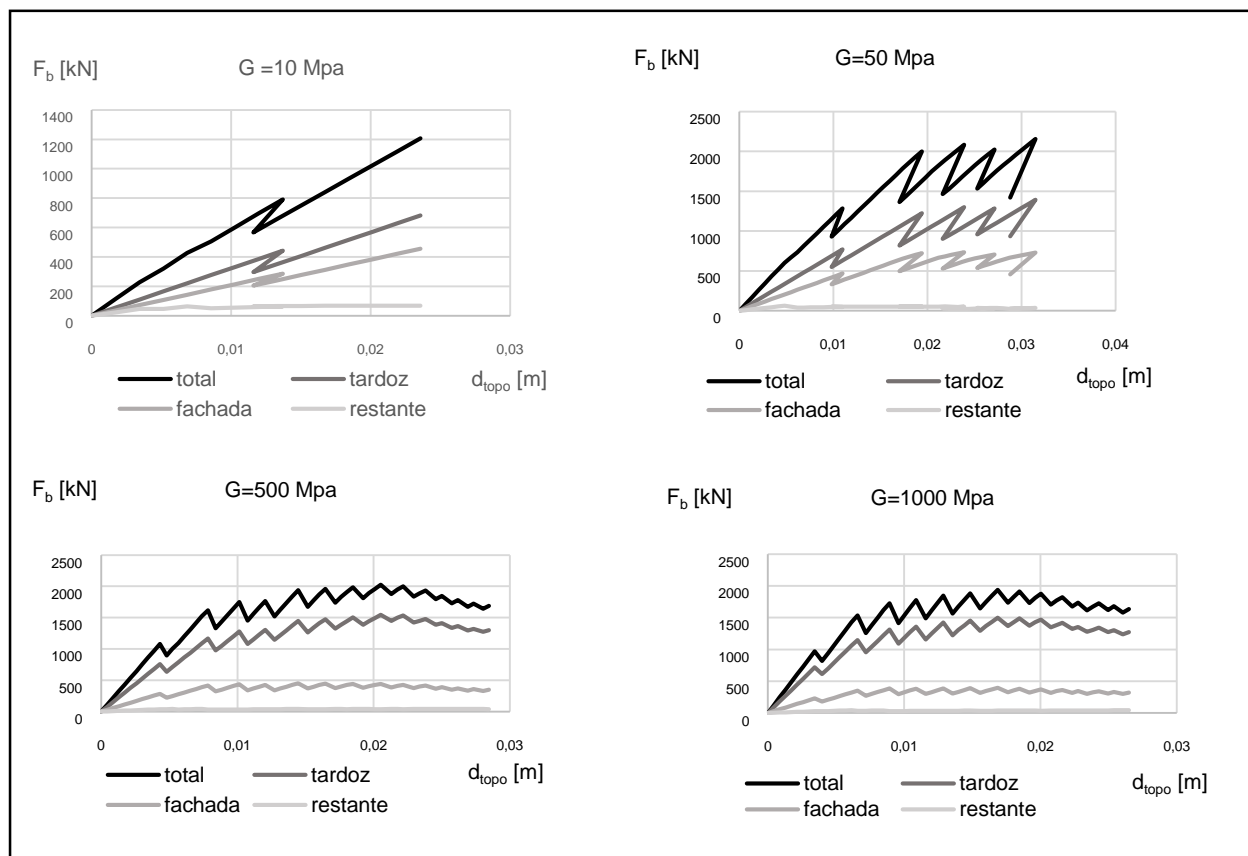


Figura 4.7: Curvas de capacidade das paredes resistentes (fachada principal e de tardoz, restantes três paredes e total) na direção X, com sentido positivo e com forças de inércia uniforme, para diferentes valores de G dos pisos (as curvas terminam em d_i).

Tabela 4.1: Contribuições para a força de corte basal total das paredes mencionadas (fachada principal e de tardoz e restantes três paredes) em função do módulo de distorção dos pisos.

G [Mpa]	Fachada de Tardoz (%)	Fachada Principal (%)	Restantes (%)
10	56,51	37,76	5,73
50	59,88	36,35	3,77
500	71,62	25,51	2,87
1000	75,74	21,56	2,71

Estudou-se a evolução da distorção angular de um retângulo constituído pelos nós 72, 73, 82 e 83, pertencentes à fachada de tardoz do edifício (assinalada na Figura 4.8), ao longo da totalidade de passos de cada análise *pushover*. Na Figura 4.8 estão representadas as distorções angulares do retângulo assinalado para diferentes valores de módulo de distorção dos pisos. As curvas de distorção angular terminaram no passo em que se atinge o deslocamento último do edifício.

Conclui-se que para pisos flexíveis, existe uma menor distorção angular do retângulo em causa. Isto deve-se à fachada de tardoaz ser menos solicitada para pisos flexíveis do que para pisos rígidos, pelo que os seus elementos têm menores deformações, assim como os nós rígidos pertencentes à fachada principal apresentarem menores deslocamentos e rotações.

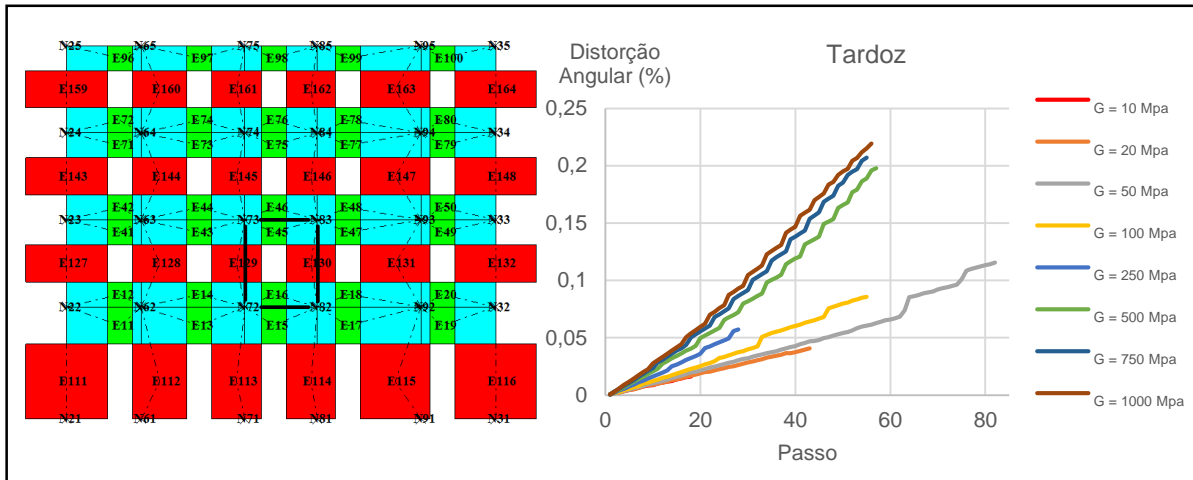


Figura 4.8: Evolução da distorção angular em função do módulo de distorção dos pisos do retângulo assinalado na fachada de tardoaz (as curvas terminam quando se atinge o d_u).

Nas Figuras 4.9 e 4.10, estão representadas as deformações em planta para a situação de deslocamento último, para um piso flexível ($G=10\text{MPa}$) e para um piso rígido ($G=1000\text{MPa}$).

O piso flexível tem uma elevada deformação quando comparado com o piso rígido, a fachada de tardoaz e a principal, por serem mais rígidos apresentam deslocamentos visivelmente menores que os elementos verticais interiores, e entre estes, a fachada principal tem um maior deslocamento que a de tardoaz, por ser menos rígida. O piso rígido tem menor deformação: o piso sofre um deslocamento horizontal e comporta-se como um corpo rígido. Refira-se que a fachada de tardoaz oferece maior resistência do que a fachada principal ao deslocamento, pelo que o piso rígido apresenta também rotação.

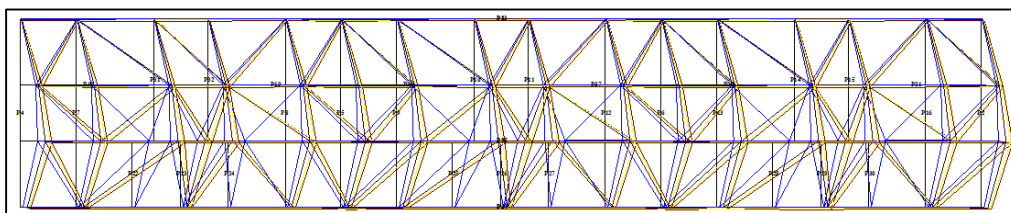


Figura 4.9: Deformada em planta para um módulo de distorção de pisos de 10 MPa, pisos flexíveis, (quando o edifício atinge o d_u , para um fator de ampliação igual a 50).

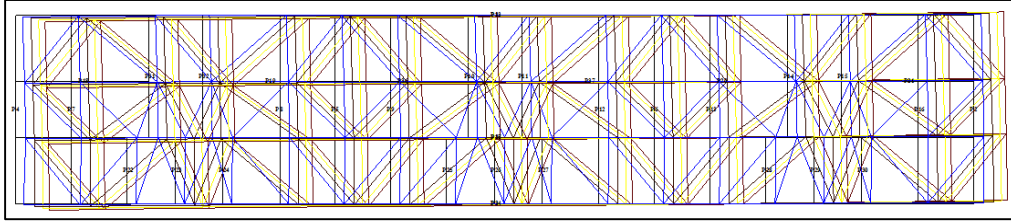


Figura 4.10: Deformada em planta para um módulo de distorção de pisos de 1000 MPa, pisos rígidos (quando o edifício atinge o δ_u , para um fator de ampliação igual a 50).

4.1.3 – Distribuição de danos nas fachadas principal e de tardoz

No programa TREMURI, nas paredes com aberturas, os elementos nembos e lintéis que se ligam por intermédio de nós rígidos, formam os diferentes elementos resistentes das paredes, que se deformam e que têm um comportamento não linear. Os diferentes níveis de dano a que os elementos são submetidos ao longo das análises são calculados a partir de um parâmetro designado por *drift*, δ , (Equação 4.1). Este parâmetro soma a extensão horizontal com a distorção angular de um elemento. As variáveis u_i/u_j e φ_i/φ_j representam para os nós extremos i/j dos elementos, o deslocamento horizontal e a rotação respetivamente, (h representa a distância entre os nós i/j) para os nembos.

$$\delta = \frac{(u_j - u_i)}{h} + \frac{(\varphi_j + \varphi_i)}{2} \leq \delta_u \quad (4.1)$$

O Eurocódigo 8, (CEN, 2005) propõe para *drift* último, δ_u , o valor de: 0,6% (flexão) e 0,4% (corte). Já o programa TREMURI, considera que os elementos colapsam para valores de 0,8% (flexão) e 1% (corte). A figura 4.11, representa os deslocamentos e rotações nos nós extremos i/j para um dado elemento.

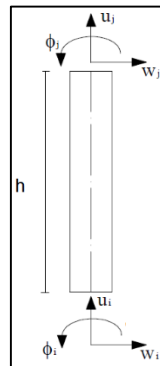


Figura 4.11: Deslocamentos horizontais, verticais e rotações nos nós extremos i/j de um dado elemento, (Lagomarsino et al., 2008).

Os resultados que se apresentam de seguida, foram obtidos para uma análise estática não linear na direção X, com sentido positivo, distribuição de forças laterais uniforme e pisos com um módulo de distorção de 500 MPa (pisos de madeira apresentam um valor de módulo de distorção muito menor). Analisam-se as variações do dano de elementos em função da altura do edifício e ao longo da direção X, para a fachada principal e de tardoz do edifício, nos 150 passos de cálculo que correspondem à análise *pushover*.

A Figura 4.12 compara o parâmetro *drift* dos lintéis e nembos existentes nos quatro pisos da fachada de tardoz do edifício, para elementos com valores máximos em cada piso. No caso dos lintéis, o 2º piso contém os elementos (lintéis) com dano mais elevado (maiores deformações / *drift*) até ao passo 75 (o deslocamento último é atingido no passo 59). Para etapas de cálculo posteriores, os pisos 2º, 3º e último, apresentam níveis de danos semelhantes. Os lintéis do 1º piso apresentam menor nível de dano. De referir que os lintéis de todos os pisos atingem um *drift* de 0,6% (valor limite de flexão do EC8) um pouco antes de se atingir o d_u , e atingem 0,8% (valor proposto no manual do TREMURI) após o d_u . No caso dos nembos, numa primeira fase, o 2º piso contém nembos com maior deformação até ao passo 65. Para passos superiores, os nembos do 1º piso passam a ter maior *drift*, sendo que esse parâmetro continua a aumentar para os restantes passos de cálculo. Já nos outros pisos, o nível de dano permanece constante. O valor de *drift* máximo nos nembos para o 1º piso é de 0,3%.

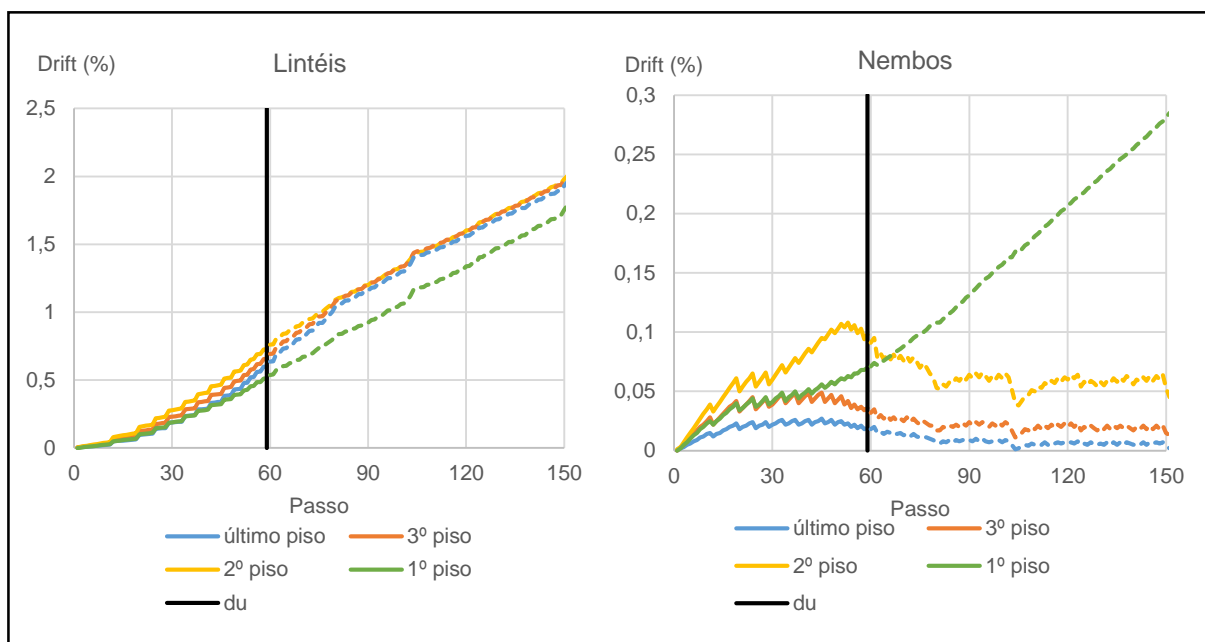


Figura 4.12: Evolução do drift de lintéis e nembos para os vários pisos na fachada de tardoz do edifício, (d_u - passo 59).

A Figura 4.13 apresenta os elementos numerados, que compõem a fachada de tardoz do edifício.

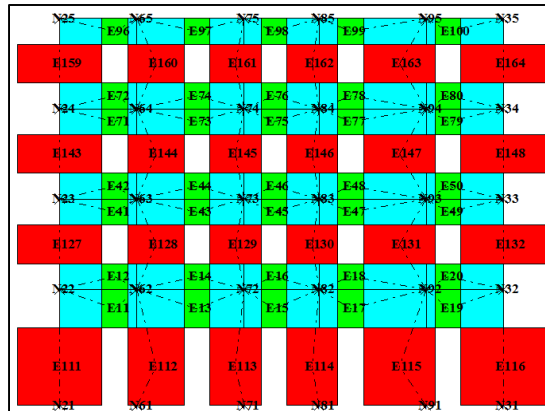


Figura 4.13: Macroelementos numerados, que compõem a fachada de tardoz do edifício (fator de ampliação igual a 10).

A Figura 4.14 compara o parâmetro *drift* de elementos dispostos ao longo da fachada de tardoz para o 2º piso (lintéis) e para o 1º piso (nembos), pisos com maior dano. Ambos os elementos apresentam maiores danos na fronteira com os outros edifícios, como é o caso dos lintéis 41/49 e dos nembos 111/116.

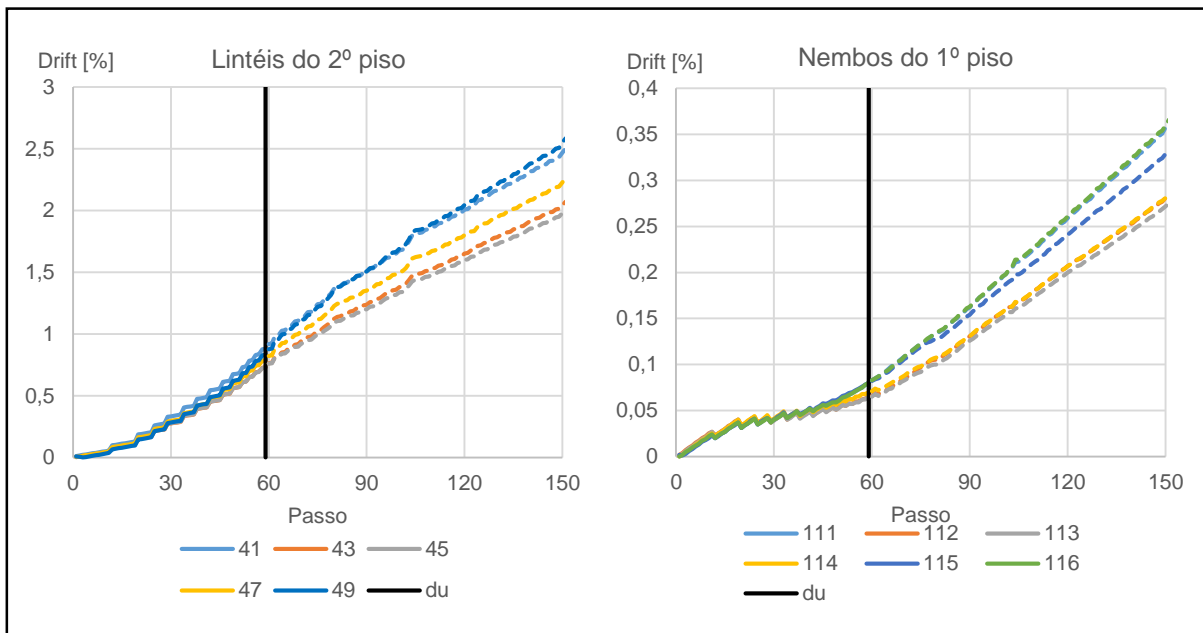


Figura 4.14: Evolução do drift de lintéis do 2º piso e de nembos do 1º piso na fachada de tardoz do edifício, (d_u - passo 59).

A Figura 4.15 compara o parâmetro *drift* de elementos (lintéis e nembos) dispostos nos quatro pisos da fachada do edifício. Para os lintéis, o 1º e 2º piso são os que apresentam maior deformação e, conseqüentemente, maior dano. Os nembos da fachada têm maior valor de *drift* no 1º piso.

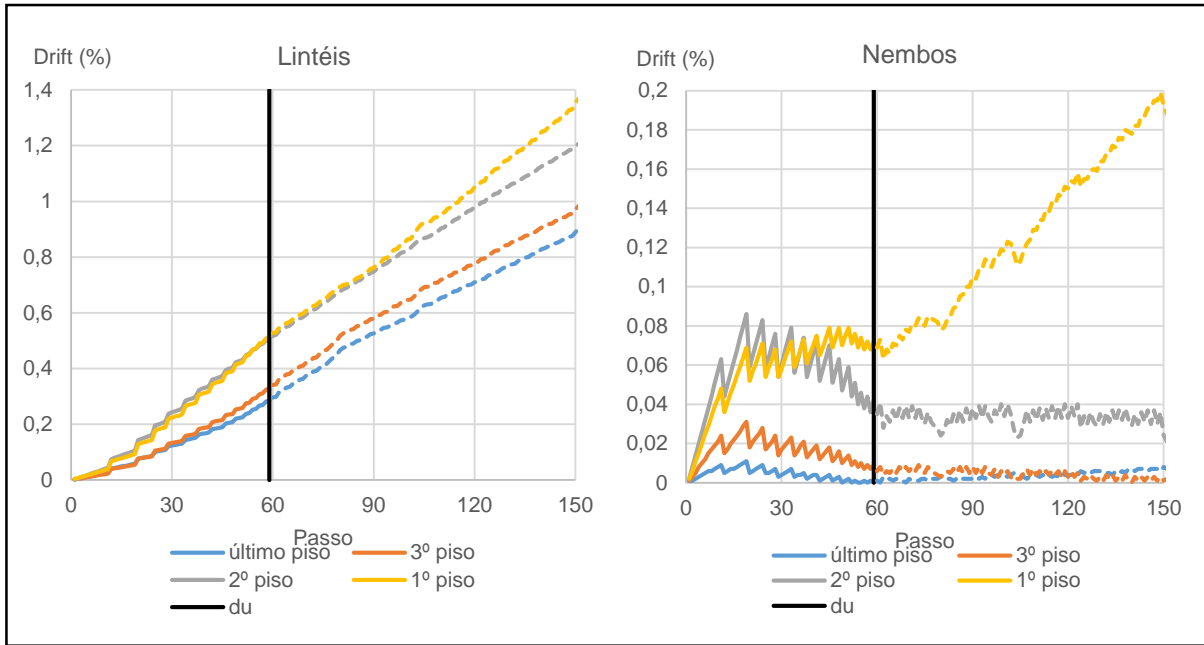


Figura 4.15: Evolução do drift de lintéis e nembos para os vários pisos na fachada principal do edifício, (d_u - passo 59).

A Figura 4.16 identifica os elementos numerados, que compõem a fachada principal do edifício.

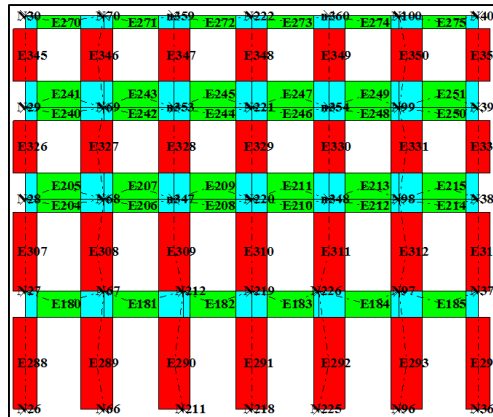


Figura 4.16: Macroelementos numerados, que compõem a fachada principal do edifício (fator de ampliação igual a 10).

A Figura 4.17 compara o parâmetro *drift* de elementos dispostos ao longo da fachada para o 2º piso (lintéis) e para o 1º piso (nembos), pisos estes com maior dano, para cada tipo de elemento. O lintel 204 é o que apresenta maior *drift* ao longo do 2º piso, estando na fronteira com o outro edifício, já o lintel 214 é o que apresenta menor dano, estando disposto na fronteira com o outro piso. Novamente os nembos que se encontram na fronteira dos três edifícios, são os que apresentam maior *drift*.

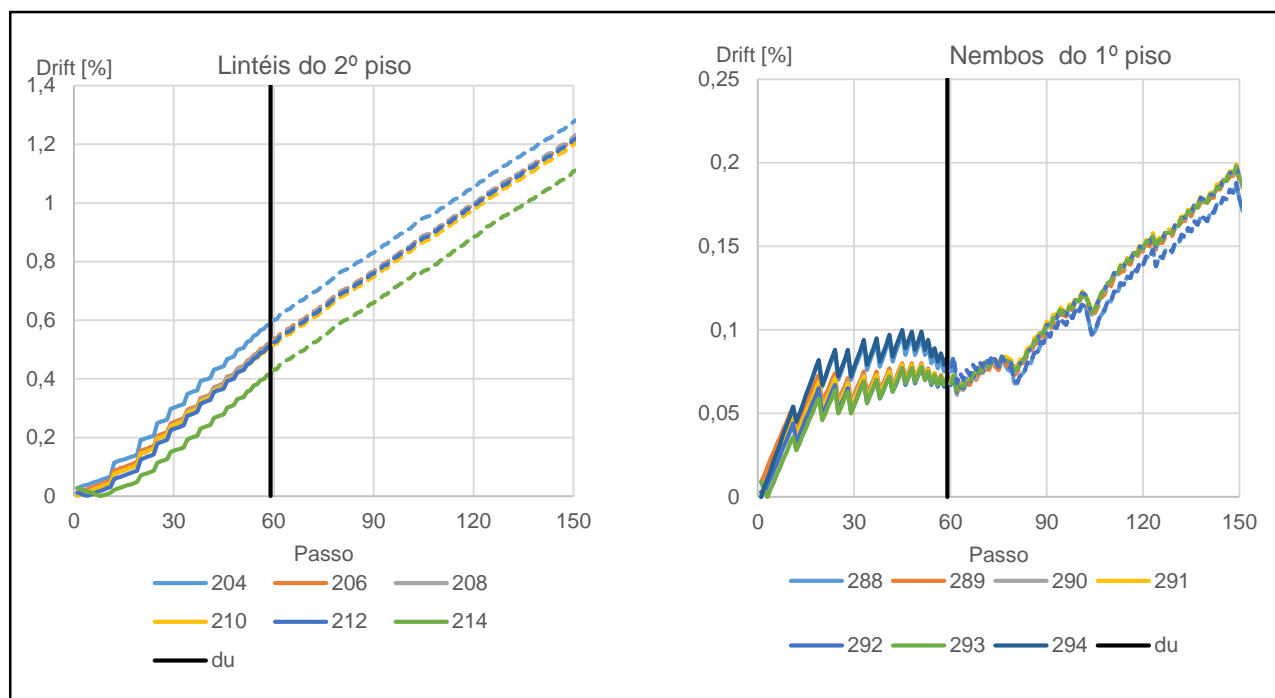


Figura 4.17: Evolução do drift de lintéis do 2º piso e de nembos do 1º piso na fachada principal do edifício (d_u – passo 59).

4.2 – Diferentes configurações de assentamento

4.2.1 – Capacidade resistente sísmica do edifício

A imposição de assentamentos é realizada posteriormente à imposição do peso próprio e previamente à análise *pushover*. É realizada através de uma análise estática incremental (controlo de deslocamento) nos nós pretendidos da base do edifício e o deslocamento vertical dos nós, é submetido com 150 passos, uma precisão de 0,01 e um valor máximo de iterações igual a 100. A linha de comando usada para obter este passo é a /cs.

A próxima análise tem como objetivo, comparar para diferentes configurações de assentamento, e para as duas direções principais, a capacidade resistente sísmica do edifício. Na Figura 4.18 estão dispostas as configurações de assentamento estudadas. No assentamento tipo A, dá-se um assentamento uniforme numa empena, no assentamento tipo B, todo a fachada de tardoz da estrutura assenta, e para o assentamento tipo C, dá-se um assentamento localizado num ponto.

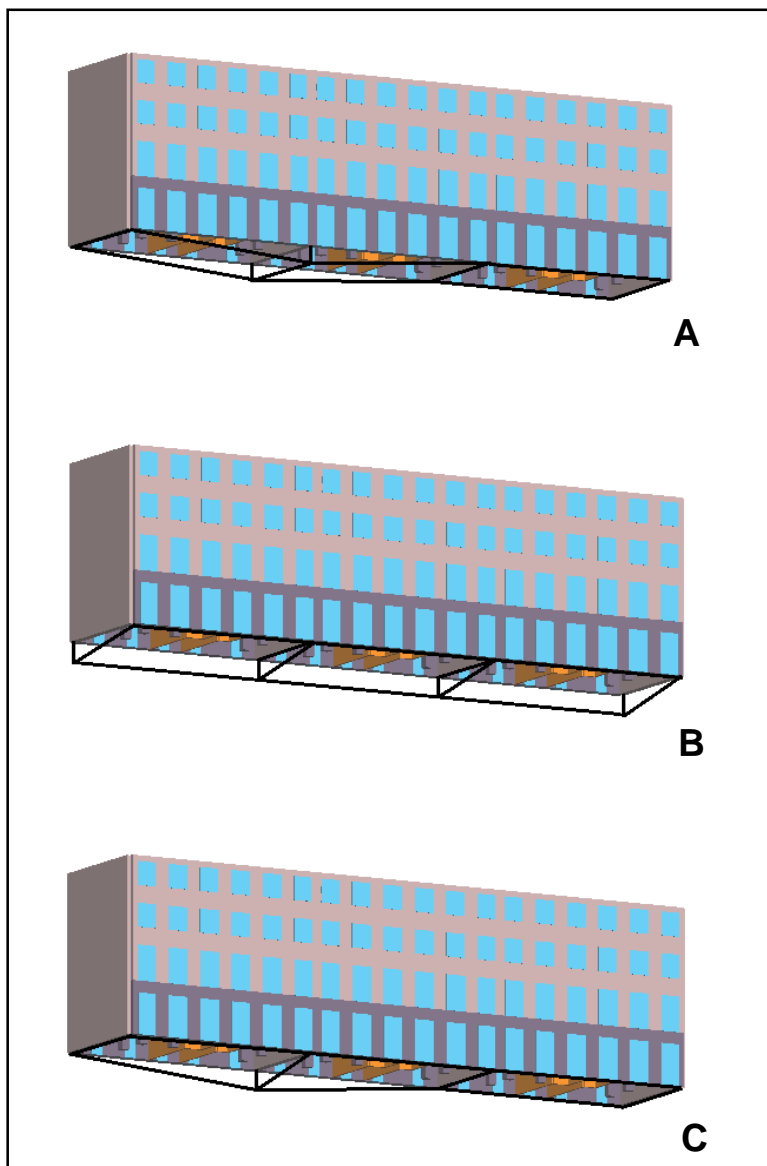


Figura 4.18: Configurações do assentamento do conjunto de edifícios: A, B e C.

Na Figura 4.19, é representado parte do mapa das isolinhas de deformação acumulada em dezembro de 2010 na Baixa Pombalina. Os edifícios a vermelho e a azul, mostram para este mapa de assentamento, exemplos para as configurações de assentamento mencionadas. O edifício a vermelho representa um assentamento do tipo C, (assentamento de um ponto do edifício), enquanto que para os edifícios a azul, representam assentamentos do tipo A ou B (assentamentos uniformes da empena ou da fachada).

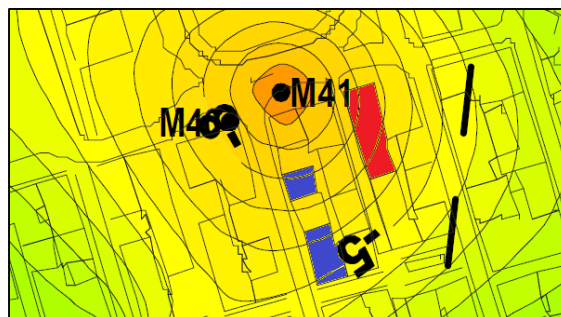


Figura 4.19: Parte do mapa das isolinhas de assentamento da Baixa Pombalina (zona junto à Praça da Figueira), o edifício a azul representa assentamentos do tipo A ou B, e o edifício a vermelho representa assentamentos do tipo C, adaptado de CÊGÊ (2010-b).

A Figura 4.20 e a Tabela 4.2 mostram as curvas de capacidade resistente que derivam de assentamentos impostos com uma distorção angular de 1/700, para os três tipos de assentamentos e para as duas direções (ambas para o sentido positivo). Estas seis análises foram obtidas para um módulo de distorção de 500 MPa para os pisos (piso rígido) e para um conjunto de forças de inércia com distribuição uniforme. As curvas terminam quando se atinge o deslocamento último.

Observa-se que a configuração de assentamento tipo C, tanto para a direção X, como para Y, condiciona mais a resistência sísmica do que as outras duas configurações de assentamento, conduzindo a menor força de corte máxima, menor rigidez e valor de deslocamento último. Este resultado é condicionado por, para esta configuração de assentamento, ter-se nas duas direções, fachadas e empenas, com assentamentos diferenciais.

Para o assentamento do tipo A, a força máxima de corte e a rigidez da resposta são superiores na direção X do que na Y. Já, para o assentamento do tipo B, a força máxima de corte e a rigidez da resposta são superiores na direção Y do que na X.

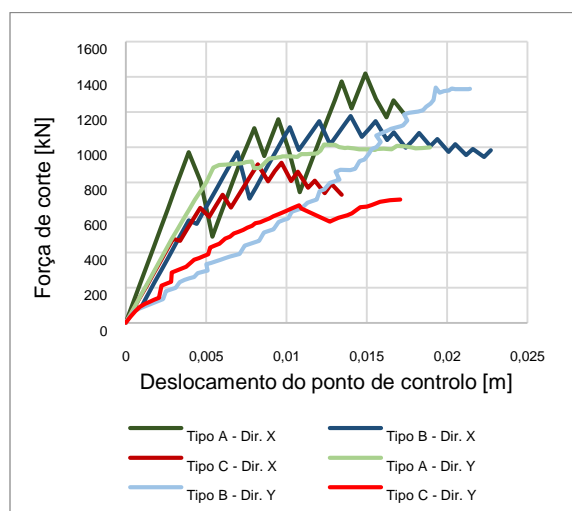


Figura 4.20: Curvas de capacidade para as diferentes configurações de assentamento e para as direções principais X e Y.

Tabela 4.2: Valores de referência da curva de capacidade resistente para as diferentes configurações de assentamento e para as duas direções, X e Y.

Direção do sismo	Tipo de assentamento	F_b máxima [kN]	Rigidez [kN/m]	d_u [m]
X	A	1 419	247 736	0,0173
	B	1 177	139 836	0,0227
	C	911	120 801	0,0134
Y	A	1 016	161 974	0,0189
	B	1 339	66 505	0,0214
	C	702	59 662	0,0171

4.2.2 – Danos nos elementos estruturais - assentamentos tipo A e B

A Figura 4.21 mostra a evolução do parâmetro *drift*, para os lintéis 41 (fachada de tardoz) e 204 (fachada principal), e nembos 362 (base da parede 5) e 366 (base da parede 6) ao longo de análises *pushover* em X e Y respetivamente, efetuadas após os tipos de assentamento A e B. Os resultados correspondem ao sentido positivo, distribuição de forças laterais uniforme e a um módulo de distorção de pisos de 500 MPa. Até à etapa 150 é induzida na estrutura o assentamento pretendido, a partir do passo 150, é realizada a análise *pushover* que termina ao atingir o deslocamento último. Na direção X, comparam-se lintéis porque têm maior dano, na direção Y comparam-se nembos, já que as empenas são as paredes que mais contribuem para a resistência nessa direção (P5 e P6), (não possuem aberturas e são constituídas apenas por nembos).

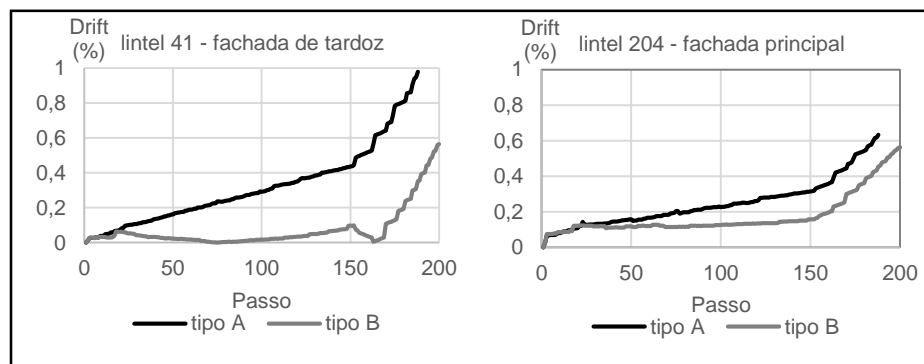


Figura 4.21: Evolução do drift do lintel 41 (fachada de tardoz) e do lintel 204 (fachada principal) para as configurações de assentamento tipo A, ($d_u = 161$) e B, ($d_u = 198$) e para a direção em X.

Na direção X, o assentamento tipo A induz nos lintéis 41 e 204, maiores deformações do que o assentamento tipo B, tanto na parte de imposição de deslocamento na base como resultado da aplicação das forças laterais. Isto deve-se à fachada principal e de tardoz do edifício apresentarem assentamentos diferenciais com a configuração de assentamento tipo A. Na configuração de assentamento tipo B, a

fachada de tardoz apresenta um assentamento uniforme e a fachada não sofre assentamento, justificando que durante a fase de imposição de assentamento, o parâmetro de deformação *drift*, ser constante.

A evolução do *drift* do nembro 362 (parede lateral P5) e do nembro 366 (parede lateral P6) está representado na Figura 4.22. Na direção Y, durante a fase de imposição do assentamento (até ao passo 150), a configuração de assentamento do tipo B provoca maiores deformações nas empenas, devido a estas paredes estarem sujeitas a assentamentos diferenciais, do que a configuração de assentamento do tipo A (parede lateral P5 tem assentamento uniforme e parede lateral P6 sem assentamento). Na fase seguinte, correspondente à aplicação das forças laterais, a configuração de assentamento do tipo A é novamente a que induz a maiores deformações e, nomeadamente, danos aos nembros das paredes laterais.

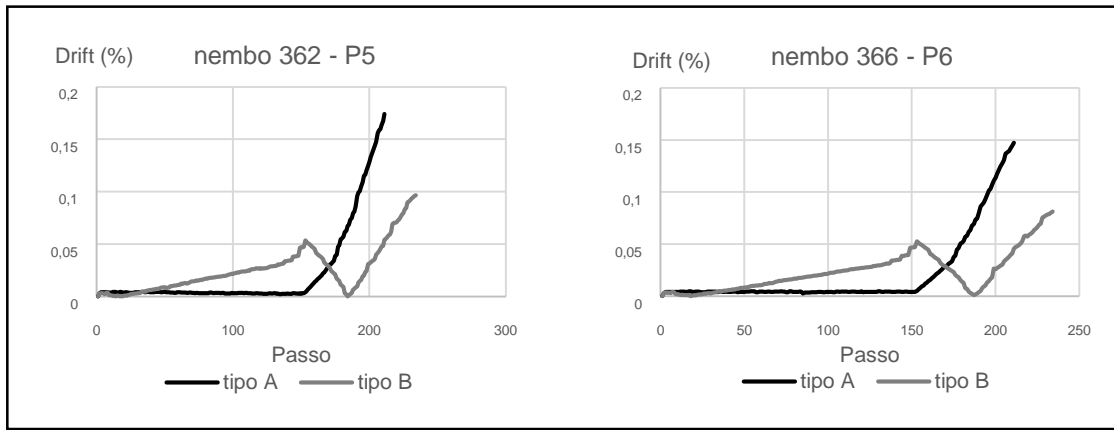


Figura 4.22: Evolução do drift do nembro 362 (parede lateral P5) e do nembro 366 (parede lateral P6) para as configurações de assentamento tipo A, ($d_u = 209$) e B, ($d_u = 232$) e para a direção em Y.

4.3 – Comentários finais

O módulo de distorção dos pisos e o tipo de configuração de assentamento imposto influenciam significativamente a resposta sísmica dos edifícios. Os pisos dos edifícios Pombalinos são compostos por madeira, sendo consideráveis pisos flexíveis (valor do módulo de distorção de pisos reduzido). Por esse mesmo motivo, tentou-se realizar análises com um módulo de distorção reduzido, característico deste tipo de pisos. Tal não foi possível unicamente nas situações em que se pretendia impor assentamentos ao edifício devido aos erros de convergência que o programa TREMURI apresentava. No final deste estudo de sensibilidade, foi selecionado um valor de $G = 500$ MPa para os pisos e uma configuração de assentamento do tipo A para se prosseguir o estudo e avaliar o desempenho sísmico do edifício (capítulo 6). Escolheu-se a configuração de assentamento do tipo A devido, também, à dificuldade de o programa convergir para as outras configurações de assentamento (os tipos de assentamento B ou C). No entanto, é importante referir que, para certas análises, os tipos de assentamento B ou C podem ser mais condicionantes.

5 – Avaliação de danos através de métodos empíricos

Este capítulo tem como objetivo, classificar por métodos empíricos, os danos do edifício integrado no conjunto dos três edifícios, devido unicamente à imposição do peso próprio e assentamentos diferenciais. Analisaram-se danos nas fachadas principal e de tardoaz e nas empenas, para as configurações de assentamento tipo A e B respetivamente, calculados a partir de valores de distorção angular de 1/700 e de 1/400.

5.1 – Abertura de fendas

5.1.1 – Configuração de assentamento do tipo A

Calcularam-se para todos os lintéis das fachadas principal e de tardoaz do edifício, a abertura de fendas durante a imposição do peso próprio da estrutura e do assentamento. O parâmetro de dano foi calculado a partir da diferença dos deslocamentos horizontais dos extremos de cada lintel. Não se calcularam para os nembos por não se apresentarem tracionados, apesar de poder existir danos por corte ou flexão. A abertura de fendas dos lintéis calculada foi correspondida com o nível de dano, de acordo com a classificação proposta pelo método empírico LTSM (Tabela 2.1).

Na Figura 5.1, estão representados os níveis de dano dos lintéis, obtidos a partir do método empírico LTSM, para a situação da imposição do peso próprio ao edifício. Os lintéis apresentam níveis de dano entre 1 (insignificante) e 2 (muito ligeiro), tanto para a fachada principal como para a de tardoaz. Estão também representados os danos para as fachadas principal e de tardoaz, obtidos pelo programa TREMURI, na situação da imposição do peso próprio ao edifício. Observa-se que nos lintéis mais próximos do contacto com os outros dois edifícios, existe um maior número de lintéis com danos plásticos por flexão do que nos lintéis interiores (Figura 5.1, acima), e na Figura 5.1, abaixo, os lintéis na fronteira, apresentam se com um nível de dano de 2 para ambas as fachadas.

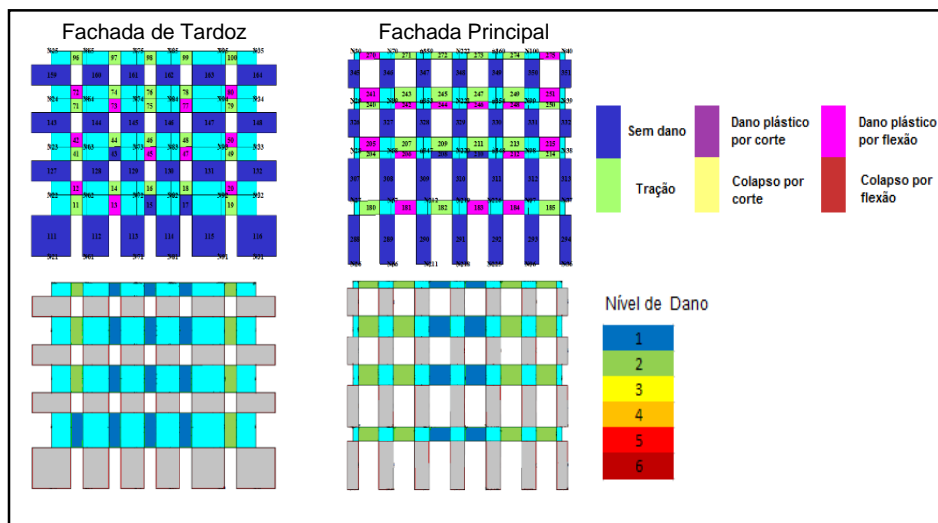


Figura 5.1: Representação dos níveis de dano dos lintéis calculados a partir do método LTSM, em baixo, e danos dos elementos pelo programa TREMURI, em cima, para a imposição do peso próprio.

Na Figura 5.2, apresentam-se os níveis de dano dos lintéis das fachadas principal e de tardoz para a situação de assentamento imposto, para o caso de valores de distorção angular de 1/700 e de 1/400.

Verifica-se que para um assentamento com uma distorção angular de 1/400, todos os lintéis da fachada principal apresentam um nível de dano de 3 (ligeiro), e na fachada de tardoz, os lintéis que se encontram mais próximos da parede de empena que assenta (parede lateral P5, para a configuração de assentamento do tipo A) apresentam um nível de dano de 4 (moderado), enquanto que os restantes lintéis da fachada de tardoz encontram-se com um nível de dano de 3.

No caso de um assentamento com um valor de distorção angular de 1/700, a totalidade dos lintéis de ambas as fachadas, apresentam um nível de dano de 4 (moderado).

Salienta-se a importância da fronteira entre os níveis de dano 3 (ligeiro) e 4 (moderado), pela importância de dificuldade em reparações dos danos do edifício.

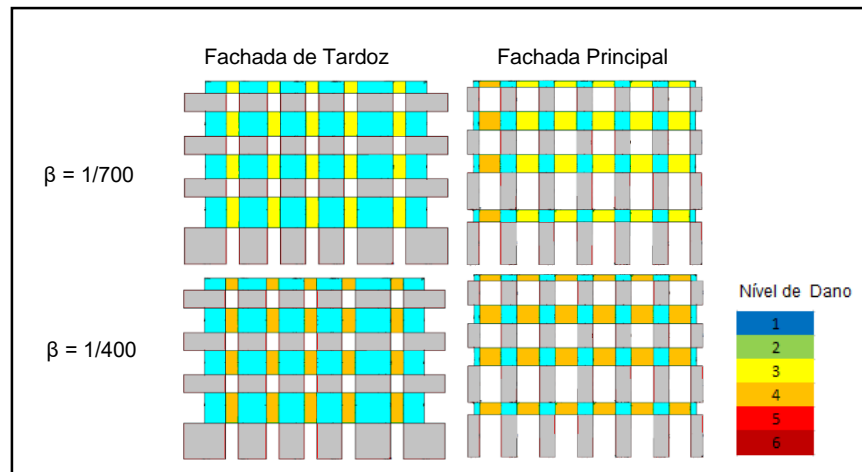


Figura 5.2: Representação dos níveis de dano dos lintéis calculados a partir da metodologia LTSM para um assentamento com uma distorção angular de 1/700 (acima) e de 1/400 (abaixo).

Na Figura 5.3 está representado a evolução da abertura de fendas para os lintéis das fachadas que atingem maiores aberturas de fendas no final do assentamento. Lintel 270, para a fachada principal e para os dois valores de distorção angular e o lintel 48, para a fachada de tardoz e também para os dois valores de distorção angular.

Para o assentamento com uma distorção angular de 1/400, os lintéis atingem valores de aberturas de fendas de 9 a 10 mm, enquanto que para uma distorção angular de 1/700, os lintéis atingem valores de aberturas de fendas na ordem dos 5 mm (valor respeitante à fronteira entre o nível de dano 3 e 4). Em teoria, o andamento das curvas dos mesmos elementos para os dois valores de distorção angular, deveria ser coincidente. Existe uma ligeira diferença devido ao programa TREMURI impor o assentamento num ponto a partir de um número de passos, sendo muito sensível à escolha desta variável, apesar de terem sido invariavelmente definidos 150 passos.

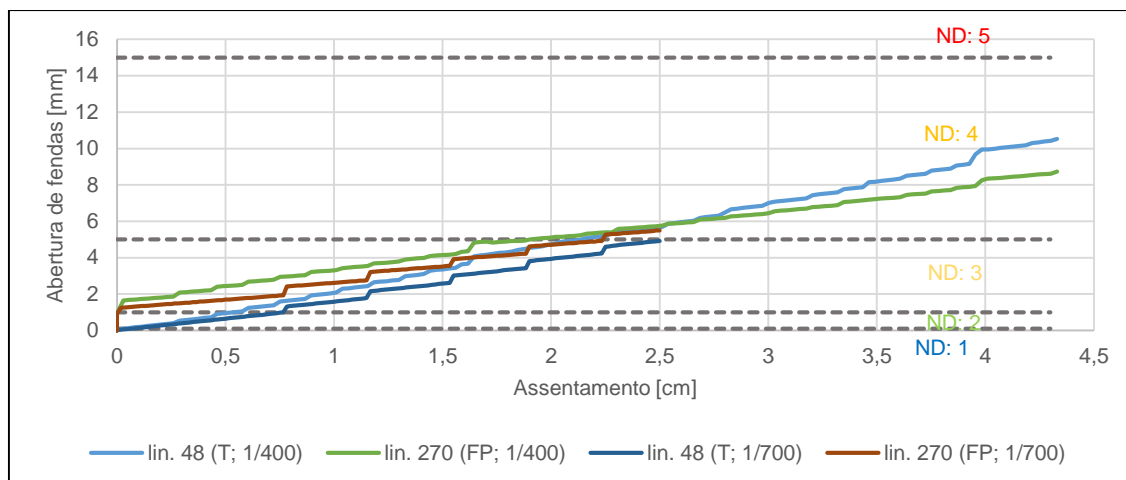


Figura 5.3: Evolução da abertura de fendas dos lintéis 48 e 270 em função do assentamento imposto para valores de distorção angular de 1/700 e de 1/400.

5.2 – Avaliação de dano através de métodos empíricos

5.2.1 – Configuração de assentamento do tipo A

A partir dos deslocamentos dos nós, obtidos pelo programa TREMURI, calculou-se a distorção angular de áreas, pertencentes às fachadas principal e de tardo, durante as fases de imposição do peso próprio à estrutura e durante a fase do assentamento diferencial. Cada área retangular é definida por quatro nós nos seus vértices, a fachada principal é dividida em 24 áreas e a fachada de tardo em 20 áreas.

Em cada bloco calculou-se a distorção angular, a partir das equações (5.2), (5.3) e (5.4) e representado na Figura 5.4. Os deslocamento verticais nos pontos A e B são respetivamente dados por: Δy_A e Δy_B , e os deslocamento horizontais nos pontos C e B são dados por: Δx_C e Δx_B . O comprimento e a altura do retângulo formado pelos nós A, B, C e D, é dado por L e H, respetivamente.

Cálculo do declive, s, de acordo com a Equação 5.2.

$$s = \frac{\Delta y_A - \Delta y_B}{L} \quad (5.2)$$

Cálculo da inclinação, θ , de acordo com a Equação 5.3.

$$\theta = \frac{\Delta x_C - \Delta x_B}{H} \quad (5.3)$$

Cálculo da distorção angular, β , de acordo com a Equação 5.4.

$$\beta = s - \theta \quad (5.4)$$

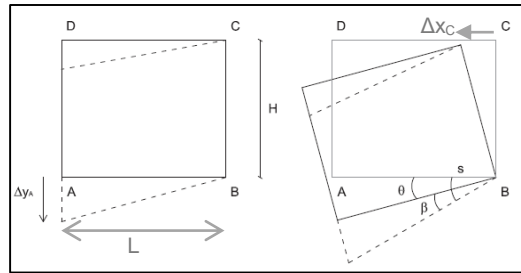


Figura 5.4: Indicadores de dano, declive (à esquerda) e inclinação (à direita), (Giardina et al., 2015).

A partir da distorção angular calculada para cada bloco, procedeu-se à correspondência de categorias de dano, de acordo com o proposto por Boscardin e Cording (1989).

Na Figura 5.5, estão representadas as categorias de dano de cada bloco para as fachadas principal e de tardoiz e para assentamentos do tipo A com valores de distorção angular de 1/700 e de 1/400, a partir do método empírico proposto por Boscardin e Cording (ver Figura 2.15).

As fachadas para uma distorção angular de 1/700, apresentam três categorias de dano: 0 (irrelevante), 1 (muito ligeiro) e 2 (ligeiro). A categoria de dano 2, encontra-se sobretudo na fronteira com a empena que sofre o assentamento, repetindo o resultado anterior, para a metodologia LTSM.

Para um assentamento com uma distorção angular de 1/400, a fachada de tardoiz apresenta apenas uma categoria de dano 2 (ligeira). Já a fachada principal, apresenta duas categorias de dano, 2 e 3 (médio) para este valor de distorção angular. Uma vez mais, a categoria de dano 3, encontra-se na fronteira com a empena do edifício que assenta.

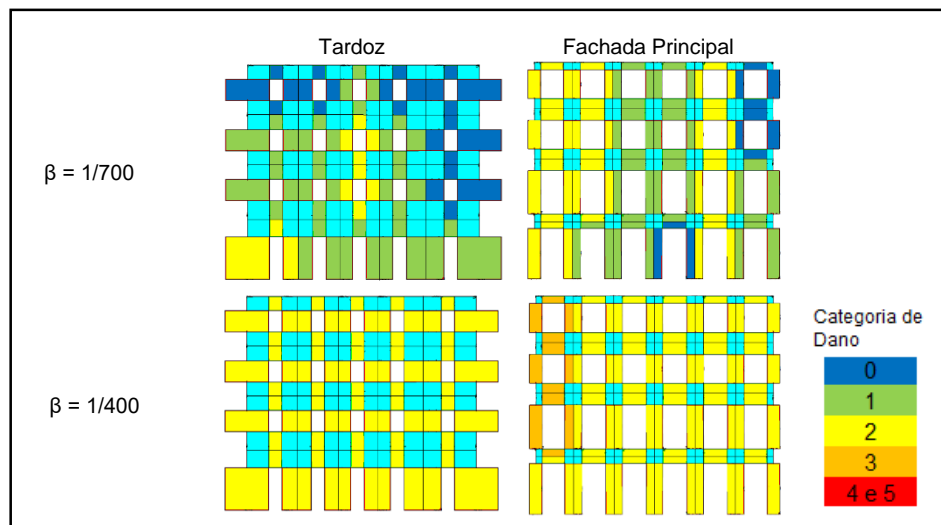


Figura 5.5: Representação das categorias de dano dos blocos calculados a partir da metodologia proposta por Boscardin e Cording para um assentamento com uma distorção angular de 1/700 (acima) e de 1/400 (abaixo).

A Figura 5.6 apresenta os blocos das duas fachadas, com maiores valores de distorção angular, para os dois valores de distorção angular impostos ao edifício (1/700 e 1/400). A extensão horizontal dos nembos, é desprezável, quando comparada com a distorção angular, pelo que não foi representada.

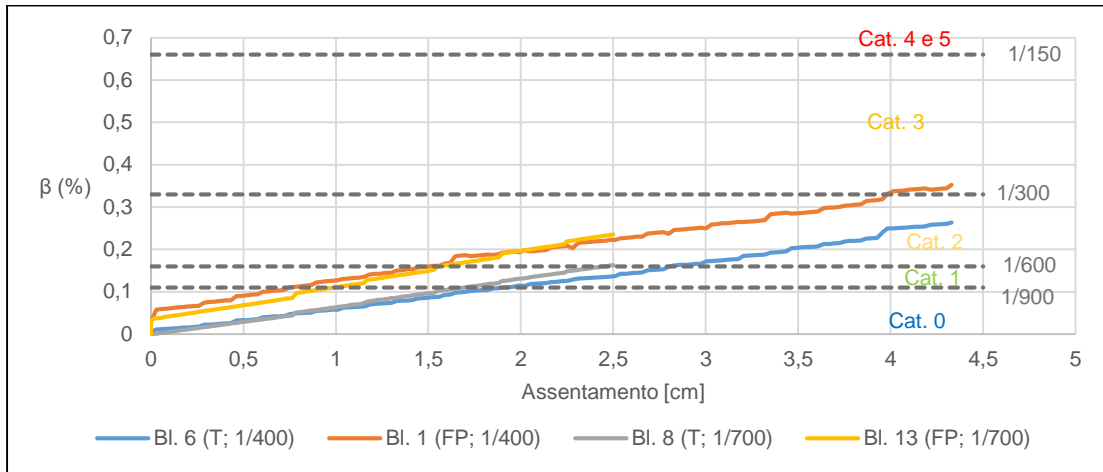


Figura 5.6: Representação dos valores de distorção angular dos blocos 1, 6, 8 e 13 em função do assentamento imposto, calculados a partir da metodologia proposta por Boscardin e Cording, para valores de distorção angular de 1/700 e de 1/400.

5.2.2 – Configuração de assentamento do tipo B

Devido a problemas de convergência do programa TREMURI, quando se impôs assentamentos do tipo B com uma distorção angular de 1/400, apenas se analisou assentamentos do tipo B com uma distorção angular de 1/700.

A partir dos deslocamentos dos nós rígidos, obtidos pelo programa TREMURI, calculou-se a distorção angular dos nembos das empenas (paredes laterais P5 e P6). Cada empena possui 4 nembos. Devido à configuração de assentamento do tipo B provocar uma assentamento diferencial semelhante para ambas as empenas, e estas estruturalmente também serem semelhantes, as distorções angulares dos nembos de cada empena são também semelhantes.

A Figura 5.7, representa a evolução da distorção angular dos quatro nembos que compõem uma das duas empenas do edifício (parede lateral P5), para um assentamento com uma configuração do tipo B, de uma distorção angular de 1/700. Na Figura 5.8, está representada a categoria de danos dos nembos, no final do assentamento.

Observa-se que apenas o nembro da base (elemento 362) apresenta aumentos de distorção com o aumento do assentamento. Ainda assim, no final do assentamento para uma distorção angular de 1/700, o nembro 362 apresenta uma categoria de dano de 1 (muito ligeiro), enquanto que os restantes nembos apresentam uma categoria de dano de 0 (irrelevante), e durante o assentamento, não registam uma evolução visível da distorção angular. O comportamento dos nembos para a outra empena é em tudo semelhante. A

extensão horizontal dos nembos, mais uma vez, é desprezável, quando comparada com a distorção angular, pelo que não foi representada.

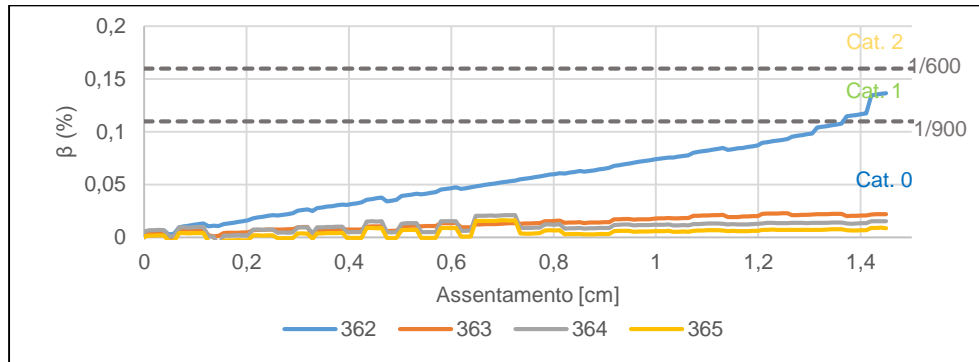


Figura 5.7: Representação dos valores de distorção angular dos nembos de uma empena (parede lateral P5) em função do assentamento imposto, para um assentamento com uma distorção angular de 1/700.

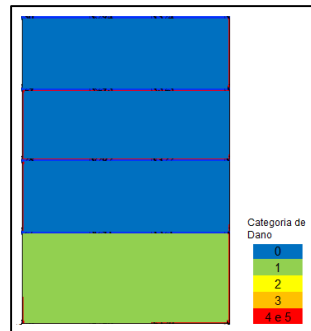


Figura 5.8: Representação das categorias de dano dos nembos da empena calculados a partir da metodologia proposta por Boscardin e Cording para um assentamento com uma distorção angular de 1/700.

6 – Desempenho sísmico do edifício

Neste capítulo analisa-se o desempenho sísmico de um edifício Pombalino, apresentado no capítulo 4 e representativo da Baixa Pombalina. Analisa-se ainda o efeito do assentamento e da atuação da ação sísmica.

Todas as análises efetuadas neste capítulo correspondem a um módulo de distorção dos pisos de 500 MPa, pelo motivo descrito anteriormente (capítulo 4).

Começa-se por definir as curvas de capacidade não considerando a existência de assentamentos e posteriormente determina-se as curvas de capacidade admitindo configuração de assentamento do tipo A e diferentes valores da distorção angular.

Para as diferentes situações anteriores, foram realizados oito conjuntos de diferentes análises *pushover*. Estes conjuntos diferem quanto à direção da distribuição de forças laterais, em X ou em Y, quanto ao seu sentido, positivo ou negativo, e quanto à configuração da distribuição de forças de inércia em altura, uniforme ou triangular.

Na Tabela 6.1, estão representadas e identificadas as diferentes condições impostas para as análises estáticas não lineares de cada conjunto realizado. Por exemplo, o conjunto (X, +, U) corresponde a uma análise estática não linear com forças laterais de distribuição uniforme a atuarem com a direção X no sentido positivo. A Figura 6.1 representa as duas direções e sentidos considerados para o edifício em estudo.

Tabela 6.1: Condições impostas para as análises *pushover* realizadas.

Conjunto	(X, +, U)	(X, +, T)	(X, -, U)	(X, -, T)	(Y, +, U)	(Y, +, T)	(Y, -, U)	(Y, -, T)
Direção	X	X	X	X	Y	Y	Y	Y
Sentido	Positivo	Positivo	Negativo	Negativo	Positivo	Positivo	Negativo	Negativo
Tipo de forças de inércia	Uniforme	Triangular	Uniforme	Triangular	Uniforme	Triangular	Uniforme	Triangular

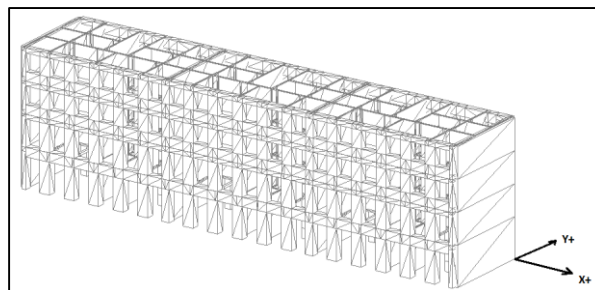


Figura 6.1: Direções e respetivos sentidos X e Y para as ações sísmicas consideradas.

O edifício tem maior rigidez na direção X do que na direção Y. Isto deve-se à configuração retangular do conjunto dos 3 edifícios, embora as aberturas na fachada principal e na fachada de tardoz (perpendicular à direção Y), características dos edifícios pombalinos têm influência na distribuição de rigidez, o que neste caso, condiciona a direção X, as empenas não apresentam aberturas, tornando a rigidez da estrutura na direção Y mais elevada, devido a este fator. Contudo, é expectável que o edifício tenha maior resistência para um sismo na direção X, e maior rigidez nesta direção.

6.1 – Capacidade resistente e distribuição de danos do edifício sem assentamentos impostos

6.1.1 – Análise para as duas direções da distribuição de forças laterais

Na Figura 6.2, estão representadas quatro curvas de capacidade resistente, (X, +, U), (Y, +, U), (X, +, T) e (Y, +, T), obtidas a partir de análises *pushover*.

As curvas de capacidade resistente (X, +, U) e (X, +, T), apresentam maior força última de corte basal, maior rigidez e atingem maiores deslocamentos últimos do que as curvas (Y, +, U) e (Y, +, T). O edifício é mais resistente a uma ação sísmica para a direção X do que em Y (relembra-se que o edifício está integrado no conjunto dos três edifícios).

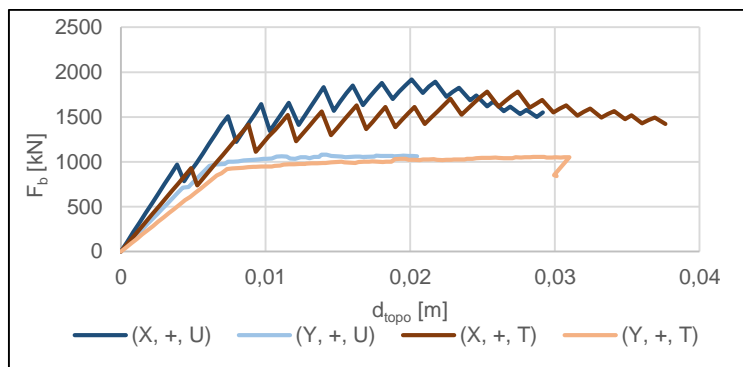


Figura 6.2: Curvas de capacidade (X, +, U), (Y, +, U), (X, +, T) e (Y, +, T), (curvas são interrompidas quando se atinge o d_{ij}).

Na Figura 6.3 está representado o padrão de dano, para a situação de pré-colapso, no qual o deslocamento do ponto de controlo atinge o deslocamento último. Este é atingido quando os elementos atingem o 0,8% de drift). Compara-se as quatro paredes que mais contribuem para a resistência sísmica nas duas direções, quando são sujeitas a uma análise estática não linear com um sismo a atuar na direção X e Y, sentido positivo e forças laterais com distribuição uniforme.

Quando o sismo atua na direção X, a fachada principal do edifício apresenta a maioria dos nembos do primeiro piso plastificados por flexão e lintéis tracionados ou também plastificados por flexão. Nenhum elemento da fachada colapsa. A fachada de tardoz sofre mais dano, alguns lintéis colapsam por flexão, a totalidade dos nembos do rés-chão plastifica por flexão e todos os nembos do 1º piso plastificam por corte. Ambas as paredes laterais P5 e P6 não sofrem qualquer tipo de dano. Pode-se concluir que na direção X,

a fachada principal e de tardoZ são as paredes do edifício com maior dano, e poderá haver um mecanismo de colapso do tipo *soft storey*, devido ao colapso dos nembos da base do edifício.

Quando o sismo atua na direção Y, as empenas são as paredes resistentes que sofrem mais dano; ambos os nembos do piso térreo das paredes P5 e P6, colapsam por corte. Nesta direção, todos os nembos que constituem a fachada principal e de tardoZ permanecem sem dano, e nenhum lintel colapsa.

Conclui-se que as paredes resistentes paralelas à direção sísmica, são as que mais contribuem para a resistência sísmica e as que mais dano sofrem.

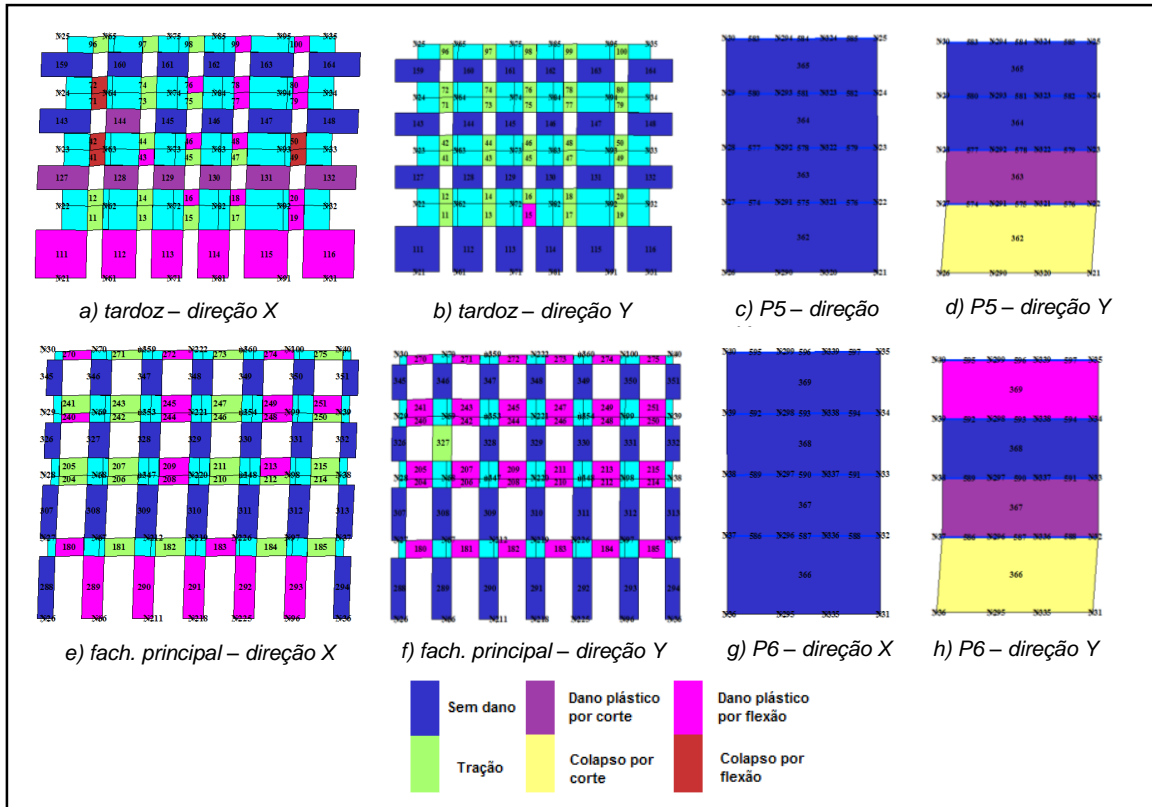


Figura 6.3: Padrão de dano para a situação de d_u , (fator de ampliação igual a 10).

Na Figura 6.4, compara-se o deslocamento horizontal relativo (normalizado segundo a altura dos pisos) de pontos pertencentes às duas fachadas e às duas empenas. e compara-se com o valor limite proposto pelo EC 8. Todos os valores foram retirados quando a estrutura atinge o deslocamento último, na mesma direção do sismo atuante e em percentagem.

Para a direção X, a fachada principal tem maiores deslocamentos do que a do tardoZ. As mesmas, apresentam maiores valores entre o 1º/2º piso. Ainda assim, valores visivelmente inferiores ao deslocamento relativo máximo.

Para a direção Y, as diferenças de deslocamentos entre as empenas são poucas (rigidezes e áreas de influência das duas paredes laterais semelhantes), sendo que o maior valor se dá entre o rés-chão e o 1º

piso, valor de 0,53 %, indicando uma situação de pré-colapso disposta pelo EC 8. Isto deve-se sobretudo à formação de um mecanismo do tipo *soft storey* na base do edifício.

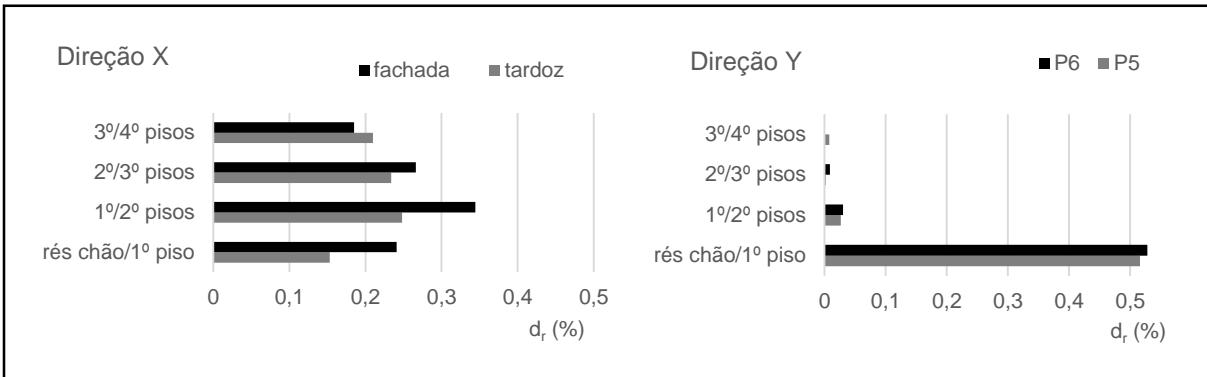


Figura 6.4: Deslocamento relativo entre pisos para as duas direções na situação quando se atinge o d_u .

6.1.2 – Análise das duas configurações de forças laterais

Na Figura 6.5, estão representadas quatro curvas de capacidade resistente, obtidas a partir de análises *pushover*, nomeadamente as curvas (X, +, U), (X, +, T), (Y, +, U) e (Y, +, T), com o objetivo de comparar a capacidade resistente do edifício à ação sísmica para distribuições de forças laterais uniforme e triangular.

As curvas (X, +, T) e (Y, +, T), embora apresentem menor força de corte basal última e menor rigidez, atingem maiores deslocamentos últimos do que as curvas (X, +, U) e (Y, +, U) respetivamente.

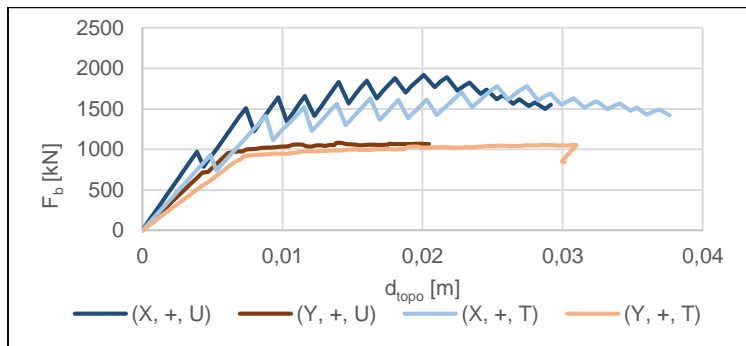


Figura 6.5: Curvas de capacidade (X, +, U), (Y, +, U), (X, +, T) e (Y, +, T), (as curvas são interrompidas quando se atinge o d_u).

Na Figura 6.6 está representado o padrão de dano para duas análises estáticas não lineares, ambas para a direção em X sentido positivo, diferindo no tipo de distribuição de forças laterais, uniforme ou triangular, para a situação de deslocamento último.

Na fachada de tardoz do edifício, a distribuição triangular é muito mais exigente, sobretudo para os pisos superiores, como seria expectável. Ambas as distribuições de forças, apresentam semelhantes padrões de dano nos primeiros dois pisos, com a diferença de a distribuição triangular exibir na quase totalidade dos

nembos dos últimos pisos, plastificações por corte ou flexão, e também a totalidade dos lintéis nos últimos pisos encontrarem se colapsados por flexão.

Na fachada do edifício, a diferença do padrão de dano para estas duas distribuições é diminuta, apenas se sublinha o colapso por flexão de um lintel de um piso intermédio para o caso da distribuição triangular.

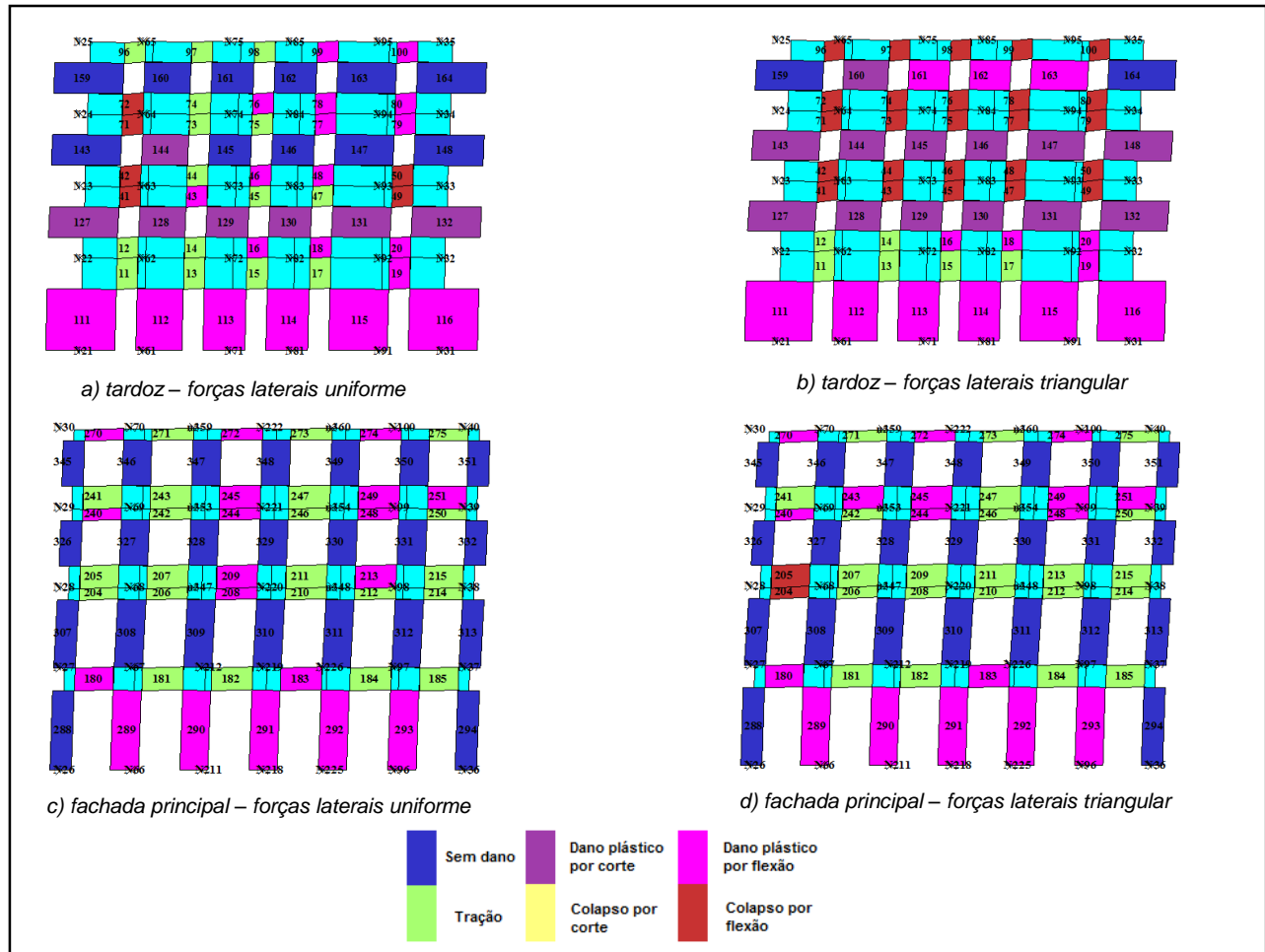
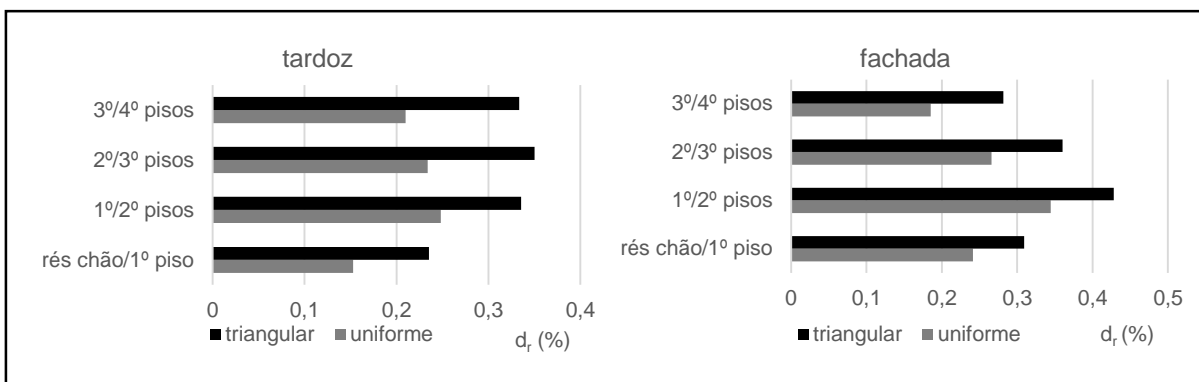


Figura 6.6: Padrão de dano para a situação de d_u , (fator de ampliação igual a 10).

Na Figura 6.7, compara-se o deslocamento horizontal relativo de pontos pertencentes à fachada de tardoz e à fachada principal para as duas distribuições de forças de inércia. A distribuição triangular impõe maiores deslocamentos relativos que a distribuição uniforme, para as duas paredes. Essa diferença é maior nos pisos superiores do que nos pisos inferiores. Todos os deslocamentos relativos são menores que o disposto pelo EC 8.



a) fachada de tardoz

b) fachada principal

Figura 6.7: Deslocamento relativo entre pisos para forças de inércia uniforme e triangular correspondente a d_r .

6.1.3 – Análise das curvas de capacidade e distribuição de danos para diferentes sentidos

Na Figura 6.8, estão representadas quatro curvas de capacidade resistente, (X, +, U), (X, -, U) e conjuntos (Y, +, U) e (Y, -, U).

A capacidade resistente na direção X pouco varia para ambos os sentidos. Isto explica-se pelo conjunto dos três edifícios, à exceção de poucas paredes ser praticamente simétrica em relação ao eixo Y. A estrutura não é simétrica em torno do eixo X, devido sobretudo à presença das caixas de escadas, pelo que as curvas de capacidade resistente na direção Y, para ambos os sentidos são diferentes. Apesar de para o sentido negativo na direção Y, as forças de corte basal atingirem valores superiores, o deslocamento último é menor do que para o sentido positivo.

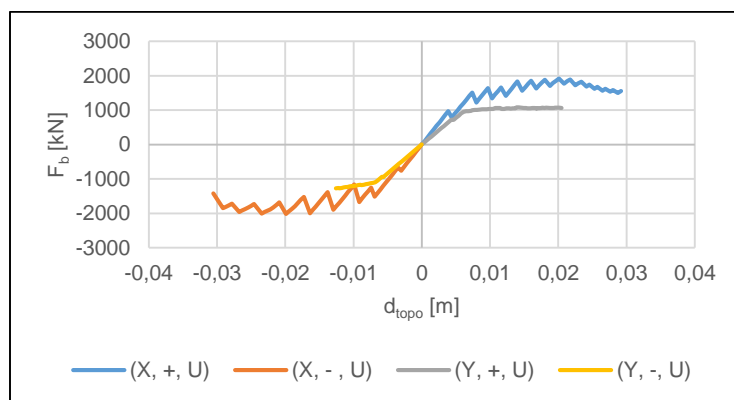


Figura 6.8: Curvas de capacidade resistente (X, +, U), (X, -, U), (Y, +, U) e (Y, -, U), (as curvas são interrompidas quando se atinge o d_u).

Na Figura 6.9 está representado o padrão de dano para duas análises sísmicas, ambas com a direção sísmica em X, distribuição de forças de inércia uniforme, diferindo no sentido do sismo atuante.

Ambas as fachadas principal e de tardoz, apresentam um padrão de danos aproximadamente simétrico, sendo que na fachada do edifício, o dano nos nembos é igual. Na fachada de tardoz, o dano nos nembos

é quase simétrico, tendo apenas uma diferença na plastificação por corte de um nembro no último piso (el. 160). A distribuição de dano pelos lintéis, é quase simétrica.

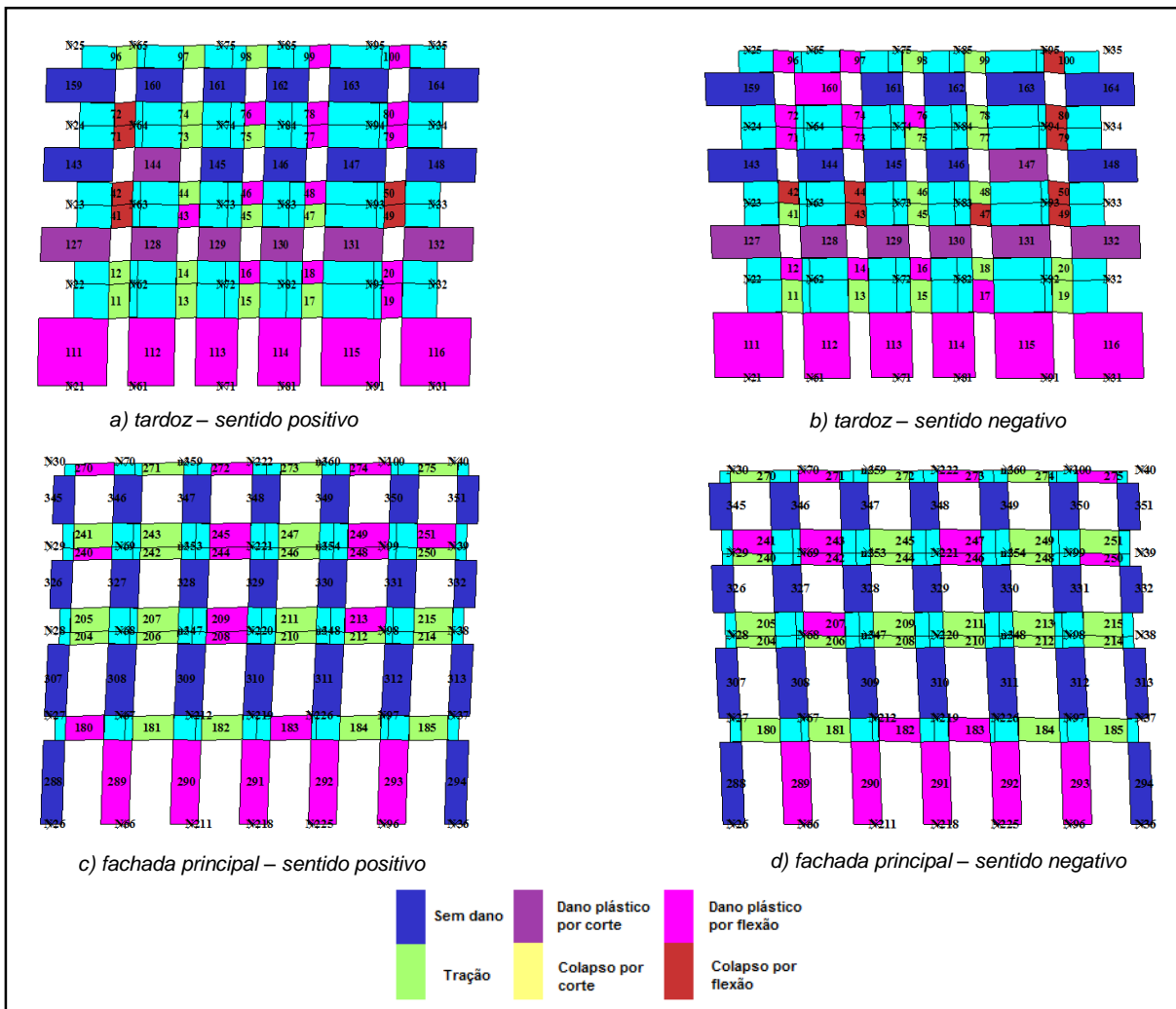


Figura 6.9: Padrão de dano para a situação de d_u (fator de ampliação igual a 10).

Na Figura 6.10, apresenta-se o andamento da distorção angular numa secção da fachada de tardoz mais solicitada, composta entre os nós 24, 64, 23 e 63. Os valores são semelhantes, com um ligeiro aumento de distorção angular no caso do sismo com sentido positivo, nunca chegando a ultrapassar para os dois casos, o valor de 1/600.

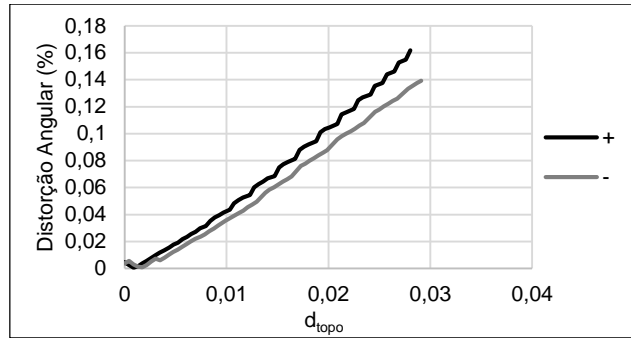


Figura 6.10: Evolução da distorção angular numa secção da fachada de tardoz mais danificada para direções positivas e negativas.

Na Figura 6.11, compara-se o deslocamento horizontal relativo de pontos pertencentes à fachada de tardoz e à principal para os dois sentidos da ação sísmica. O deslocamento foi normalizado segundo a altura dos pisos e é expresso em percentagem.

Verifica-se que a diferença entre o deslocamento relativo entre pisos para os dois sentidos é reduzida, sendo que o sentido negativo, apresenta deslocamentos relativos de pisos ligeiramente superiores que para o sentido positivo.

Estes resultados devem-se à simetria do edifício para a ação sísmica com a direção X.

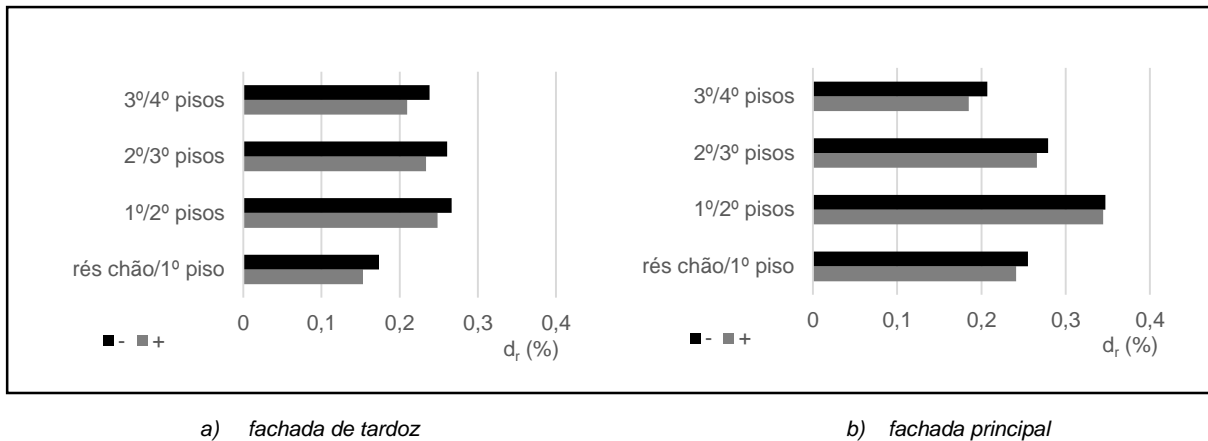


Figura 6.11: Deslocamento relativo entre pisos para direções sísmicas positivas e negativas na situação quando se atinge o d_u .

Na Figura 6.12 está representado o padrão de dano para duas análises sísmicas, ambas com a direção sísmica em Y, distribuição de forças laterais triangular, diferindo no sentido do sismo atuante (Y, +/-, U).

O modo de colapso é em tudo semelhante para os dois sentidos, plastificação por corte no nêmo da base e colapso por corte no nêmo do 1º piso, para a parede lateral P5.

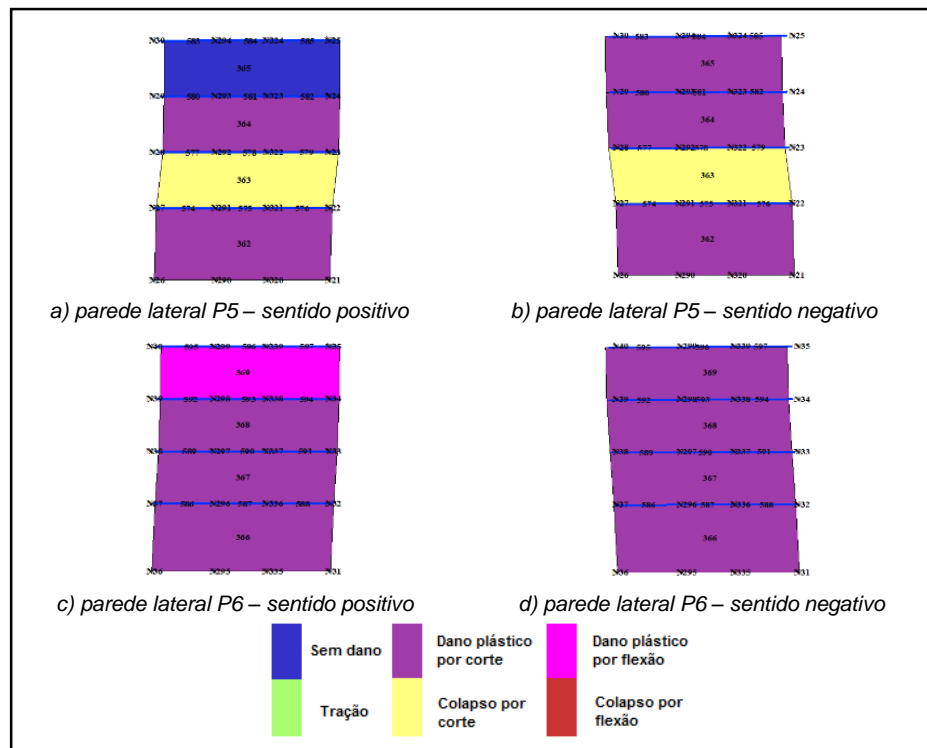


Figura 6.12: Padrão de dano para a situação de d_{iv} , (fator de ampliação igual a 10).

Na Figura 6.13, apresenta-se o andamento da inclinação do nembo do 1º piso da parede lateral P5. A inclinação do nembo é um pouco maior no caso do sentido negativo, para o caso do deslocamento último da estrutura

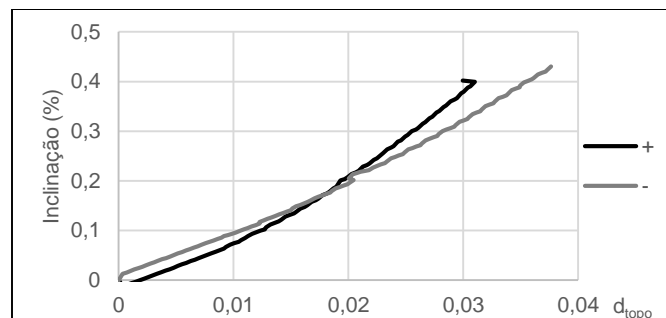


Figura 6.13: Evolução da inclinação do nembo do 1º piso da parede lateral P5 para o sentido sísmico positivo e negativo.

Na Figura 5.14, compara-se o deslocamento horizontal relativo (normalizado segundo a altura dos pisos) de pontos pertencentes à parede lateral P5 do edifício para os dois sentidos da ação sísmica.

Entre o 1º e o 2º piso encontram-se os maiores valores do deslocamento relativo entre pisos para ambos os sentidos, valores superiores a 0,6% (EC 8), o que sugere um mecanismo de colapso do tipo *soft storey* entre o 1º e o 2º piso. Existe maiores diferenças para o valor do deslocamento relativo entre pisos para os pisos superiores, o sentido positivo tem pouca ou nenhuma inclinação no último piso, sendo que o nembo do último piso da parede P5, encontra-se sem dano, o mesmo não sucede para o sentido negativo.

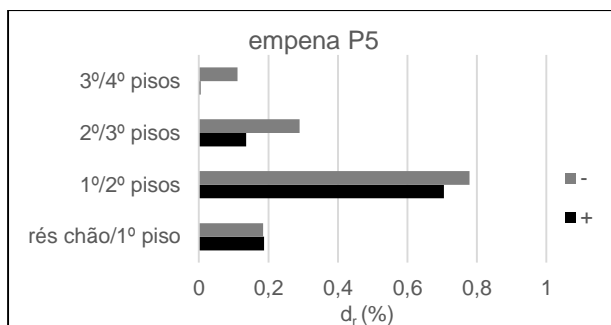


Figura 6.14: Deslocamento relativo entre pisos para a direção Y e para os dois sentidos positivo e negativo medido numa das empenas (parede lateral P5), quando se atinge o d_u .

6.2 – Capacidade resistente do edifício para diferentes valores da distorção angular

Cada conjunto anteriormente analisado, divide-se na presente secção, em três análises diferentes do edifício: para uma situação de não assentamento, e para dois valores de distorção angular ($\beta = 1/700$, $1/400$). Os valores de distorção angular considerados ($\beta = 0$, $1/700$, $1/400$) têm por base o estudo de assentamentos no capítulo 3. Relembre-se que para todas as análises considerou-se um $G = 500$ MPa para a modelação dos pisos.

6.2.1 – Curvas de capacidade e distribuição de danos para (X, +, U)

Na Figura 6.15, está representado o conjunto de curvas de capacidade resistente para diferentes valores de distorção angular, correspondentes a (X, +, U). Observa-se que a curva para um $\beta = 0$, apresenta maiores valores de força de corte basal máxima e atinge maiores deslocamentos últimos. A rigidez das curvas para $\beta = 0$ e $1/700$ é semelhante, contudo diminuí para a curva $\beta = 1/400$.

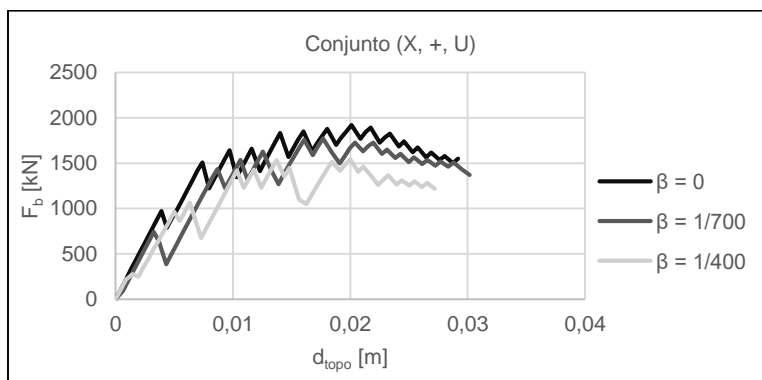


Figura 6.15: Curvas de capacidade do conjunto (X, +, U) para $\beta = (0, 1/700$ e $1/400)$.

Na Figura 6.16 está representado o padrão de dano para (X, +, U) e para $\beta = 0$, $1/700$, $1/400$ (assentamento do tipo A).

Para a imposição à estrutura de uma distorção angular de $1/700$, imediatamente após o assentamento, metade dos nembros dos pisos superiores da fachada de tardoz plastificam por corte, e o lintél (el. 77)

colapsa por corte. No caso de uma distorção angular de 1/400, apenas dois nembos plastificam por flexão e vários lintéis ou plastificam e colapsam por flexão, ou colapsam por corte. A fachada do edifício mantém o seu padrão de dano comparativamente à situação de imposição do peso próprio à estrutura.

Na situação de pré-colapso, quando a estrutura atinge o deslocamento último, em relação à fachada principal do edifício, a imposição do assentamento provoca a plastificação/colapso por flexão de mais lintéis do que na situação de não assentamento, sendo igual a distribuição (número e posição) de nembos para a situação de não assentamento e de distorção angular imposta de 1/700. No caso de uma distorção de 1/400, os nembos da fachada principal encontram-se sem dano, embora os lintéis sejam mais solicitados do que para a distorção de 1/700. Isto deve-se sobretudo à menor ductilidade global da estrutura aquando a imposição de uma distorção angular de 1/400 em relação às outras duas situações.

No caso dos lintéis da fachada de tardo do edifício, a imposição de uma distorção de 1/700 ou de 1/400 provoca colapsos por corte/flexão na totalidade dos lintéis da fachada de tardo, enquanto que na situação de não assentamento, tem-se poucos lintéis colapsados e muitos lintéis plastificados por flexão. Os nembos do piso térreo e 1º piso da fachada de tardo do edifício, encontram-se todos plastificados, tanto para a situação de não assentamento, como para uma distorção de 1/700. Para pisos superiores, os nembos plastificados são os que plastificaram logo após o assentamento (distorção de 1/700). Para a distorção de 1/400 apenas três nembos da fachada encontram-se plastificados, isto deve-se sobretudo à perda de ductilidade da estrutura devido ao assentamento diferencial submetido.

Na Figura 6.17, comparam-se o parâmetro de dano *drift* (%) de dois lintéis, para a situação de não assentamento, de imposição de uma distorção angular à estrutura de 1/700 e de 1/400. A diferença entre estes dois lintéis escolhidos para análise reside no dano, lintél 71 colapsa para todas as três situações, e o lintél 78 apenas colapsa para a situação de distorção angular. A imposição do assentamento à estrutura dá-se até ao subpasso 150, sendo que para subpassos posteriores, regista-se a análise *pushover*.

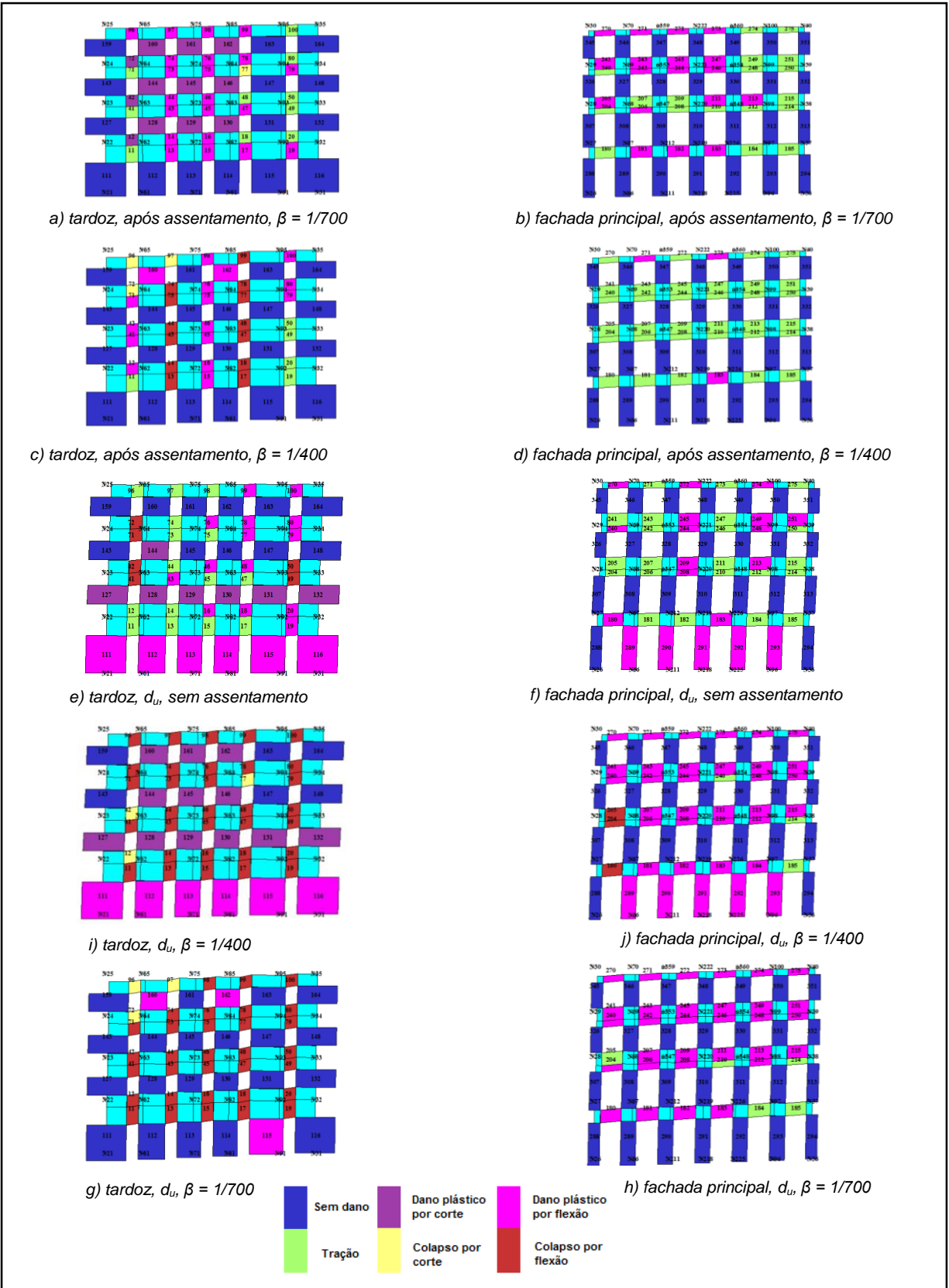
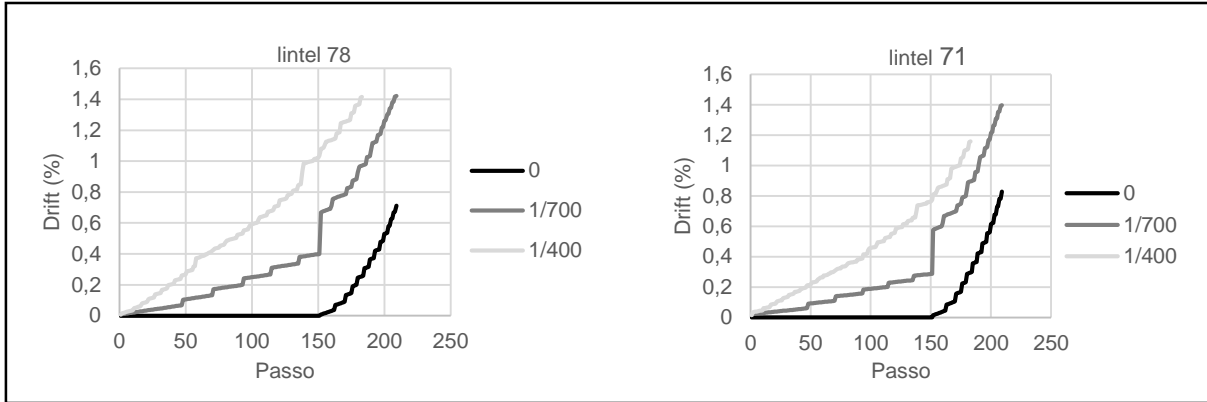


Figura 6.16: Padrões de dano para as situações de imediatamente após à imposição do assentamento, e em que se atinge o d_u , (fator de ampliação igual a 10).

Na imposição do assentamento, (subpasso até 150), o drift dos lintéis é superior e aumenta a uma velocidade maior (inclinação da curva superior) para uma distorção angular de 1/400 do que para 1/700. Durante a análise *pushover*, o drift dos lintéis, continua a ser superior para o caso de uma distorção de 1/400, contudo, a inclinação das três curvas é semelhante, (taxa de variação semelhante).



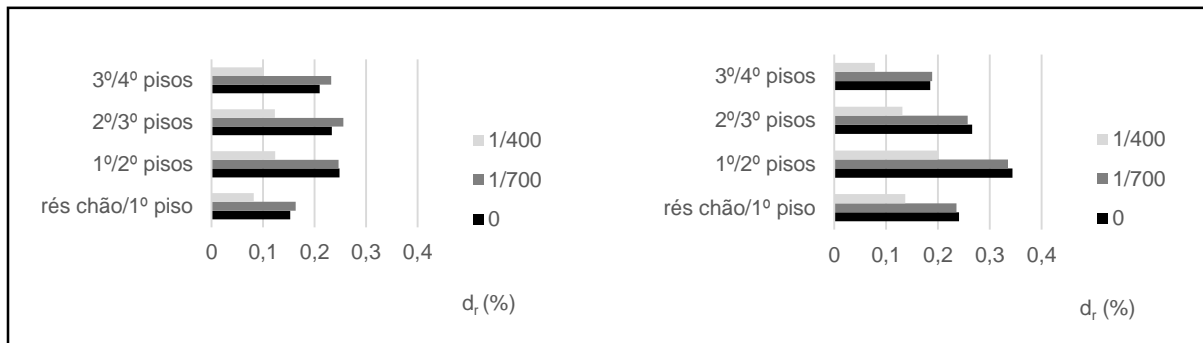
a) lintel 78

b) lintel 71

Figura 6.17: Evolução do drift para diferentes valores de distorção angular, ($du = 210$, $\beta = 0$ e $1/700$) e ($du = 205$, $\beta = 1/400$).

Na Figura 6.18, compara-se o deslocamento horizontal relativo de pontos pertencentes à fachada de tardoaz e à principal para as três situações anteriormente especificadas.

As diferenças entre a situação de não assentamento e imposição de uma distorção de 1/700 são diminutas, sendo que para estas duas situações, o deslocamento relativo entre pisos é maior entre o 1º e o 2º piso. Já na situação de uma distorção de 1/400, o deslocamento relativo dos pisos é substancialmente menor do que nas outras duas situações, devido à perda de ductilidade, o que pode conduzir a um modo de colapso não global.



a) fachada de tardoaz

b) fachada principal

Figura 6.18: Deslocamento relativo entre pisos para diferentes valores da distorção angular na situação em que se atinge o d_u .

6.2.2 – Curvas de capacidade e distribuição de danos para (Y, +, U)

Na Figura 6.19, está representado o conjunto de curvas de capacidade resistente (Y, +, U), para diferentes valores de distorção angular. Observa-se que a curva para um $\beta = 0$, apresenta maiores valores de força de corte basal máxima e atinge maiores deslocamentos últimos. A rigidez das curvas pouco se altera para os vários valores de distorção angular

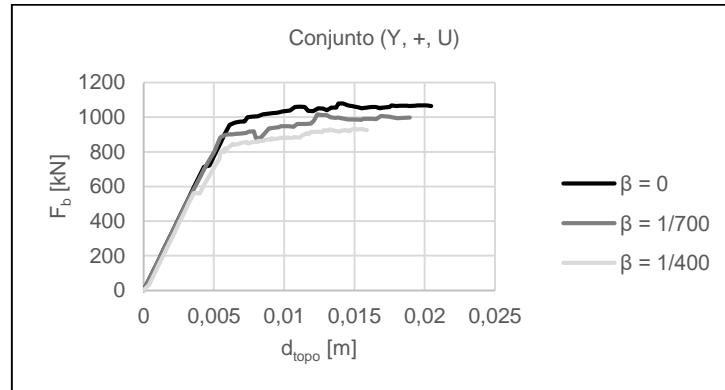


Figura 6.19: Curvas de capacidade do conjunto (Y, +, U) para $\beta = (0, 1/700 \text{ e } 1/400)$.

Na Figura 6.20 está representado o padrão de dano para uma análise sísmica, com a direção sísmica em Y, sentido positivo, distribuição de forças de inércia uniforme, para três situações, sem assentamento imposto, distorção angular de 1/700 e de 1/400.

Após a imposição do assentamento, a parede lateral P5 não apresenta danos, tanto para uma distorção angular de 1/700 e de 1/400, apenas a parede lateral P6 têm o nembro do ultimo piso plastificado por flexão, para uma distorção de 1/700.

A fase plástica das curvas *pushover* obtidas para estas três análises, começa com a plastificação por corte do nembro da base da parede lateral P5. Para o caso da situação de não assentamento e distorção de 1/700, a plastificação por corte dos nembros da base dá-se no mesmo passo para as duas paredes laterais. Já para a situação em que se impõe uma distorção angular de 1/400, o nembro da base da parede P5 plastifica antes do que o nembro da base da parede P6: isto deve-se à parede P5 sofrer um assentamento uniforme e a parede P6 não ter assentamento.

O colapso das três análises dá-se com o colapso por corte do nembro da base da parede P5. Na situação de não assentamento, o colapso por corte do referido nembro, acontece no mesmo passo, tanto para a parede P5 como para a parede P6. Na situação da distorção de 1/700 e 1/400, no momento do colapso do nembro da base da parede P5, o nembro da base da parede P6, encontra-se plastificado por corte. O modo de colapso do edifício é do tipo *soft storey* na base do edifício, independentemente da existência de assentamentos no edifício.

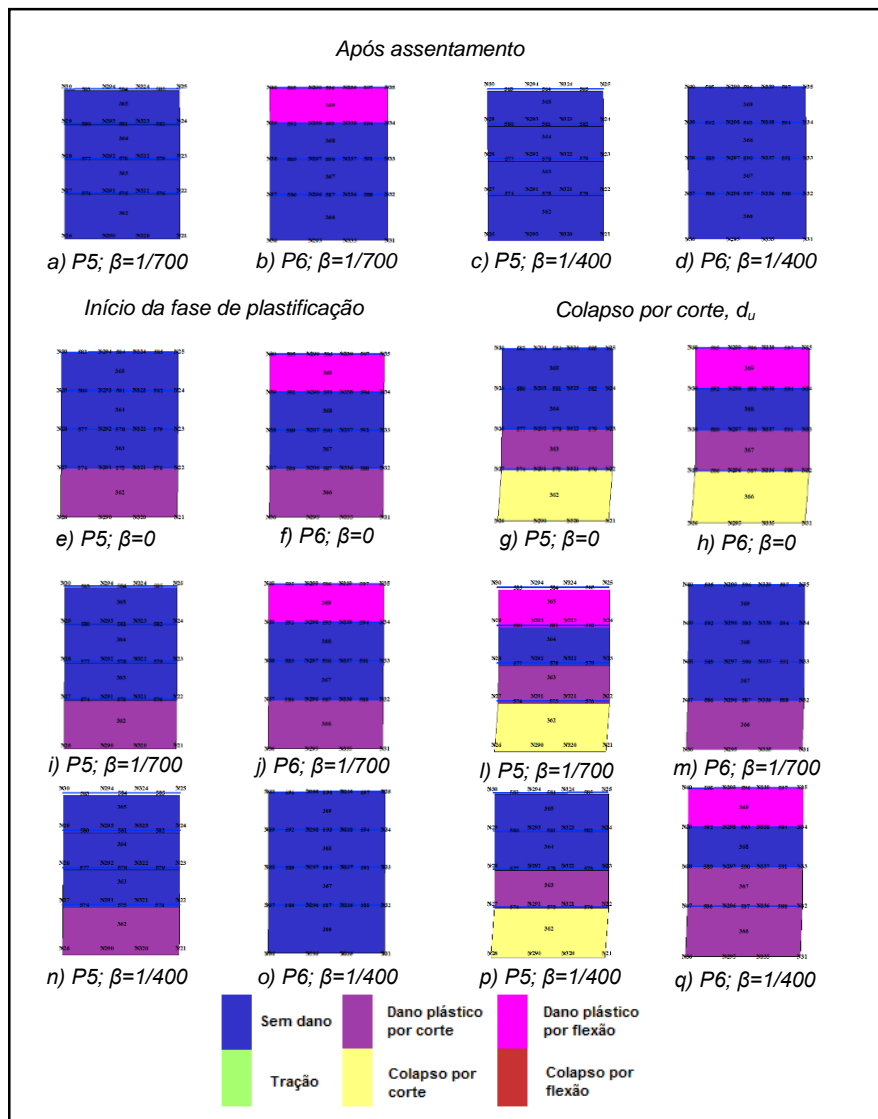


Figura 6.20: Padrões de dano nas situações de após assentamento, início da fase de plastificação e de pré-colapso (d_u) para $\beta = (0, 1/700 \text{ e } 1/400)$.

Na Figura 6.21, compara-se o deslocamento horizontal relativo dos nós para a parede lateral P5, na situação de em que se atinge o deslocamento último. A diferença entre o deslocamento relativo dos pisos para as três situações é diminuta, sendo que esses valores na base são visivelmente mais elevados no rés-chão/1º piso, correspondente ao nêmo da base da parede lateral P5, aproximando-se do valor proposto de pré-colapso de 0,6% pelo EC 8.

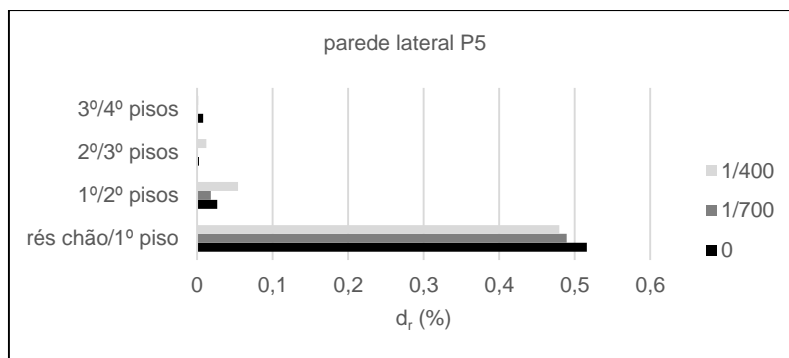


Figura 6.21: Deslocamento relativo entre pisos para diferentes valores da distorção angular na situação em que se atinge o d_u .

Para esta configuração de assentamento, tipo A, para uma distorção angular de 1/700 corresponde a um assentamento da empena (fachada lateral) do edifício de 2,5 cm e para um valor de distorção angular de 1/400, corresponde a um assentamento de 4,3 cm.

6.3 – Avaliação do desempenho sísmico do edifício Pombalino - Método N2

Para o estudo do desempenho sísmico do edifício em estudo inserido no quarteirão, vai-se comparar, neste trabalho, o deslocamento último do edifício, com o deslocamento obtido por uma dada intensidade da ação sísmica (definida regulamentarmente).

O deslocamento de desempenho (deslocamento objetivo, alvo) para a ação sísmica regulamentar, é calculado a partir do Método N2, preconizado no EC 8 (CEN, 2010). A verificação de segurança reside em assegurar se o deslocamento último da estrutura, (d_u), é superior ao deslocamento alvo (d_t).

A partir das curvas de capacidade anteriormente obtidas, que relacionam a força de corte basal – deslocamento de topo, transformaram-se em curvas correspondentes a sistemas de um grau de liberdade equivalente, a partir de um fator de transformação, calculado diretamente pelo programa TREMURI. Esta transformação é fundamental, já que o espectro de resposta corresponde à resposta máxima de um sistema de um grau de liberdade.

Posteriormente foi realizada a bi-linearização de acordo com o disposto na Norma Italiana (NTC, 2008) por ser mais apropriado às estruturas de alvenaria do que o EC 8, (CEN., 2010). Que consiste na idealização elasto-perfeitamente plástica das curvas de capacidade. Esta bi-linearização realizou-se de acordo com os seguintes critérios:

- Assumiu-se que o deslocamento último da estrutura quando possível, corresponde a 80% da força máxima de corte na base, de acordo com o disposto no EC 8, que corresponde à situação de pré-colapso da estrutura.
- A rigidez inicial do sistema idealizado, é calculada a partir do ponto da curva de capacidade, em que se atinge 70% da força máxima de corte basal.

- A força de cedência do sistema idealizado é determinada, assegurando que as áreas por baixo das curvas de capacidade (do sistema idealizado e anterior) são iguais.

- O deslocamento alvo é determinado a partir da interseção do sistema idealizado (força – deslocamento) com o espectro de resposta elástico definidor da ação sísmica.

Foram realizadas as verificações de segurança para os dois tipos de ação sísmica regulamentares, sismo tipo 1 (sismo de magnitude elevada e grande distância focal) e sismo tipo 2 (sismo de magnitude moderada e pequena distância focal).

A Baixa Pombalina insere-se numa zona sísmica 1.3 e 2.3, para a ação sísmica tipo 1 e 2 respetivamente. O edifício tem uma classe de importância II. Definiu-se um solo de fundação do tipo C, e um coeficiente de amortecimento de 5% (CEN., 2010).

A Figura 6.22 apresenta os valores do quociente d_u/d_t , para os oito conjuntos de análises anteriormente analisados. Consta-se que o sismo tipo 1 é mais penalizador do que o sismo tipo 2 para a estrutura em estudo.

Observa-se que na direção X, o desempenho sísmico (quociente d_u/d_t), é menor para o sentido negativo do que para o sentido positivo. Já para a direção Y, acontece o contrário. Para a situação de não assentamento (distorção angular nula), três das oito análises não verificam a segurança, para uma distorção angular de 1/700, três das oito análises não verificam a segurança e para uma distorção angular de 1/400, seis das oito análises não verificam a segurança.

Observa-se para ambas as direções (para forças laterais com distribuição uniforme a atuarem), o desempenho sísmico (quociente d_u/d_t), é menor para o sentido negativo do que para o sentido positivo. Na direção Y, (para forças de distribuição lateral triangular), o desempenho sísmico é menor para o sentido positivo do que para o sentido negativo. Para a situação sem assentamento (distorção angular nula), apenas uma das oito análises não verifica a segurança, para uma distorção angular de 1/700, todas as oito análises verificam a segurança e para uma distorção angular de 1/400, cinco das oito análises não verificam a segurança.

Para uma situação de assentamento com um valor de distorção angular de 1/400, o edifício pombalino é mais vulnerável do que para uma distorção angular de 1/700 ou situação de não assentamento.

Relembra-se o facto de todas estas análises serem obtidas com um módulo de distorção de pisos de 500 MPa (piso aproximadamente rígido). Assim, para valores inferiores do módulo de distorção (pisos flexíveis, mais realista), os resultados seriam ainda mais desfavoráveis.

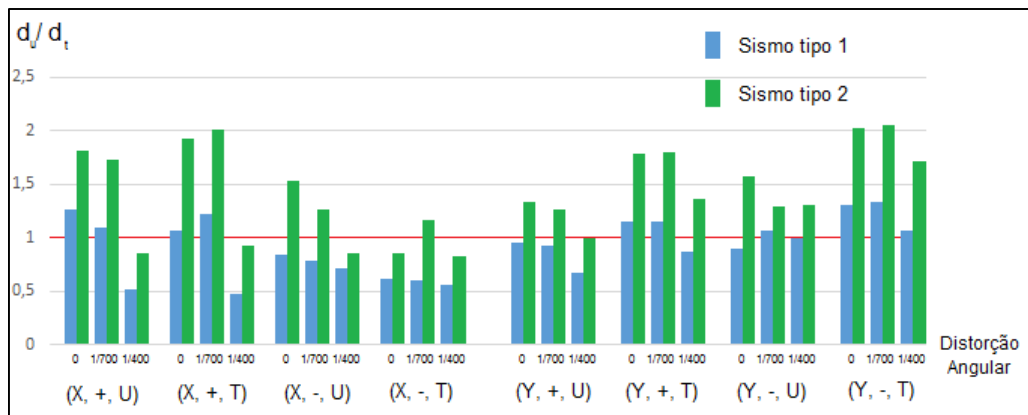


Figura 6.22: Valores do quociente entre o deslocamento último e alvo referentes aos sismos tipo 1 e 2 e para os oito conjuntos de análises, em função dos valores de distorção angular.

A Tabela B.1, do ANEXO B mostra os valores obtidos do quociente entre o deslocamento último e o deslocamento alvo, para os oito conjuntos de análises *pushover* referidos anteriormente.

7 – Conclusões e desenvolvimentos futuros

7.1 – Conclusões

A Baixa de Lisboa é uma das zonas mais emblemáticas da cidade, tem havido, nos últimos anos uma melhoria relativamente à conservação dos edifícios que compõem a Baixa Pombalina.

O terreno da baixa lisboeta é composto essencialmente por três estratos: aterros, Aluviões e Miocénico. Nos aterros não existe uma correlação entre a profundidade e o aumento do número de pancadas. As Aluviões são classificadas de muito moles a consistência média e foi registado um aumento do número de pancadas com a profundidade. As argilas pertencentes aos terrenos do Miocénico são classificadas como duras.

Não se conseguiu determinar uma relação de percolação de água do Miocénico para as Aluviões, ou vice-versa. Também não existe uma correlação dos movimentos verticais do terreno com as variações das cotas dos níveis freáticos, tanto no Miocénico como nas Aluviões. Sendo o terreno da baixa lisboeta característico de um regime hidrogeológico de elevada complexidade.

Concluiu-se que os assentamentos aumentam com maiores espessuras da camada aluvionar.

Com base na análise dos registos de movimentos, identificaram-se três tipos de comportamento distinto. O grupo A apresenta um comportamento estabilizado, sem tendências visíveis de aumento de assentamento. O grupo B com uma tendência de aumento de assentamento, mas com valores de distorção angular inferiores a 1/1500, e um grupo C com uma tendência de aumento de assentamento e com valores de distorção angular entre os 1/700 e os 1/400.

A reduzida rigidez dos pisos leva à perda de capacidade resistente e de rigidez do edifício, assim como a uma menor diferença entre a contribuição para a força de corte basal total por parte da fachada principal e de tardoz. Sendo que estas paredes, juntamente com as empenas para a direção sísmica perpendicular, são as que mais contribuem para a força de corte basal total.

A configuração de assentamento C, assentamento de um ponto, tendo as fachadas e as empenas assentamentos diferenciais, é a que mais condiciona a capacidade resistente do edifício.

Devido à configuração retangular do conjunto dos três edifícios, o edifício apresenta maior rigidez e capacidade resistente na direção X (direção das fachadas) que na direção Y (direção das empenas). Quando sujeito a uma configuração de forças laterais triangular, o edifício apresenta maiores deslocamentos últimos, embora menor força de corte basal e rigidez, que quando sujeito a uma configuração de forças uniforme. Os danos dos elementos dos pisos superiores, assim como o deslocamento horizontal entre os pisos superiores, são maiores para a configuração triangular.

Na direção Y o edifício apresenta maior capacidade resistente para o sentido negativo devido à localização periférica das caixas de escadas. Para a outra direção, a capacidade resistente do edifício pouco varia para ambos os sentidos, devido à estrutura apresentar uma simetria em y.

A resistência sísmica e a ductilidade são significativamente afetadas, quando a estrutura é anteriormente sujeita a assentamentos diferenciais. Sobretudo para uma distorção angular de 1/400. Constata-se que o edifício não verifica a segurança sísmica pelo critério do Método N2, independentemente se registar ou não, assentamentos prévios na estrutura. O sismo tipo 1 é mais gravoso que o sismo tipo 2 para o edifício em estudo.

Ambas as fachadas e empenas do edifício apresentaram danos mais elevados, à medida que era imposto maiores assentamentos diferenciais (danos calculados por métodos empíricos - LTSM ou numéricos - TREMURI). As fachadas apresentaram para distorções angulares de 1/700 e de 1/400, categorias de dano ligeiro e moderado, respetivamente, obtidos a partir do método empírico LTSM.

7.2 – Desenvolvimentos Futuros

Resolver os problemas de convergência no TREMURI, do edifício Pombalino em análise.

Propostas de reforço para os pisos dos edifícios Pombalinos.

Análise de um edifício Pombalino com vistorias exterior e interior de danos e deformações, e consequente comparação com os valores calculados por métodos numéricos e empíricos.

Realizar uma análise do edifício Pombalino para valores de distorção angular mais exigentes, que correspondem à previsão efetuada.

Referências Bibliográficas

3Muri *Program*, S.T.A. Data, versão 2.0.22. Universidade de Génova

Almeida, F. M. (1986). Carta geológica do concelho de Lisboa. Serviços Geológicos de Portugal. Lisboa.

Amado, J. C. (1966). História de Portugal – 1º volume. Gris, Impressores, S. A. R. L. Lisboa.

Boscardin, M.D., Cording, E.G., (1989). *Building response to excavation-induced settlement*. J. Geotechn. Engg., ASCE , 115(1), pp 1-21.

Burland, J.B., (1995). *Assessment of risk of damage to buildings due to tunnelling and excavations*. Invited special lecture to IS-Tokyo '95; 1st Int. Conf. On Earthquake Geotechn. Engrg.

Burland, J.B., Wroth, C.P., (1974). *Settlements of buildings and associated damage*. State of the art. Review. Conf. On settlement of structure. Cambridge, Pentech Press, London, pp 611-654.

Cattari, S., & Lagomarsino, S. (2012). *Seismic assessment of mixed masonry-reinforced concrete buildings by non-linear static analyses*. Earthquakes and Structures, Vol. 4, No. 3 (2013) 241-264, University of Genoa, Italy.

CÊGÊ. Monitorização de Níveis Freáticos na Baixa Pombalina de Lisboa. Câmara Municipal de Lisboa, Relatórios de Leituras Regulares: 2004-A (fevereiro de 2004); 2004-B (março de 2004); 2004-C (abril de 2004); 2004-D (maio de 2004); 2004-E (junho de 2004); 2004-F (julho de 2004); 2004-G (agosto de 2004); 2004-H (setembro de 2004); 2004-I (outubro de 2004); 2004-J (novembro de 2004); 2004-L (dezembro de 2004); 2005-A (janeiro de 2005); 2005-B (abril de 2005); 2005-C (julho de 2005); 2005-D (agosto de 2005); 2005-E (setembro de 2005); 2005-F (outubro de 2005); 2006-A (maio de 2006); 2006-B (junho de 2006); 2006-C (julho de 2006); 2006-D (agosto de 2006); 2006-E (setembro de 2006); 2006-F (outubro de 2006); 2006-G (novembro de 2006); 2007-A (janeiro de 2007); 2007-B (fevereiro de 2007); 2008-A (outubro de 2008); 2010-A (setembro de 2010) e 2010-B (dezembro de 2010).

CÊGÊ. Monitorização Topográfica de Assentamentos na Baixa Pombalina de Lisboa. Câmara Municipal de Lisboa, Relatórios de Leituras Regulares: 2004-a (abril de 2004); 2004-b (maio de 2004); 2004-c (junho de 2004); 2004-d (julho de 2004); 2004-e (setembro de 2004); 2004-f (novembro de 2004); 2005-a (janeiro de 2005); 2005-b (abril de 2005); 2005-c (maio de 2005); 2005-d (agosto de 2005); 2005-e (outubro de 2005); 2006-a (maio de 2006); 2006-b (julho de 2006); 2006-c (setembro de 2006); 2006-d (novembro de 2006); 2007-a (janeiro de 2007); 2007-b (março de 2007); 2008-a (outubro de 2008); 2010-a (setembro de 2010) e 2010-b (dezembro de 2010).

CEN., 2010. NP EN 1998-1: Eurocódigo 8 - Projecto de Estruturas para resistência aos sismos. Parte1: Regras gerais, acções sísmicas e regras para edifícios, Instituto Português da Qualidade. European Committee for Standardization.

Henriques, M. J., Coelho, J., Vieira, J., Candeias, H., & Catrau, F. (2009). O sistema para controlo de deslocamentos verticais da ala ocidental do Terreiro do Paço. 2º Encontro Nacional de Geodesia Aplicada, Laboratório Nacional de Engenharia Civil.

Lagomarsino, S., Galasco, A., Penna, A., & Cattari, S., (2008). *TREMURI Program: Seismic Analysis Program for 3D Masonry Buildings - TREMURI User Guide*.

Lopes, M., Bento, R., (2005). A Construção Pombalina. Curso de Verão “História e Ciência da Catástrofe”, Instituto de História Contemporânea.

Mateus, J. M. (2005). Baixa Pombalina: bases para uma intervenção de salvaguarda. Câmara Municipal de Lisboa

Morais, L. F. (2015). Revitalização da Baixa Pombalina: Proposta de Humanização. Tese de Mestrado em Arquitetura, Instituto Superior Técnico, Universidade Técnica de Lisboa.

Netzel, H., (2009). *Building Response due to Ground Movements*. IOS Press, The Netherlands.

NTC., (2008). *Norme Tecniche per le Costruzioni*. Decreto Ministeriale. Official Gazette. Itália.

Renda, H. (2016). Danos em edifícios de alvenaria provocados por movimentos do terreno: Análise de um edifício Pombalino da baixa lisboeta. Tese de Mestrado em Engenharia Civil, Instituto Superior Técnico, Universidade Técnica de Lisboa.

Salgado, F. (2008). Geotecnia em obras de reabilitação e reparação. Incidente no túnel do metropolitano no Terreiro do Paço em junho de 2000. Congresso Nacional de Geotecnia. VBI, Covilhã.

Anexo A – Perfis geológicos

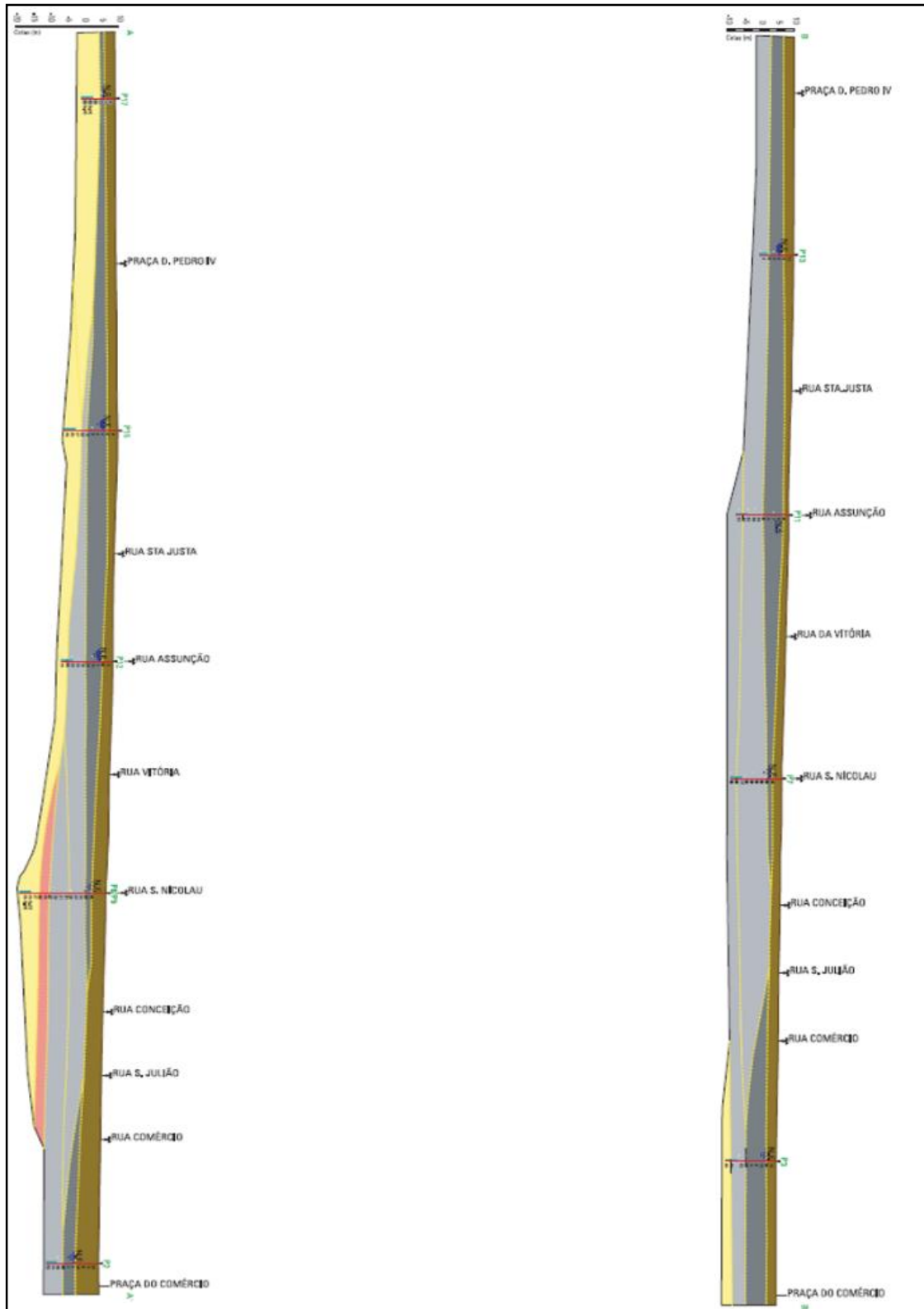


Figura A.1: Perfis geológicos AA' e BB' (Mateus, 2005).

Anexo B – Valores do quociente d_u/d_t para os oito conjuntos de análises

Tabela B.1: Valores do quociente entre o deslocamento último e alvo referentes aos sismos tipo 1 e 2 e para os oito conjuntos de análises realizados.

d_u/d_t	Distorção angular	Sismo	
		tipo 1	tipo 2
(X; +; U)	0	1,26	1,82
	1/700	1,09	1,73
	1/400	0,51	0,85
(X; +; T)	0	1,07	1,93
	1/700	1,22	2,01
	1/400	0,48	0,92
(X; -; U)	0	0,84	1,53
	1/700	0,78	1,27
	1/400	0,72	0,86
(X; -; T)	0	0,61	0,86
	1/700	0,6	1,17
	1/400	0,56	0,82
(Y; +; U)	0	0,95	1,34
	1/700	0,92	1,27
	1/400	0,67	0,99
(Y; +; T)	0	1,15	1,78
	1/700	1,15	1,8
	1/400	0,87	1,36
(Y; -; U)	0	0,9	1,57
	1/700	1,06	1,29
	1/400	1	1,3
(Y; -; T)	0	1,31	2,02
	1/700	1,33	2,06
	1/400	1,07	1,71