

COMPORTAMENTO PARA FORA DO PLANO DE ELEMENTOS DE ALVENARIA SUBMETIDOS A AÇÕES HORIZONTAIS

ANDRÉ MENDES LOPES

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

Orientador: Professor Doutor João Paulo Sousa Costa de Miranda Guedes

Coorientador: Professor Doutor Alexandre Aníbal Meira Guimarães da Costa

MARÇO DE 2021

MESTRADO INTEGRADO EM ENGENHARIA CIVIL 2020/2021

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

Tel. +351-22-508 1901

Fax +351-22-508 1446

✉ mipec@fe.up.pt

Editado por

FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO

Rua Dr. Roberto Frias

4200-465 PORTO

Portugal

Tel. +351-22-508 1400

Fax +351-22-508 1440

✉ feup@fe.up.pt

🌐 <http://www.fe.up.pt>

Reproduções parciais deste documento serão autorizadas na condição que seja mencionado o Autor e feita referência a *Mestrado Integrado em Engenharia Civil - 2014/2015 - Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2015.*

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

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

Aos meus avós

Tudo alcança aquele que trabalha duro enquanto espera.

Thomas Edison

AGRADECIMENTOS

Ao Professor Doutor João Paulo Miranda Guedes agradeço a confiança em mim depositada em todos os momentos da dissertação, a partilha de conhecimento, a disponibilidade a qualquer hora e a calma e positividade transmitidas que foram essenciais para a realização da dissertação.

Ao Professor Doutor Alexandre Costa agradeço o conhecimento partilhado, o constante acompanhamento, a total disponibilidade e a calma e confiança transmitida para superar os diferentes desafios naturais de uma dissertação de mestrado.

Ao Professor Doutor Vítor Silva expresso o meu sincero agradecimento por ter facultado os acelerogramas utilizados no presente trabalho, pela disponibilidade demonstrada desde cedo e pela partilha de conhecimento que foi fundamental para a conclusão deste estudo.

A toda a equipa do NCREP agradeço a naturalidade com que me acolheram na sua equipa e incluíram nas atividades de inspeção.

Ao João Sampaio agradeço por ter facultado o material necessário para o início do estudo.

Agradeço também ao Carlos Elói e ao José Gonçalves pela ajuda fornecida no que diz respeito à linguagem de programação *Python*.

À minha família, especialmente aos meus avós, agradeço o incondicional apoio e os valores transmitidos desde sempre que permitem que tudo se torne mais fácil, nunca me deixando cair nos momentos de maior aperto.

À minha namorada agradeço por me acompanhar em todos os momentos, incentivando-me sempre a fazer mais e melhor, celebrando os bons momentos e apoiando sempre nos menos bons.

RESUMO

Nos últimos anos, o estudo do comportamento dos edifícios quando sujeitos à ação sísmica tem-se revelado determinante no que diz respeito à mitigação de danos materiais e económicos, multiplicando-se os casos em que os edifícios apresentam danos ligeiros e/ou pouco significativos. Contrastando com estes factos, tem-se verificado a ocorrência de danos graves em elementos não estruturais levando ao seu colapso, causando dano em estruturas adjacentes ou até mesmo na via pública. Estes acontecimentos provocam prejuízos económicos significativos podendo inclusive aumentar o número de feridos e vítimas mortais.

Assim, esta dissertação de mestrado tem como objetivo analisar a vulnerabilidade sísmica de elementos não estruturais de alvenaria do tipo bloco rígido, nomeadamente elementos salientes existentes no topo das fachadas: platibandas, chaminés, esculturas, entre outros elementos.

Para este fim, foram consideradas as características geométricas de elementos não estruturais (blocos) existentes numa base de dados previamente elaborada no âmbito de um estágio de verão realizado pelo autor no gabinete de projeto NCREP, Consultoria em Reabilitação do Edificado e Património, Lda. Foram consideradas 4 famílias tipológicas de blocos e realizadas análises dinâmicas, considerando os blocos poisados no solo e no topo de edifícios antigos de alvenaria da cidade do Porto, recorrendo a um código em *Python*. Além disso, foi também considerado o comportamento linear e não linear de um dos edifícios de forma a perceber-se a influência deste fator na resposta do bloco.

Estes resultados permitiram construir curvas de fragilidade que mostraram que o comportamento dos blocos difere em função das características dos edifícios onde se inserem. Verifica-se também que a consideração do comportamento não linear dos edifícios corresponde ao aumento da vulnerabilidade dos blocos, quando comparada com a análise linear. O estudo mostrou também que blocos mais esbeltos são mais vulneráveis. Por outro lado, quando de igual esbelteza, os blocos com menor altura são mais vulneráveis.

Complementarmente, este estudo mostra que a metodologia do FEMA P-58 para obtenção de curvas de fragilidade para este tipo de elementos resulta numa análise mais conservativa quando comparada com o procedimento utilizado nesta dissertação e que constrói as curvas de fragilidade através dos resultados de análises dinâmicas.

PALAVRAS-CHAVE: elementos não estruturais, bloco rígido, comportamento sísmico, curva de fragilidade, *Python*.

ABSTRACT

In recent years, the study of the behaviour of buildings when subjected to seismic action has proved to be decisive regarding the mitigation of material and economic damage, multiplying the cases in which the buildings present slight and/or insignificant damage. In contrast, it has been observed the occurrence of serious damages in non-structural elements leading to its collapse, causing damage in adjacent structures or even in public roads. These events cause significant economic damage and may even increase the number of injuries and fatalities.

Thus, this master's dissertation aims analysing the seismic vulnerability of non-structural masonry elements of masonry of rigid block type, namely protruding elements existing at the top of the facades: roofs, chimneys, sculptures, among other elements.

For this purpose, the geometric characteristics of non-structural elements (blocks) existing in a database previously constructed in the scope of a summer internship carried out by the author in the design office NCREP, Consultancy in Rehabilitation of Built Heritage, Lda. In particular, 4 typological families of blocks were considered, and dynamic analyses were performed, considering the blocks placed on the ground and on the top of the façade of old masonry buildings in the city of Porto, using a Python code. In addition, the linear and non-linear behaviour of one of the buildings was also considered in order to perceive the influence of this factor on the response of the block.

These results allowed the construction of fragility curves that showed that the behaviour of the blocks differs according to the characteristics of the buildings where they are inserted. It also showed that the consideration of the non-linear behaviour of the buildings corresponds to a higher vulnerability of the blocks, when compared with the linear analysis. The study also showed that slender blocks are more vulnerable. On the other hand, when of equal slimness, blocks with lower height become more vulnerable.

In addition, this study shows that the FEMA P-58 methodology for obtaining fragility curves for this type of elements results in a more conservative analysis when compared to the procedure used in this dissertation and that builds the fragility curves through the results of dynamic analyses.

KEYWORDS: non-structural elements, rigid block, seismic behaviour, fragility curve, Python.

ÍNDICE GERAL

AGRADECIMENTOS	i
RESUMO	iii
ABSTRACT	v
1. INTRODUÇÃO	1
1.1. MOTIVAÇÃO.....	1
1.2. OBJETIVO DO TRABALHO.....	6
1.3. ORGANIZAÇÃO DA DISSERTAÇÃO	6
2. ESTADO DA ARTE.....	9
2.1. EDIFÍCIOS ANTIGOS DE ALVENARIA DO PORTO	9
2.2. Bloco Rígido	11
2.2.1. MOVIMENTO DO BLOCO RÍGIDO	11
2.2.2. IMPACTO DO BLOCO	13
2.2.3. COEFICIENTE SÍSMICO	13
3. CASOS DE ESTUDO	15
3.1. ELEMENTOS NÃO ESTRUTURAIS	15
3.1.1. ANÁLISE ESTATÍSTICA DOS ENE.....	15
3.1.1.1. Medidas de tendência central	17
3.1.1.2. Medidas de dispersão	17
3.1.1.3. Medidas de forma.....	18
3.1.2. APRESENTAÇÃO GRÁFICA DOS RESULTADOS	19
3.1.2.1. Esbelteza.....	19
3.1.2.2. Coeficiente sísmico	20
3.1.2.3. Raio R.....	21
3.1.2.4. Parâmetro de frequência p.....	21
3.1.3. CRUZAMENTO DE DADOS “ α -p”	22
3.2. EDIFÍCIOS DA CIDADE DO PORTO	24
3.2.1. EDIFÍCIO A.....	24
3.2.2. EDIFÍCIO B.....	25
3.2.3. EDIFÍCIO C	26
4. TRANSMISSÃO DA AÇÃO SÍSMICA EM ALTURA	27
4.1. FUNÇÃO DE TRANSFERÊNCIA	27
4.2. ANÁLISE MODAL NO PROGRAMA TREMURI	29

5. ANÁLISE DINÂMICA	35
5.1. PYTHON	35
5.2. ANÁLISE NO SOLO	36
5.3. Análise no Topo	37
5.3.1. EDIFÍCIO A	37
5.3.1.1. Análise linear (AL)	37
5.3.1.2. Análise não linear (ANL)	38
5.3.2. EDIFÍCIO B	39
5.3.3. EDIFÍCIO C	40
5.3.4. DISCUSSÃO DOS RESULTADOS	41
6. FRAGILIDADE DOS ENE	45
6.1. Medidas de Intensidade	45
6.2. Curvas de Fragilidade	48
6.2.1. METODOLOGIA	48
6.2.2. COMPARAÇÃO RESULTADOS NO SOLO E NO TOPO	52
6.2.3. COMPARAÇÃO ANÁLISE LINEAR E NÃO LINEAR	54
6.2.4. COMPARAÇÃO RESULTADOS NO TOPO DAS FACHADAS DOS EDIFÍCIOS	55
6.2.5. FEMA P-58	56
7. CONCLUSÕES	61
7.1. Conclusões	61
7.2. Desenvolvimentos Futuros	62
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	63
ANEXOS	67
Anexo A	68
Anexo A.1	68
Anexo A.2	70
Anexo A.3	72
Anexo A.4	74
Anexo A.5	76
Anexo B	78
Anexo B.1	79
Anexo B.2	83
Anexo B.3	86
Anexo B.4	89

Anexo B.5	92
Anexo C.....	95
Anexo C.1	96
Anexo C.2	101
Anexo C.3	106
Anexo C.4	111
Anexo C.5	116
Anexo D.....	121
Anexo E.....	123
Anexo F.....	127
Anexo F.1.....	127
Anexo F.2.....	132
Anexo F.3.....	145
Anexo F.4.....	150
Anexo F.5.....	155

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1.1 - Número de vítimas mortais devidas a desastres naturais (Ferreira, 2012)	1
Figura 1.2 – Elementos não estruturais de um edifício (www.knowriskproject.com, 2021)	2
Figura 1.3 – Queda de platibandas na cidade de Darfield (www.wikipedia.com, 2020)	3
Figura 1.4 – Queda de platibanda na região de Reggio Emilia (www.wikipedia.com, 2020)	3
Figura 1.5 – Queda de minarete na cidade de Kos (www.wikipedia.com; www.bbc.com, 2021)	4
Figura 1.6 – Torres da catedral de Zagreb (www.xinhuanet.com, 2021)	4
Figura 1.7 – Queda de esculturas em Zagreb (www.gogglemaps.com; www.xinhuanet.com, 2021)	5
Figura 1.8 – Derrube de chaminé danificada (www.surinenglish.com, 2021)	5
Figura 2.1 – Lote tipo e planta tipo da casa Burguesa do Porto (Lopes, 2019)	10
Figura 2.2 – Platibandas da Rua Álvares de Cabral (Lopes, 2019)	10
Figura 2.3 – Platibanda e chaminé na Rua Mouzinho da Silveira (Lopes, 2019)	10
Figura 2.4 – Bloco rígido	11
Figura 3.1 – Histograma e boxplot referentes à esbelteza	20
Figura 3.2 – Histograma e boxplot referente ao coeficiente sísmico	20
Figura 3.3 – Histograma e boxplot referente ao raio R	21
Figura 3.4 – Histograma e boxplot referentes ao parâmetro de frequência p	22
Figura 3.5 – Blocos com o mesmo R dispostos de modo distinto	22
Figura 3.6 - Representação gráfica Tabela 3.5	23
Figura 3.7 - Blocos de cada família	24
Figura 3.8 - Fachada frontal e de tardo do Edifício A (Rocha, 2019)	25
Figura 3.9 - Fachada frontal e de tardo do Edifício B (Marchesi, 2019)	25
Figura 3.10 - Fachada frontal e de tardo do Edifício C (Rocha, 2019)	26
Figura 4.1 – Comparação dos PSD	28
Figura 4.2 – Modelo numérico do Edifício A (Sampaio, 2020)	29
Figura 4.3 – Modelo numérico do Edifício B (Sampaio, 2020)	29
Figura 4.4 – Modelo numérico do Edifício C (Sampaio, 2020)	30
Figura 4.5 – Planta e 8º modo de vibração do Edifício A (Sampaio, 2020)	31
Figura 4.6 – Planta e 7º modo de vibração do Edifício B (Sampaio, 2020)	31
Figura 4.7 – Planta e 8º modo de vibração do Edifício C (Sampaio, 2020)	32
Figura 4.8 – Acelerograma no solo (linha verde) e no topo da fachada do edifício A – comportamento linear (linha vermelha)	33
Figura 4.9 – Acelerogramas no topo da fachada do edifício A - comportamento linear (linha vermelha) e não linear (linha a tracejado verde)	33

Figura 4.10 – Espectros de potência dos sinais obtidos no topo da fachada do edifício A – comportamento linear (linha vermelha) e não linear (linha a tracejado verde)	34
Figura 5.1 – Validação dos resultados obtidos através do código em Python	36
Figura 5.2 – Comparação da resposta do bloco considerando comportamento linear (linha vermelha) e não linear (linha tracejada a verde) do edifício A.....	39
Figura 6.1 – Relação entre a resposta do bloco da família 1 no solo com as IM	47
Figura 6.2 - Relação entre a resposta do bloco da família 1 no topo da fachada do edifício A com as IM	48
Figura 6.3 – Relação entre $\ln(\text{EDP})$ e $\ln(\text{IM})$ e regressão linear	49
Figura 6.4 – Curvas de fragilidade para o bloco da família 1 no solo, $\text{IM}=\text{PGV}$ (m/s)	50
Figura 6.5 – Curvas de fragilidade para o bloco 1 no solo e no topo da fachada do edifício A, $\text{IM}=\text{PGV}$ (m/s)	52
Figura 6.6 - Curvas de fragilidade para o bloco 1 no solo (linhas a cheio) e no topo da fachada do edifício B (linhas a tracejado), $\text{IM}=\text{PGV}$ (m/s), preto – LS3; azul – LS2; verde – LS1.....	53
Figura 6.7 - Curvas de fragilidade para o bloco 1 no solo (linhas a cheio) e no topo da fachada do edifício C (linhas a tracejado), $\text{IM}=\text{PGV}$ (m/s), preto – LS3; azul – LS2; verde – LS1.....	53
Figura 6.8 – Curvas no topo da fachada do edifício A, realizando AL (linhas a tracejado) e ANL (linhas a ponteadas), preto – LS3; azul – LS2; verde – LS1.....	54
Figura 6.9 – Curvas de fragilidade considerando o bloco no topo das fachadas dos edifícios A (azul), B (verde) e C (vermelho), LS3 – a cheio; LS2 – tracejado; LS1 - ponteadas	56
Figura 6.10 – Curvas de fragilidade seguindo FEMA P-58 para os blocos da família 1 (vermelho), 2 (azul ciano), 3 (magenta) e 4 (amarelo)	58
Figura 6.11 – Curvas de fragilidade seguindo FEMA P-58 (linha a vermelho) em comparação com modelo numérico no solo (linhas a preto, azul e verde) - LS3: preto; LS2: azul; LS1: verde	58
Figura 6.12 - Curvas de fragilidade seguindo o FEMA P-58 (linha a vermelho) em comparação com modelo numérico no topo da fachada do edifício A (linhas a preto, azul e verde) - LS3: preto; LS2: azul; LS1: verde	59

ÍNDICE DE TABELAS

Tabela 3.1 – Base de dados ENE	15
Tabela 3.2 – Medidas de tendência central	17
Tabela 3.3 – Medidas de dispersão	17
Tabela 3.4 – Medidas de forma.....	18
Tabela 3.5 – Número de elementos resultantes do cruzamento de dados “ α -p”	23
Tabela 4.1 – Períodos e frequências de vibração dos edifícios para o primeiro modo de vibração com movimento na direção ortogonal às fachadas	30
Tabela 5.1 – Ocorrências para cada LS com o bloco poisado no solo.....	37
Tabela 5.2 – Ocorrências para cada LS no edifício A.....	38
Tabela 5.3 - Ocorrências para cada LS no edifício A – comportamento não linear	38
Tabela 5.4 – Ocorrências para cada LS no edifício B.....	40
Tabela 5.5 – Ocorrências para cada LS no edifício C	40
Tabela 5.6 – Período efetivo e frequência dos blocos.....	41
Tabela 5.7 – Rácios dos espectros médios e do integral dos espectros, de aceleração e velocidade	42
Tabela 5.8 – Ocorrências de rácios inferiores a 1	43
Tabela 6.1 - R^2 para os diferentes blocos poisados no solo para cada IM	51
Tabela 6.2 - Mediana e desvio padrão logarítmico para as análises do bloco poisado no solo	51
Tabela 6.3 - Quociente entre as medianas das curvas referentes a ANL e AL.....	55
Tabela 6.4 – Quociente médio entre ANL e AL	55
Tabela 6.5 – Valores médios do VPT	57
Tabela 6.6 – Mediana e desvio padrão logarítmico obtidos com o FEMA P-58 e o modelo considerando o bloco poisado no topo da fachada do edifício A	59

SÍMBOLOS, ACRÓNIMOS E ABREVIATURAS

AL – Análise Linear

ANL – Análise Não Linear

AVAC – Aquecimento Ventilação e Ar Condicionado

CRED - *Centre for Research on the Epidemiology of Disasters*

EDP – *Engineering Demand Parameter*

ENE – Elementos Não Estruturais

FASI – *Floor Acceleration Spectrum Intensity*

FEMA – *Federal Emergency Management Agency*

FRF – *Frequency Response Function*

IM – *Intensity Measure*

LS – *Limit State*

LS1 – *Limit State 1*

LS2 – *Limit State 2*

LS3 – *Limit State 3*

NCREP – NCREP, Consultaria em Reabilitação do Edificado e Património, Lda.

PGA – *Peak Ground Acceleration*

PGV – *Peak Ground Velocity*

PSA – *Pseudo-Spectral Acceleration*

PSD – *Power Spectral Density*

PSV – *Pseudo-Spectral Velocity*

REBA – Regulamento de Estruturas de Betão Armado

REBAP – Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-Esforçado

RSAAEP – Regulamento de Segurança e Ações Para Estruturas de Edifícios e Pontes

RSCCS – Regulamento de Segurança das Construções Contra os Sismos

RSEP – Regulamento de Solicitações em Edifícios e Pontes

VPT – *Peak Total Floor Velocity*

1

INTRODUÇÃO

1.1 MOTIVAÇÃO

Os sismos são uma das ações naturais mais destrutivas e com impacto direto na integridade das construções. No caso dos edifícios, os danos materiais tanto ocorrem em elementos estruturais, como não estruturais, podendo impedir, de forma permanente ou temporária, o uso destas construções, com impactos económicos e sociais relevantes. No caso de sismos de grande intensidade, estes e outros danos resultam frequentemente em prejuízos financeiros avultados e na perda de vidas humanas. Segundo dados apresentados pelo *Centre for Research on the Epidemiology of Disasters* (CRED), 67% das perdas humanas devidas a desastres naturais durante a primeira década do século XXI deve-se à ocorrência de sismos, como é possível observar na Figura 1.1.

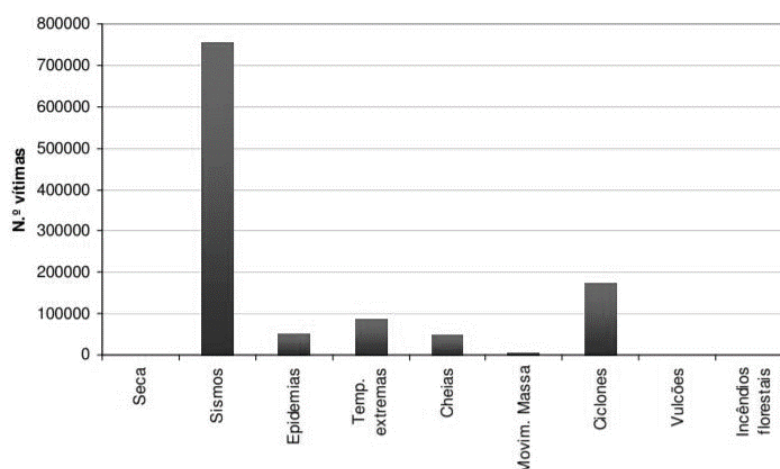


Figura 1.1 - Número de vítimas mortais devidas a desastres naturais (Ferreira, 2012)

Quando se fala de atividade sísmica em Portugal, inevitavelmente tem de se mencionar o sismo de Lisboa de 1755, um dos mais destrutivos e mortíferos da história. Em 1949, Gutenberg e Richter estimaram para este sismo uma magnitude entre 8.7 e 9.0 na escala de Richter, sendo que estudos levados a cabo mais recentemente apontam para valores entre 8.5 e 8.7 (Fonseca, 2020). Este acontecimento deu origem aos primeiros estudos sobre a atividade sísmica em Portugal e o comportamento das estruturas quando submetidas a este tipo de ação. Imediatamente após esta catástrofe, foi implementado na reconstrução da cidade de Lisboa um novo sistema construtivo, inovador para a época, projetado para resistir à ação sísmica, comumente denominado de Gaiola Pombalina (www.lisboa.pt, 2020).

Os diversos estudos sobre a matéria e o aumento do conhecimento acerca da atividade sísmica levou ao desenvolvimento de regulamentos com a obrigatoriedade de se considerar os efeitos dos sismos nas construções. Em Portugal surge o primeiro regulamento do género em 1958, o Regulamento de Segurança das Construções Contra os Sismos (RSCCS), que divide o território nacional em 3 zonas sísmicas. Seguiram-se em 1961 e 1966 o Regulamento de Solicitações em Edifícios e Pontes (RSEP) e o Regulamento de Estruturas de Betão Armado (REBA), respetivamente, e já em 1983 é criado o Regulamento de Segurança e Ações Para Estruturas de Edifícios e Pontes (RSAEEP), que definia a ação sísmica e aspetos a ter em consideração no dimensionamento de construções sismo-resistentes, sendo consideradas neste regulamento 4 zonas sísmicas em Portugal (Ferreira, 2012). Por fim, em 2020 iniciou-se a implementação do regulamento europeu para as zonas sísmicas, o Eurocódigo 8.

Nos últimos anos, são inúmeros os exemplos de edifícios que apresentam uma resposta estrutural positiva face à ação sísmica, apresentando danos estruturais ligeiros e/ou pouco significativos, muito devido aos códigos e regulamentos cada vez mais completos e atuais. Em contrapartida, multiplicam-se os casos em que estes mesmos edifícios apresentam danos severos em elementos não estruturais, levando a elevados custos de reparação e(ou) à inutilização parcial ou total dos edifícios.

Consideram-se elementos não estruturais todos aqueles que não fazendo parte, ou tendo sido considerados no dimensionamento da estrutura, coexistem com essa mesma estrutura, podendo, nalguns casos, interferir com o seu comportamento. Podem ser divididos em diferentes categorias, tais como:

- Serviços e utilidades – incluem-se nesta categoria os diferentes elementos mecânicos, elétricos e hidráulicos, ou seja, condutas de gás, sistemas AVAC, rede de abastecimento de água, entre outros.
- Conteúdo do edifício – incluem-se nesta categoria os armários, frigoríficos, máquinas de lavar loiça e roupa, televisões, artefactos arquitetónicos, por exemplo.
- Elementos arquitetónicos – incluem-se nesta categoria as paredes de compartimentação e os painéis de alvenaria (sem função assumidamente estrutural), os tetos falsos, as chaminés, os pináculos e as platibandas, por exemplo.

Na Figura 1.2 apresenta-se uma ilustração com alguns dos elementos mencionados, sendo que esta dissertação tem como objeto de estudo os elementos de alvenaria existentes sobre as fachadas e as coberturas, pertencentes à última categoria mencionada.

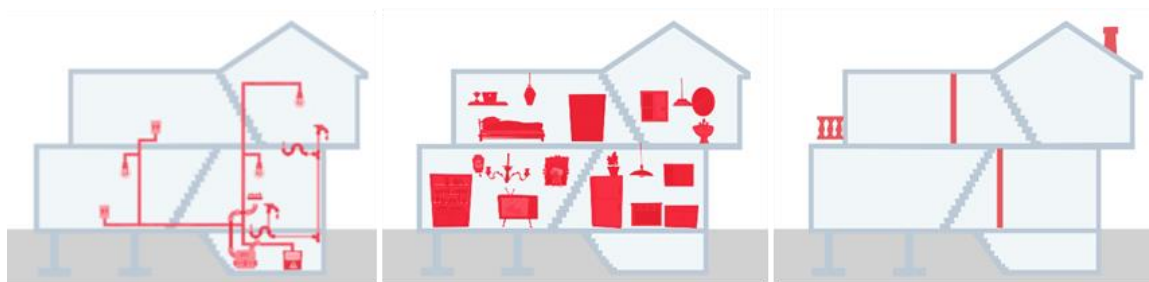


Figura 1.2 – Elementos não estruturais de um edifício (www.knowriskproject.com, 2021)

A importância da análise destes elementos é facilmente perceptível ao observar os danos causados pelo sismo que ocorreu em setembro de 2010 em Darfield, a sul da Nova Zelândia, que afetou vários edifícios antigos de alvenaria na região de Christchurch. Nesta tipologia construtiva, os principais danos identificados foram, essencialmente, o colapso de paredes de alvenaria para fora do plano e a queda de platibandas, sendo este último um dano bastante comum como comprova a Figura 1.3 (Griffith *et al.*, 2010).



Figura 1.3 – Queda de platibandas na cidade de Darfield (www.wikipedia.com, 2020)

Em maio de 2012 ocorreu uma sequência de sismos que afetou a região de Reggio Emilia no norte de Itália, e que afetou um grande número de edifícios antigos de alvenaria. Os danos identificados nestes edifícios foram variados; foram registados casos em que a cobertura de madeira ruiu, casos em que as paredes de alvenaria de pisos superiores apresentaram modos de rotura com danos severos e casos mais comuns com danos em lintéis e nembos. Mas alguns edifícios de alvenaria apresentaram apenas danos estruturais ligeiros a moderados. Um destes casos foi o Teatro em Novi di Novena, uma província de Modena, que à data dos sismos estava a ser sujeito a obras de remodelação e onde o único dano identificado foi a queda de uma platibanda (Penna *et al.*, 2013). Na Figura 1.4 é possível observar a platibanda antes do sismo e após o sismo, colapsada.



Figura 1.4 – Queda de platibanda na região de Reggio Emilia (www.wikipedia.com, 2020)

A 20 de julho de 2017 ocorreu um sismo de magnitude superior a 6.5 no mar Egeu, com epicentro localizado a 10 quilómetros da costa de Bodrum (Turquia) e a 16 quilómetros da ilha grega Kos (www.dn.pt, 2021). A cidade de Bodrum foi particularmente afetada pelo tsunami que sucedeu o sismo enquanto a cidade de Kos registou diversos danos no seu centro histórico devido à ação sísmica. Dos danos registados nesta última, apresenta-se na Figura 1.5 a queda do minarete (torre) da Mesquita de Defterdar, um edifício do século XVIII (www.wikipedia.com, 2021). Embora tratando-se de um elemento estrutural, o comportamento da estrutura e o dano provocado são representativos do que pode acontecer no caso de elementos não estruturais análogos que existem no topo de algumas fachadas, como são os elementos arquitetónicos decorativos.

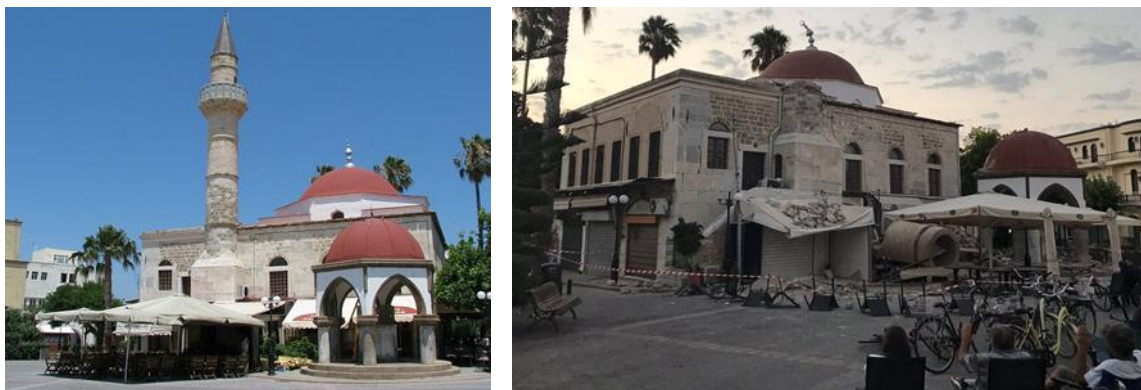


Figura 1.5 – Queda de minarete na cidade de Kos (www.wikipedia.com; www.bbc.com, 2021)

Durante o ano 2020, foram registados na Europa 828 sismos com magnitude maior ou igual a 4.0, valor superior ao registado em 2019, onde ocorreram 514 sismos com magnitude análoga à anteriormente referida (www.volcanodiscovery.com, 2021). Entre estes, destaca-se na presente dissertação o sismo de magnitude 5.3 que ocorreu na cidade de Zagreb a 22 de março e que causou inúmeros danos em elementos não estruturais.

Um dos edifícios históricos afetado por este sismo foi a catedral de Zagreb, onde se verificou o colapso do pináculo da torre sul que caiu sobre a estrutura adjacente. O pináculo da torre norte apesar de não ter colapsado à data do sismo, foi removido no mês seguinte, pois verificou-se após inspeções, que o mesmo se encontrava fendilhado e que tinha sofrido uma ligeira rotação. Estes danos aumentaram consideravelmente o risco de colapso do elemento não estrutural, colocando em causa a segurança da estrutura adjacente assim como a segurança dos pedestres que por ali passavam (www.glashrvatske.hrt.hr, 2021). Na Figura 1.6 observa-se a remoção do pináculo da torre norte assim como a torre sul, sem o pináculo que havia colapsado.

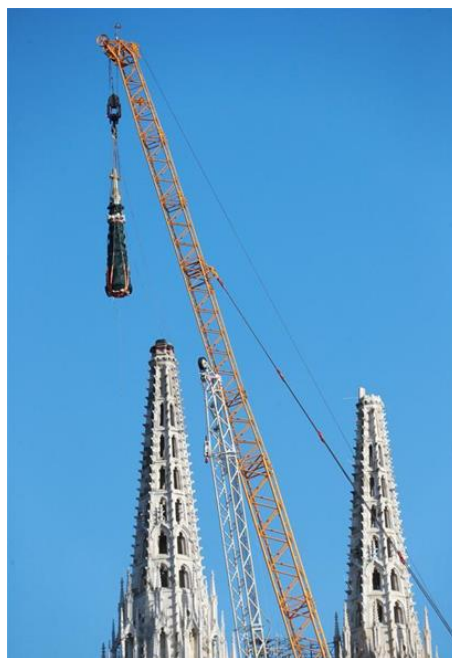


Figura 1.6 – Torres da catedral de Zagreb (www.xinhuanet.com, 2021)

Também no edifício do Ministério das Finanças em Zagreb colapsaram as esculturas decorativas que se encontravam no topo da fachada do edifício. Uma das esculturas caiu em cima de um carro esmagando-o, enquanto outra caiu na via pública como mostra a Figura 1.7. De notar que o sismo ocorreu por volta das 6 horas da manhã, altura em que o número de pessoas na rua era reduzido; caso contrário, a queda destes elementos poderia ter causado novos feridos e/ou mortes.



Figura 1.7 – Queda de esculturas em Zagreb (www.gogglemaps.com; www.xinhuanet.com, 2021)

Já a 26 de janeiro de 2021, o Instituto Geográfico Nacional de Espanha (www.aa.com.tr, 2021) registou num período de 30 minutos, 3 sismos com magnitude superior a 4.0, 2 com magnitude de 4.2 e outro com 4.5. Estes sismos tiveram epicentro localizado a cerca de 11 quilómetros a oeste da cidade de Málaga, tendo afetado outras cidades como: Málaga, Nerja, Marbella, entre outras. Nos dias seguintes sucederam-se várias réplicas, porém, de intensidade menor. Não foram registadas quaisquer mortes e os danos nos edifícios foram ligeiros. No entanto, verificou-se um ferido devido à queda de parte de uma chaminé na sua casa. Na Figura 1.8 observa-se o derrube de uma chaminé por se encontrar em risco de colapso devido aos danos provocados pela ação sísmica.



Figura 1.8 – Derrube de chaminé danificada (www.surinenglish.com, 2021)

O comportamento de elementos não estruturais deste tipo (referidos na literatura Inglesa como “free-standing elements”) foi recentemente analisado por João Sampaio (Sampaio, 2020) no âmbito da dissertação de mestrado, sendo que o mesmo efetuou análises cinemáticas e dinâmicas utilizando as características geométricas de um conjunto de elementos não-estruturais pertencentes a uma base de dados do gabinete de projeto NCREP, Consultoria em Reabilitação do Edificado e Património, Lda (NCREP), e que considerou como sendo blocos rígidos. Para o estudo utilizou ainda modelos de edifícios de alvenaria de pedra típicos da cidade do Porto de forma a considerar a influência dos edifícios

no comportamento desses elementos quando posicionados no topo das fachadas. Realizou as análises dinâmicas com base em 8 acelerogramas artificiais do tipo 1 e 2, com espectros médios de cada um dos dois conjuntos de acelerogramas coincidentes com os espectros sísmicos da zona do Porto.

Esse trabalho concluiu que os acelerogramas artificiais do tipo 2 seriam os mais desfavoráveis para o tipo de blocos rígidos considerados (Sampaio, 2020). Para além disso mostrou que, apesar dos blocos quando simulados no topo das fachadas dos edifícios, não terem apresentado rotações acima do limite, estas foram superiores quando comparadas com as rotações obtidas com o bloco poisado no solo. (Sampaio, 2020).

Assim, dada a pertinência deste tema, suportada pelos diversos registos que relatam a queda deste tipo de elementos durante a ocorrência de ações sísmicas, potenciando maiores prejuízos resultantes de danos materiais e perdas humanas, o presente trabalho parte dos resultados de Sampaio e analisa o comportamento destes mesmos elementos, depois de agrupados em famílias, para um novo conjunto de acelerogramas de diferentes intensidades sísmicas e constrói curvas de fragilidade para estes elementos.

1.2 OBJETIVO DO TRABALHO

O principal objetivo da presente Dissertação é efetuar uma análise da vulnerabilidade sísmica de elementos de alvenaria que possam ser considerados como não estruturais apoiados sob as fachadas de edifícios, tais como: chaminés, guarda-corpos, platibandas, esculturas, entre outros. Considera como ponto de partida as características geométricas de elementos deste tipo existentes no topo de edifícios antigos de alvenaria da cidade do Porto, e que se encontram compilados numa base de dados no NCREP. Estes elementos serão assumidos como blocos rígidos.

O movimento dos blocos, que serão organizados em famílias de acordo com as suas características geométricas, será estudado através de uma análise dinâmica com integração no domínio do tempo com auxílio do programa *Python*. O *Python* é uma linguagem de programação de alto nível (“high level programming language” na literatura inglesa), dinâmica, interpretada, modular e orientada para objetos, o que permite um maior controlo e estabilidade em projetos de grande envergadura. Tendo sido desenvolvida no início dos anos 90 pelo holandês Guido Van Rossum, continua em constante evolução, sendo cada vez mais utilizada em diferentes áreas, tais como na medicina, biologia, astronomia e também na engenharia.

Serão efetuadas análises onde se considera o bloco poisado no chão, recebendo diretamente a ação sísmica do solo, e apoiado no topo de um conjunto de edifícios que foram previamente modelados no programa *Tremuri*, e que serão utilizados nas análises sísmicas efetuadas no presente trabalho de forma a incluir o efeito de transmissão das ondas sísmicas em altura nestes edifícios. O *Tremuri* é um software especialmente desenvolvido para a realização de análises estruturais e sísmicas de edifícios de alvenaria, tendo sido concebido por S. Lagomarsino, A. Penna, A. Galasco e S. Cattari. Este programa baseia-se no método dos pórticos equivalentes, recorrendo à utilização de macroelementos deformáveis, que simulam o comportamento dos nembros e dos lintéis, elementos onde é espectável que ocorram danos devido à ação sísmica.

Serão efetuadas várias análises sísmicas com o objetivo de obter curvas de fragilidade/vulnerabilidade de forma a obter-se a probabilidade de um bloco pertencente a uma dada família atingir um determinado estado de dano quando submetido a uma ação sísmica.

1.3 ORGANIZAÇÃO DA DISSERTAÇÃO

A presente dissertação encontra-se dividida em 7 capítulos.

No primeiro capítulo é feita uma breve introdução à dissertação onde são expostos os motivos que levaram à sua realização e ainda a organização do documento.

O segundo capítulo começa por descrever, de forma sucinta, a tipologia construtiva dos edifícios analisados no presente trabalho, abordando em seguida os conceitos inerentes ao estudo do comportamento do bloco rígido, tais como os parâmetros geométricos que o caracterizam. São também expostas as equações que descrevem o seu movimento.

No terceiro capítulo são descritos os edifícios utilizados e os elementos não estruturais que serão alvo deste estudo. Neste capítulo é ainda realizada uma análise estatística ao conjunto de blocos presentes na base de dados utilizada de forma a definir famílias de blocos.

Seguidamente, no quarto capítulo é analisado o efeito da transmissão da ação sísmica em altura através dos edifícios selecionados, obtendo-se as acelerações no topo das fachadas dos edifícios, quando sujeitos à ação sísmica aplicada na base. Foram utilizados dois procedimentos distintos: primeiro através de uma função de transferência e depois com recurso ao programa *Tremuri*.

No quinto capítulo é descrita a metodologia utilizada para realizar as análises dinâmicas dos blocos, quer quando poisados no solo, quer no topo das fachadas dos edifícios, e apresentam-se os resultados obtidos.

Posteriormente, o sexto capítulo constrói as curvas de fragilidade, tendo por base os resultados obtidos no quinto capítulo, e compara os resultados obtidos considerando o bloco poisado no solo e no topo das fachadas dos edifícios. São também obtidas curvas de fragilidade através do procedimento estabelecido no FEMA P-58, sendo confrontadas com as anteriores.

Por fim, no sétimo capítulo, são expostas considerações finais deste estudo e apresentadas sugestões para futuros trabalhos de investigação.

2

ESTADO DA ARTE

Nesta dissertação foram utilizados modelos numéricos referentes a edifícios antigos de alvenaria, localizados na cidade do Porto, com o objetivo de obter as acelerações no topo das fachadas quando solicitados por ações sísmicas aplicadas na base. Estas acelerações foram usadas posteriormente para determinar a resposta dinâmica de elementos não estruturais hipoteticamente posicionados no topo desses edifícios submetidos à ação sísmica.

Deste modo, na primeira secção deste capítulo é efetuada uma descrição da tipologia construtiva na qual os edifícios estudados se enquadram e apresentam-se alguns dos elementos não estruturais que figuram no topo das fachadas destes edifícios. Na segunda secção apresentam-se os conceitos que definem o modelo de bloco rígido assim como as equações através das quais é possível simular a resposta dos blocos quando submetidos à ação sísmica.

Aos elementos não estruturais será associado um modelo de bloco rígido, sendo apresentados neste capítulo os conceitos inerentes a este modelo e as equações que definem o seu movimento.

2.1. EDIFÍCIOS ANTIGOS DE ALVENARIA DO PORTO

Os edifícios antigos de alvenaria da cidade do Porto, em particular os que se encaixam na tipologia da designada como Casa Burguesa do Porto, caracterizam-se, em termos gerais, por apresentar uma planta retangular, paredes meeiras e de fachada constituídas por alvenaria de pedra granítica, pavimentos, escadas de comunicação entre pisos e cobertura em estrutura de madeira e paredes divisórias em tabique. As dimensões, tanto em planta como em altura, desta tipologia construtiva sofreram alterações ao longo do tempo, consequência das necessidades sociais e económicas e também do maior conhecimento adquirido em relação aos materiais usados.

A construção dos primeiros edifícios desta tipologia crê-se que remonta ao século *XVII* (Teixeira, 2004). Tinham dimensões em planta com cerca de 4.5 m de largura e comprimento variável entre os 10 e os 15m, contendo no máximo 3 pisos de altura. No fim desse século, as dimensões em planta aumentaram até 6m de largura e o comprimento chegou a atingir valores entre 20 e 30 m, dimensões que se tornam usuais a partir do século *XVIII* (Teixeira, 2004).

No século *XVIII*, para além do aumento das dimensões em planta referido, verificou-se também o aumento dos edifícios em altura, assim como do seu pé direito. No século *XIX* as dimensões em planta e altura mantêm-se (Teixeira, 2004). A Figura 2.1 apresenta, uma fotografia aérea de um lote tipo e uma planta tipo de um edifício típico da cidade do Porto.

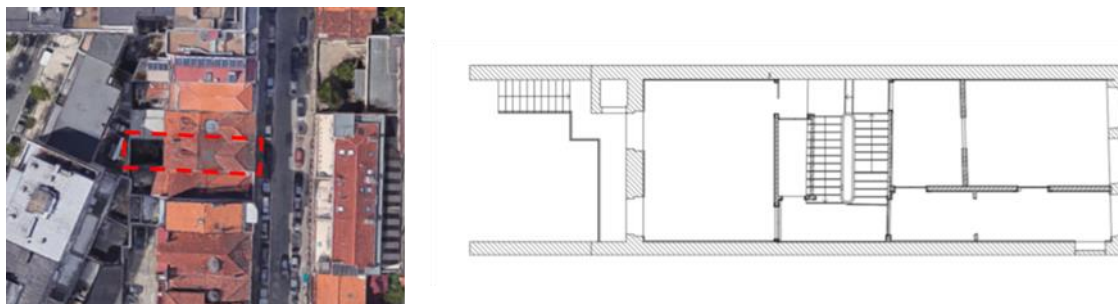


Figura 2.1 – Lote tipo e planta tipo da casa Burguesa do Porto (Lopes, 2019)

A inclusão de elementos não estruturais decorativos, tais como as platibandas, remonta ao início do século XIX (Teixeira, 2004) e tornou-se prática comum na casa típica do Porto até aos dias de hoje, tal como se pode verificar na Figura 2.2 e na Figura 2.3 onde se apresentam platibandas e uma chaminé. Os primeiros elementos, sendo meramente arquitetónicos, têm como objetivo esconder o telhado, funcionando como um murete guarda-corpos de embelezamento da fachada.



Figura 2.2 – Platibandas da Rua Álvares de Cabral (Lopes, 2019)



Figura 2.3 – Platibanda e chaminé na Rua Mouzinho da Silveira (Lopes, 2019)

2.2. Bloco Rígido

2.2.1. MOVIMENTO DO BLOCO RÍGIDO

Em 1960 ocorreu um sismo no Chile, sucedido por várias réplicas, que provocou inúmeros danos em diversas estruturas e elementos não estruturais e um elevado número de mortes, tendo sido um dos sismos mais intensos alguma vez registados cientificamente (www.bbc.com, 2020), despertando assim o interesse de diversos investigadores.

George Housner, um engenheiro civil especializado em engenharia sísmica, foi um dos investigadores deste sismo e dos efeitos causados pelo mesmo. No seu estudo apercebeu-se que estruturas aparentemente mais estáveis apresentaram pior comportamento face à ação sísmica em relação a estruturas mais altas e esbeltas (Housner, 1963). Por exemplo, as torres de água (do tipo pêndulo invertido) apresentaram uma boa resposta face à ação sísmica enquanto que os reservatórios de água elevados apresentaram danos estruturais severos. Esta contradição veio assim colocar em causa os modelos teóricos praticados até então, onde a ação sísmica era considerada como uma força horizontal estática sendo realizada uma análise elástica linear.

De modo a clarificar e justificar estes comportamentos atípicos em relação ao esperado, Housner decidiu abordar o problema do movimento do bloco rígido, representado na Figura 2.4, através de uma análise dinâmica.

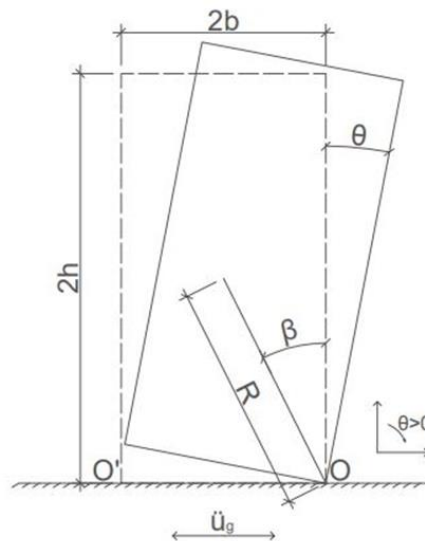


Figura 2.4 – Bloco rígido

O centro de gravidade do bloco (Figura 2.4) coincide com o centro geométrico, encontrando-se a meia altura e meia espessura do mesmo, e o raio R corresponde a metade da diagonal da secção transversal do bloco, sendo calculado do seguinte modo: $R = \sqrt{b^2 + h^2}$. O ângulo entre a linha do raio R e a vertical do bloco é denominado de β e calcula-se como: $\beta = \tan^{-1}\left(\frac{b}{h}\right)$, e o ângulo θ corresponde à rotação do bloco.

O movimento do bloco rígido pode manifestar diferentes comportamentos, podendo deslizar na base, rodar para fora do plano em torno do ponto O e O' , ou apresentar uma combinação de ambos (Zhang e Makris, 2001). Para que aconteça a rotação em detrimento do deslizamento do bloco, é necessário que

o coeficiente de atrito seja tal que $\mu > \frac{b}{h}$ (Aslam *et al.*, 1980). Outros autores defendem que a ocorrência de deslizamento e rotação em simultâneo depende não só da relação entre a espessura e altura do bloco e do coeficiente de atrito, como também da magnitude da aceleração do solo (Scalia e Sumbatyan, 1996) (Shenton, 1996). No entanto, por questões de simplificação, no presente estudo será assumido que o coeficiente de atrito entre o bloco e a base é tal que o deslizamento na base não ocorre, ou seja, apenas será considerado o movimento de rotação do bloco em torno dos pontos O e O'.

Deste modo, e por questões de equilíbrio estático do bloco, a aceleração horizontal mínima necessária para que o bloco inicie a rotação para fora do plano é dada pela equação (2.1) (Zhang e Makris, 2001).

$$a_{min} = g \cdot \tan(\beta) \quad (2.1)$$

Iniciado o movimento de rotação em torno de O (ou O', dependendo do sentido de rotação), podem ocorrer duas situações: o bloco é imediatamente derrubado ou, caso isso não aconteça, o bloco irá inverter o sentido da rotação, voltando à posição inicial, e irá rodar em torno de O' até inverter novamente o movimento, e assim sucessivamente.

As equações (2.2) e (2.3) que descrevem este movimento, foram obtidas através do equilíbrio de momentos (em relação a O ou O'):

$$I_0 \cdot \theta''(t) + m \cdot g \cdot R \cdot \sin(\beta - \theta(t)) = -m \cdot \ddot{u}_g \cdot R \cdot \cos(\beta - \theta(t)), \theta(t) > 0 \quad (2.2)$$

$$I_0 \cdot \theta''(t) + m \cdot g \cdot R \cdot \sin(-\beta - \theta(t)) = -m \cdot \ddot{u}_g \cdot R \cdot \cos(-\beta - \theta(t)), \theta(t) < 0 \quad (2.3)$$

Onde m representa a massa do bloco, g a aceleração da gravidade, $\ddot{u}_g$ a aceleração horizontal do solo, $\theta''(t)$ a aceleração angular do bloco no instante t e I_0 o momento de inércia de massa do bloco em relação ao ponto O (Dimitrakopoulos e DeJong, 2012). Tratando-se de um bloco retangular, o momento de inércia do bloco é dado por $I_0 = \frac{4}{3} \cdot m \cdot R^2$ (Makris e Roussos, 1998).

Assim, supondo o bloco retangular e dividindo as equações (2.2) e (2.3) por I_0 , obtém-se a equação diferencial de segunda ordem, disposta na equação (2.4).

$$\theta''(t) = -p^2 \cdot \left\{ \sin[\beta \cdot \text{sgn}[\theta(t)] - \theta(t)] + \frac{\ddot{u}_g}{g} \cdot \cos[\beta \cdot \text{sgn}[\theta(t)] - \theta(t)] \right\} \quad (2.4)$$

Em que sgn é a função que devolve o sinal do valor de θ (se $\theta=0$, $\text{sgn}(\theta)=0$; se $\theta>0$, $\text{sgn}(\theta)=1$; se $\theta<0$, $\text{sgn}(\theta)=-1$) (Dimitrakopoulos e DeJong, 2012)), $W = m \cdot g$ representa o peso do bloco e p é o parâmetro de frequência do bloco de Housner, $p = \sqrt{\frac{W \cdot R}{I_0}}$ (rad/s). Este último parâmetro representa uma medida das características dinâmicas do bloco, sendo que, no caso do bloco retangular, este parâmetro é obtido de acordo com a equação (2.5) (Makris e Roussos, 1998).

$$p = \sqrt{\frac{3 \cdot g}{4 \cdot R}} \quad (2.5)$$

2.2.2. IMPACTO DO BLOCO

Considerando agora que o bloco se encontra em movimento oscilatório, i.e., que roda em torno de O, volta à posição inicial e a seguir roda em torno de O', é possível perceber que quando o bloco regressa à posição inicial ocorre um impacto entre o bloco e a base. Este instante é denominado de momento de impacto, ocorrendo com dissipação de energia (Housner, 1963).

Assumindo que o impacto do bloco poitado no solo é “suave” e que o bloco irá rodar perfeitamente sobre os pontos O e O', Housner aplicou o teorema da conservação do momento angular, para tentar quantificar a redução da energia cinética, chegando assim à equação (2.6).

$$I_0 \cdot \theta'_1 - m \cdot \theta'_1 \cdot 2 \cdot b \cdot R \cdot \sin(\beta) = I_0 \cdot \theta'_2 \quad (2.6)$$

Sendo “ θ'_1 ” a velocidade angular imediatamente antes do impacto e “ θ'_2 ” a velocidade angular imediatamente após o impacto. Desta relação, Housner concluiu que a redução da energia cinética durante o impacto seria dada pelo coeficiente r , calculado de acordo com a equação (2.7).

$$r = \frac{\left(\frac{1}{2} \cdot I_0 \cdot \theta'^2_2\right)}{\left(\frac{1}{2} \cdot I_0 \cdot \theta'^2_1\right)} = \left(\frac{\theta'_2}{\theta'_1}\right)^2 \quad (2.7)$$

O que significa que a velocidade angular após o impacto será $\sqrt{r}$ vezes a velocidade angular antes do impacto. Substituindo esta relação entre velocidades dada pela equação (2.7) na equação (2.6), obtém-se para o coeficiente de restituição a equação (2.8) (Makris e Roussos, 1998).

$$r = \left[1 - \frac{3}{2} \cdot \sin^2(\beta)\right]^2 \quad (2.8)$$

2.2.3. COEFICIENTE SÍSMICO

Tratando-se estes blocos de elementos não estruturais de alvenaria e, considerando que a alvenaria possui infinita resistência à compressão, nenhuma resistência à tração e que não tem capacidade para deslizar sobre si mesma, foi possível concluir que o colapso em estruturas de alvenaria não ocorre pela cedência dos materiais, mas sim pela perda de equilíbrio (Livesley, 1978). Assim, é possível obter de modo expedito o coeficiente sísmico (α) através do cálculo do equilíbrio estático das forças atuantes sobre o bloco, ou seja, as forças derrubadoras e estabilizadoras.

A força derrubadora, neste caso devido à ação sísmica, pode ser definida multiplicando a massa do bloco pela aceleração excitadora, ficando $F_0 = m \cdot a$. Considerando que esta aceleração pode ser definida como a multiplicação da aceleração gravítica (g) por um coeficiente sísmico (α), a força pode ser

reescrita do seguinte modo $F_0 = \alpha \cdot g \cdot m$. Posto isto, o momento derrubador é dado por $M_{der} = (\alpha \cdot g \cdot m) \cdot h$, e o momento estabilizador por $M_{est} = (g \cdot m) \cdot b$, ambos calculados segundo o ponto O do bloco. Sabendo que $m \cdot g$ corresponde ao peso do bloco e efetuando o equilíbrio de momentos para o ponto O, obtemos o coeficiente sísmico como um rácio das dimensões do bloco, ou a tangente do ângulo que a diagonal do bloco faz com a vertical, equação (2.9).

$$\alpha = \frac{g \cdot m \cdot b}{g \cdot m \cdot h} = \frac{W \cdot b}{W \cdot h} = \frac{b}{h} \quad (2.9)$$

3

CASOS DE ESTUDO

Neste capítulo são apresentados os casos de estudo da dissertação, ou seja, os elementos não estruturais e os edifícios. Foi utilizada uma base de dados pertencente ao NCREP onde existe o levantamento das características de 90 edifícios, sendo que 34 (38%) destes edifícios possuem Elementos Não Estruturais (ENE) que foram utilizados neste estudo.

Assim o capítulo inicia com uma análise estatística que tem como objetivo apresentar as principais medidas de caracterização estatística, assim como atribuir curvas de densidade de probabilidade, de acordo com a distribuição da amostra. Isto permitirá perceber quais os blocos, em termos dos parâmetros e respetivos conjuntos de valores que os caracterizam, mais representativos e por isso com maior interesse nas análises realizadas na presente dissertação.

No fim do capítulo é efetuada uma descrição de cada um dos edifícios cujos modelos numéricos foram utilizados para obter as acelerações no topo dos mesmos.

3.1. ELEMENTOS NÃO ESTRUTURAIS (ENE)

3.1.1. ANÁLISE ESTATÍSTICA DOS ENE

Neste capítulo é realizada uma análise estatística aos diferentes parâmetros geométricos presentes na base de dados de elementos não estruturais existentes em edifícios na cidade do Porto e Vila Nova de Gaia construída pelo autor no âmbito de um estágio de verão, realizado no gabinete de projeto NCREP, Consultoria em Reabilitação do Edificado e Património, Lda., em 2019 (Lopes, 2019) e cujos parâmetros: espessura (t), altura (h) e esbelteza ($\lambda = h/t$) se transcrevem na Tabela 3.1. Para o presente trabalho foi necessário calcular parâmetros adicionais aos anteriormente referidos, nomeadamente: o coeficiente sísmico (α), o raio (R) e o parâmetro de frequência do bloco (p). Os novos parâmetros foram adicionados à Tabela 3.1.

Tabela 3.1 – Base de dados ENE

Designação	t (m)	h (m)	λ	α	R (m)	p (rad/s)
Edifício Bonfim	0.18	0.77	4.28	0.23	0.40	4.31
Edifício Barros Lima_1	0.20	1.00	5.00	0.20	0.51	3.80
Edifício Barros Lima_2	0.20	0.60	3.00	0.33	0.32	4.82
Edifício Barros Lima_3	0.20	0.60	3.00	0.33	0.32	4.82

Designação	t (m)	h (m)	λ	α	R (m)	p (rad/s)
Edifício Luís Cruz	0.25	0.72	2.88	0.35	0.38	4.39
Edifício Ponte Nova	0.32	0.65	2.03	0.49	0.36	4.51
Edifício Foz	0.20	0.78	3.90	0.26	0.40	4.27
Edifício Álvares Cabral	0.20	0.85	4.25	0.24	0.44	4.11
Edifício Alves da Veiga	0.20	1.00	5.00	0.20	0.51	3.80
Edifício Bolama	0.19	0.41	2.16	0.46	0.23	5.71
Edifício Santa Catarina_1	0.52	1.13	2.17	0.46	0.62	3.44
Edifício Santa Catarina_2	0.64	1.92	3.00	0.33	1.01	2.70
Edifício D. João IV	0.20	0.75	3.75	0.27	0.39	4.35
Edifício Rodrigues de Freitas	0.21	0.56	2.67	0.38	0.30	4.96
Edifício Álvares Cabral	0.22	1.05	4.77	0.21	0.54	3.70
Edifício Camões	0.26	0.71	2.73	0.37	0.38	4.41
Edifício Cineclubes	0.38	1.24	3.26	0.31	0.65	3.37
Edifício Fernandes Tomás	0.57	1.73	3.04	0.33	0.91	2.84
Edifício Mouzinho da Silveira_1	0.29	1.30	4.48	0.22	0.67	3.32
Edifício Mouzinho da Silveira_2	0.29	1.05	3.62	0.28	0.54	3.68
Edifício Mouzinho da Silveira_3	0.35	2.99	8.54	0.12	1.51	2.21
Edifício N. S. ^a de Fátima	0.30	1.50	5.00	0.20	0.76	3.10
Edifício N. S. ^a de Fátima	0.30	1.10	3.67	0.27	0.57	3.59
Edifício Álvares Cabral	0.43	1.01	2.35	0.43	0.55	3.66
Edifício Álvares Cabral	0.43	0.80	1.86	0.54	0.45	4.03
Edifício Santa Catarina_3	0.37	0.63	1.70	0.59	0.37	4.49
Edifícios Almada	0.17	0.59	3.47	0.29	0.31	4.90
Edifício Fontainhas	0.15	1.36	9.07	0.11	0.68	3.28
Edifício Anselmo Braancamp	0.20	0.65	3.25	0.31	0.34	4.65
Edifício Carlos Alberto	0.23	1.16	5.04	0.20	0.59	3.53
Edifício Carlos Alberto	0.23	1.16	5.04	0.20	0.59	3.53
Edifício Alegria	0.20	0.74	3.70	0.27	0.38	4.38
Edifício Torrinha	0.20	1.00	5.00	0.20	0.51	3.80
Edifício Alexandre Braga	0.20	1.65	8.25	0.12	0.83	2.98
Edifício Coronel Pacheco	0.15	1.00	6.67	0.15	0.51	3.81

Designação	t (m)	h (m)	λ	α	R (m)	p (rad/s)
Edifício Barão São Cosme	0.20	1.15	5.75	0.17	0.58	3.55
Edifício São Roque	0.35	0.40	1.14	0.88	0.27	5.26
Edifício Diu	0.22	0.82	3.73	0.27	0.42	4.16
Edifício Lada	0.24	0.70	2.92	0.34	0.37	4.46
Edifício Almeida Garrett	0.18	0.81	4.50	0.22	0.41	4.21
Edifício Almeida Garrett	0.18	0.64	3.56	0.28	0.33	4.70
Edifício Moreira da Assunção	0.50	1.20	2.40	0.42	0.65	3.36
Edifício Ferreira Borges	0.28	0.91	3.25	0.31	0.48	3.93

3.1.1.1. Medidas de tendência central

Qualquer análise estatística deve iniciar com o cálculo das medidas de tendência central, com o objetivo de identificar a posição central da amostra. Assim, a Tabela 3.2 apresenta a média aritmética, a mediana e a moda dos 43 elementos da amostra nos parâmetros λ , α , R e p.

Tabela 3.2 – Medidas de tendência central

	λ	α	R (m)	p (rad/s)
Média	3.93	0.30	0.52	3.97
Mediana	3.62	0.28	0.48	3.93
Moda	5.00	0.20	0.51	3.80

3.1.1.2. Medidas de dispersão

Em seguida calculou-se o desvio padrão S, a variância S^2 e o coeficiente de variação. Estes parâmetros, apresentados na Tabela 3.3, complementam a informação da Tabela 3.2. São bastante importantes para interpretar a dispersão da amostra, ao evidenciar a representatividade das medidas de tendência central indicadas na Tabela 3.2; no entanto, são extremamente sensíveis à presença de *outliers* (valores discrepantes/extremos).

Tabela 3.3 – Medidas de dispersão

	λ	α	R (m)	p (rad/s)
Variância, S^2	3.05	0.02	0.05	0.51
Desvio padrão, S	1.75	0.14	0.23	0.72
Coeficiente de variação	0.44	0.46	0.44	0.18
Amplitude	7.92	0.76	1.28	3.50
IQR	1.99	0.14	0.22	0.91

Adicionalmente, foram também calculados a amplitude da amostra (diferença entre os valores máximo e mínimo) e o intervalo interquartil (IQR) (Tabela 3.3), que se obtém através da diferença entre o 3º quartil (Q3) e o 1º quartil (Q1). A amplitude é mais sensível à presença de *outliers* do que o intervalo interquartil, sendo por isso este último um parâmetro relevante, tendo em conta que neste intervalo concentra-se 50% da amostra.

3.1.1.3. Medidas de forma

As medidas de forma são calculadas com o objetivo de caracterizar a forma da distribuição em torno do valor médio da amostra. Estas medidas são determinadas através do coeficiente de assimetria g_1 e do coeficiente de curtose g_2 . O primeiro mede a dispersão da distribuição em relação à média, enquanto que o segundo caracteriza o achatamento da distribuição em relação a uma curva de distribuição normal. Os valores destes coeficientes obtidos para a amostra encontram-se na Tabela 3.4.

Tabela 3.4 – Medidas de forma

	λ	α	R (m)	p (rad/s)
Coeficiente de assimetria, g_1	1.28	1.78	2.19	-0.04
Curtose, g_2	1.90	5.21	7.10	0.10

O primeiro coeficiente foi determinado através do momento central de ordem 3 (M3), calculado segundo a equação (3.1), onde n corresponde ao tamanho da amostra, X_i a cada um dos valores da amostra e $\bar{X}$ à média da amostra.

$$M3 = \frac{\sum_{i=1}^n (X_i - \bar{X})^3}{n} \quad (3.1)$$

Obtido M3, calculou-se o coeficiente g_1 através da equação (3.2), onde S é o desvio padrão, apresentado na Tabela 3.3.

$$g1 = \frac{n^2 \cdot M3}{(n-1) \cdot (n-2) \cdot S^3} \quad (3.2)$$

O coeficiente de curtose é determinado através do momento central de ordem 4 (M4), que se calcula segundo a equação (3.3).

$$M4 = \frac{\sum_{i=1}^n (X_i - \bar{X})^4}{n} \quad (3.3)$$

Determinados estes valores, o coeficiente g_2 é calculado através da equação (3.4).

$$g_2 = \frac{n^2 \cdot (n + 1) M_4}{(n - 1) \cdot (n - 2) \cdot (n - 3) \cdot S^4} - 3 \cdot \frac{(n - 1)^2}{(n - 2) \cdot (n - 3)} \quad (3.4)$$

Avaliando os valores do coeficiente de assimetria g_1 , dispostos na Tabela 3.4, constata-se que, para os primeiros 3 parâmetros, ou seja, a esbelteza, o coeficiente sísmico e o raio R , a distribuição é assimétrica e distorcida para a direita pois o valor de g_1 é superior a 0. Em relação ao parâmetro p , o valor de g_1 é inferior a 0, sendo assim a distribuição é considerada assimétrica e distorcida para a esquerda.

Adicionalmente, de acordo com o sugerido por (Bulmer, 1979), podemos quantificar o grau de distorção da amostra. Assim, para os valores de g_1 superiores a 1.00, ocorrência evidenciada novamente para os 3 primeiros parâmetros, as distribuições são consideradas altamente distorcidas. Excepcionalmente, para o parâmetro de frequência de Housner, como o valor de g_1 está entre o intervalo $[-0.5; 0.5]$, a distribuição é considerada aproximadamente simétrica.

Como em todos os parâmetros geométricos analisados o coeficiente de curtose g_2 é maior que 0, pode-se afirmar que as distribuições são leptocúrticas, ou seja, mais alta/afunilada que a curva normal.

3.1.2. APRESENTAÇÃO GRÁFICA DOS RESULTADOS

Para uma melhor compreensão dos parâmetros anteriormente dispostos, serão apresentados histogramas sobrepostos pela curva de densidade de probabilidade normal. De modo a complementar as informações fornecidas pelo histograma, são apresentados os gráficos do tipo *boxplot*.

Nos gráficos do tipo *boxplot*, cada linha da caixa central representa, da esquerda para a direita, o 1º quartil, a mediana e o 3º quartil. Consequentemente, a distância entre a primeira e a última linha representa o intervalo interquartil referido e calculado anteriormente. Os limites inferior (Inf) e superior (Sup) deste gráfico, a partir dos quais os pontos da amostra são considerados *outliers*, foram calculados do seguinte modo:

- Inf: máximo {mínimo dos dados; $Q1 - 1.5 \cdot IQR$ }.
- Sup: mínimo {máximo dos dados; $Q3 + 1.5 \cdot IQR$ }.

3.1.2.1. Esbelteza

Observando a Figura 3.1 é perceptível a presença de 3 *outliers*, neste caso superiores. Esta ocorrência justifica o facto de a distribuição ser assimétrica e distorcida para a direita.

De forma a perceber a influência dos *outliers*, foi efetuada uma nova análise com a sua exclusão que mostra que, nesse caso, a distribuição seria considerada aproximadamente simétrica, uma vez que o valor de g_1 seria igual a 0.31, estando dentro do intervalo $[-0.5; 0.5]$. Passaria também a ser considerada como uma distribuição platicúrtica pois o valor de g_2 seria menor que zero, mais concretamente igual a -0.14, ou seja, a curva seria mais achatada que a curva de distribuição normal.

De qualquer forma, e por se tratar de dados obtidos corretamente, os mesmos serão mantidos pois a eliminação destes poderia significar a perda de conteúdo relevante para o presente estudo.

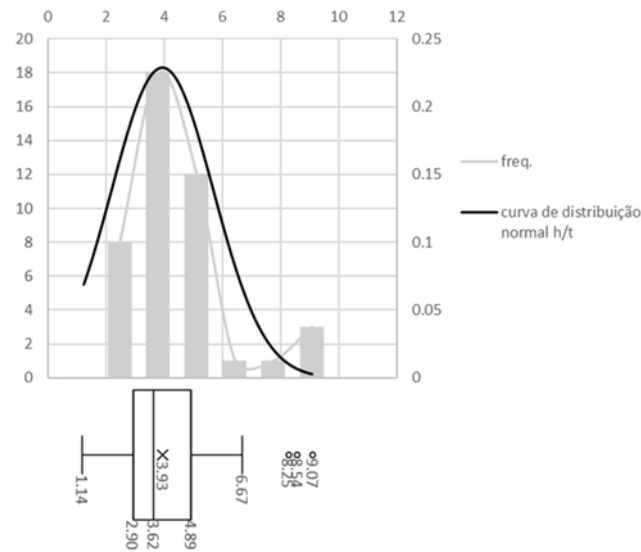


Figura 3.1 – Histograma e *boxplot* referentes à esbelteza

3.1.2.2. Coeficiente sísmico

Observando a Figura 3.2, é perceptível a presença de 2 *outliers*, neste caso superiores. Esta ocorrência justifica o facto de a distribuição ser assimétrica e distorcida para a direita.

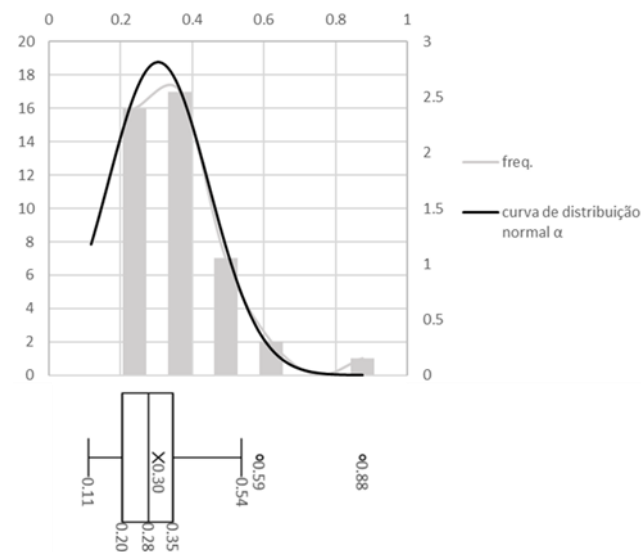


Figura 3.2 – Histograma e *boxplot* referente ao coeficiente sísmico

Caso os *outliers* fossem excluídos da amostra, a distribuição seria considerada moderadamente distorcida, uma vez que o valor de g_1 seria igual a 0.52, estando assim dentro do intervalo [0.5; 1.0]. Passaria também a ser considerada como uma distribuição platicúrtica, pois o valor de g_2 seria menor que zero, mais concretamente igual a -0.04, ou seja, a curva seria mais achatada que a curva de distribuição normal.

No entanto, e tal como no estudo da esbelteza, por se tratar de dados obtidos corretamente, os mesmos serão mantidos pois a eliminação destes poderia significar a perda de conteúdo relevante para o presente estudo.

3.1.2.3. Raio R

Observando a Figura 3.3, é perceptível a presença de 2 *outliers*, neste caso superiores. Esta ocorrência justifica o facto de a distribuição ser assimétrica e distorcida para a direita.

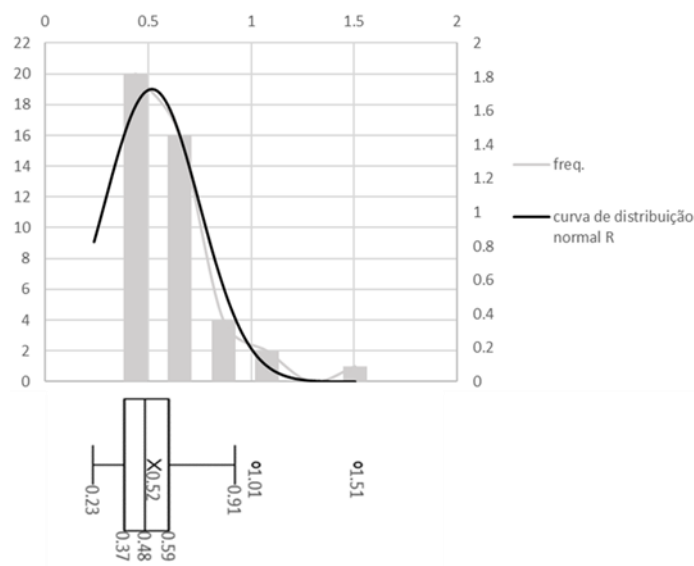


Figura 3.3 – Histograma e *boxplot* referente ao raio R

Caso os *outliers* fossem excluídos da amostra a distribuição seria considerada moderadamente distorcida, uma vez que o valor de g_1 seria igual a 0.75, estando assim dentro do intervalo [0.5; 1.0]. Continuará, no entanto, a ser considerada como uma distribuição leptocúrtica, pois o valor de g_2 seria maior que zero, mais concretamente igual a 0.30, ou seja, a curva seria menos achatada que a curva de distribuição normal.

Tal como nos estudos anteriores, por se tratar de dados obtidos corretamente, os mesmos serão mantidos pois a eliminação destes poderia significar a perda de conteúdo relevante para o presente estudo.

3.1.2.4. Parâmetro de frequência p

Observando a Figura 3.4, é perceptível a simetria da curva de distribuição normal. Esta ocorrência justifica-se pelo facto de não existir nesta amostra qualquer tipo de *outliers*.

Por ser esta a distribuição que mais se aproxima ao comportamento de uma distribuição normal, o parâmetro p será um dos parâmetros a considerar com maior destaque no decorrer da dissertação.

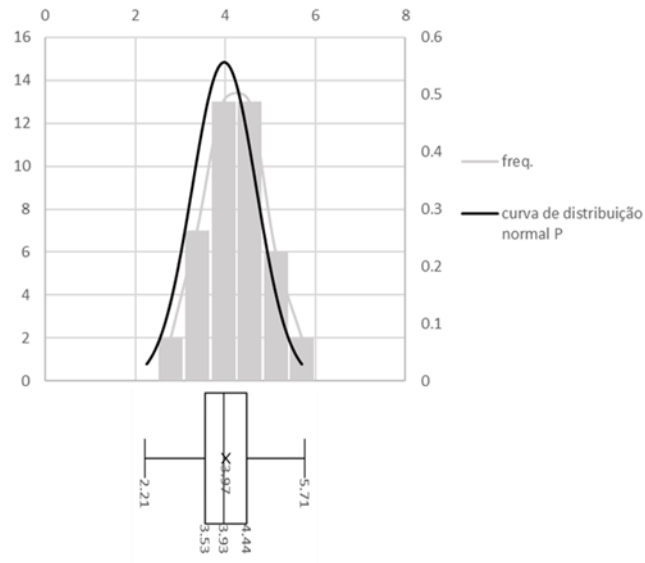


Figura 3.4 – Histograma e *boxplot* referentes ao parâmetro de frequência p

3.1.3. CRUZAMENTO DE DADOS “ α - p ”

Após as análises individualizadas para cada parâmetro, foi analisada a eventual existência de correlações cruzadas entre os parâmetros α e p .

Como mostrado na secção anterior, p é o parâmetro da amostra que melhor é representado por uma distribuição normal, sem *outliers*, sendo por isso um dos parâmetros selecionados para este estudo. No entanto, p depende apenas do parâmetro R como se pode observar na equação (2.5), que se considera insuficiente para a completa representação dos blocos. O mesmo bloco retangular possui o mesmo valor de R , independentemente da sua disposição, ou seja, quer esteja “de pé” ou “deitado”, tal como ilustrado na Figura 3.5.

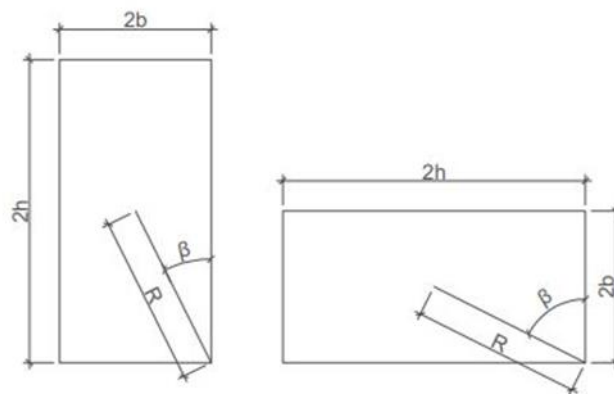


Figura 3.5 – Blocos com o mesmo R dispostos de modo distinto

Posto isto, o parâmetro que permite distinguir a disposição do bloco é a orientação do raio (R) em relação à vertical, isto é, o ângulo β entre a diagonal do bloco e a linha vertical. No caso de blocos retangulares, o coeficiente sísmico α coincide com a tangente deste mesmo ângulo. Por este motivo, o coeficiente sísmico foi o parâmetro escolhido para complementar a informação fornecida por p .

Cruzando então os elementos da amostra nestes 2 parâmetros, evidenciam-se 4 grupos pela maior concentração que apresentam. Em particular, estes 4 grupos contêm 29 dos 43 elementos da amostra, ou seja 65% de todos os blocos referenciados. Note-se que a chaminé da Rua Mouzinho da Silveira, o único elemento da base de dados que não se refere a uma platibanda, não só é considerado como *outlier* em 2 das anteriores análises, como não está incluído em qualquer dos 4 grupos definidos.

Deste modo, irão ser analisadas 4 categorias “ α -p” no decorrer da dissertação, sublinhadas na Tabela 3.5 a amarelo e representadas por paralelepípedos na Figura 3.6, onde é evidente o destaque em relação às restantes.

Tabela 3.5 – Número de elementos resultantes do cruzamento de dados “ α -p”

p	coeficiente sísmico $\alpha=t/h$					Total Geral
	0.1-0.23	0.23-0.36	0.36-0.49	0.49-0.62	0.75-0.88	
2.10-2.80	1	1				2
2.80-3.50	4	2	2			8
3.50-4.20	8	5	1	1		15
4.20-4.90	1	11	1	2		15
4.90-5.60			1		1	2
5.60-6.30			1			1
Total Geral	14	19	6	3	1	43

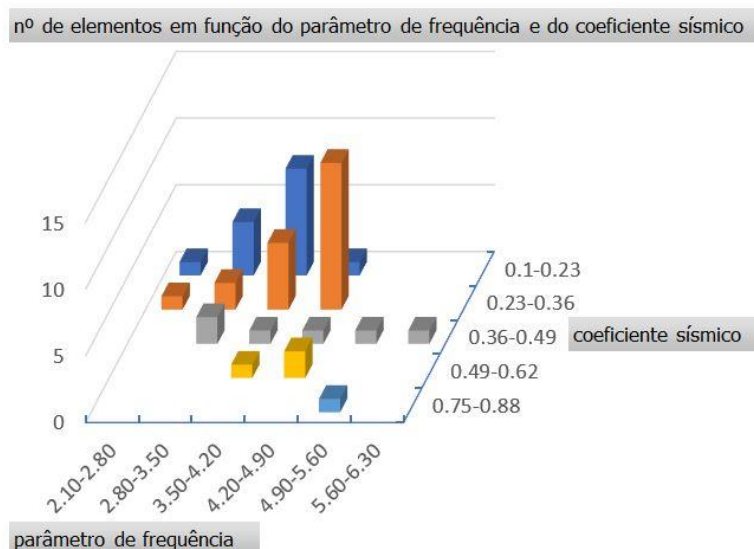


Figura 3.6 - Representação gráfica do número de elementos em função dos parâmetros α e p

Estas categorias serão incluídas no código em *Python* através dos valores médios de α e p, resultando assim 4 famílias de blocos:

- Família 1: $\alpha=0.165$, $p=3.15$;
- Família 2: $\alpha=0.165$, $p=3.85$;

- Família 3: $\alpha=0.295$, $p=3.85$;
- Família 4: $\alpha=0.295$, $p=4.55$;

Daqui resultam 4 blocos com diferentes dimensões, estando representados na Figura 3.7, da esquerda para a direita os blocos 1, 2, 3 e 4 referentes a cada uma das famílias.

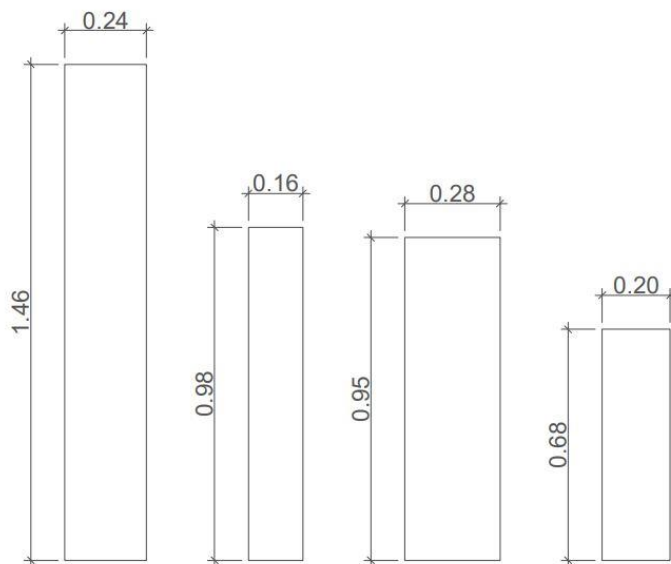


Figura 3.7 - Blocos de cada família

3.2. EDIFÍCIOS DA CIDADE DO PORTO

Nesta secção apresentam-se sucintamente as características dos edifícios que serão caso de estudo na presente dissertação. Estes estão situados no centro histórico do Porto, mais concretamente, na Rua de Alexandre Braga, Rua do Almada e Rua Barão de São Cosme. No decorrer desta dissertação estes serão mencionados como edifício A, B e C, respetivamente. Os modelos numéricos destes edifícios foram realizados no programa *Tremuri*, no âmbito de um trabalho efetuado anteriormente no NCREP (Marchesi, 2019).

3.2.1. EDIFÍCIO A

O Edifício apresentado na Figura 3.8 localiza-se na Rua de Alexandre Braga, no Porto. Trata-se de um edifício de uso habitacional e comercial, encontrando-se desocupado à data da inspeção nos pisos superiores, referentes ao uso habitacional. Possui planta aproximadamente retangular, com 8.78 m de largura e 16.90 m de comprimento, e totaliza uma altura de cerca de 20.58 m (medida até à cumeeira do telhado), distribuída por 6 pisos acima do solo.

As paredes estruturais são constituídas por alvenaria de pedra de granito, sendo que, as longitudinais (meeiras) têm espessuras de 30 cm e as transversais 35 cm. Os pisos 0, 1 e 2 (uso comercial) dispõem uma organização semelhante, com paredes interiores de alvenaria de pedra (com espessuras de 15, 20 e 30 cm) e de tabique (cerca de 10 cm de espessura). O Piso 3, por dispor uma organização diferente, crê-se que foi construído posteriormente, sendo as divisões delimitadas por paredes de tabique com 10 cm de espessura. O último piso, menor que os restantes, também construído posteriormente, é constituído por paredes ao longo do perímetro e também interiores de tabique, com 10 cm de espessura.

Os pavimentos, as escadas e a cobertura são constituídos por estrutura resistente de madeira.

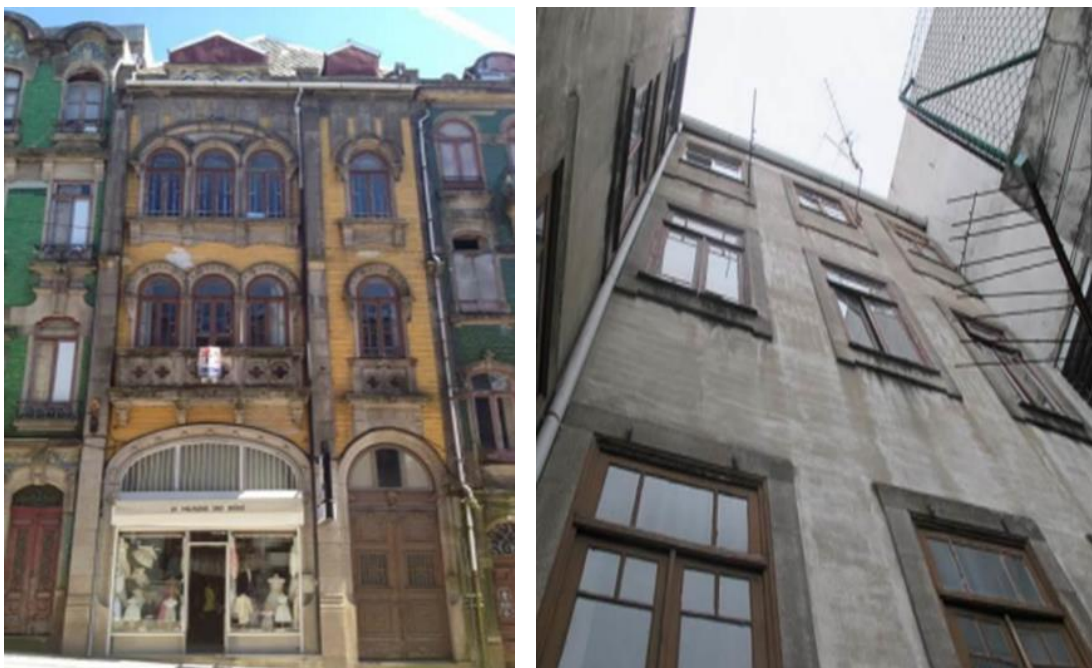


Figura 3.8 - Fachada frontal e de tardoz do Edifício A (Rocha, 2019)

3.2.2. EDIFÍCIO B

O edifício apresentado na Figura 3.9 localiza-se na Rua do Almada, no Porto. Trata-se de um edifício de uso habitacional e/ou comercial, encontrando-se desocupado à data da inspeção. Possui planta aproximadamente retangular, com 5.20 m de largura e 17.00 m de comprimento, e totaliza uma altura de cerca de 18.00 m (medida até à cumeeira do telhado), distribuída por 5 pisos acima do solo.



Figura 3.9 - Fachada frontal e de tardoz do Edifício B (Marchesi, 2019)

As paredes estruturais são constituídas por alvenaria de pedra de granito, sendo que, as longitudinais (meeiras) têm espessuras de 60 cm no piso térreo e 40 cm nos restantes enquanto as transversais são de folha dupla com espessura variável em altura, iniciando com 75 cm. As paredes interiores de tabique são meramente divisórias, não tendo assim qualquer função estrutural, possuindo 10 cm de espessura. O último piso é menor (4.50 m de largura por 7.35 m de comprimento) que os restantes e é constituído por paredes de tabique simples e duplo com espessuras a variar entre 15 e 20 cm.

Os pavimentos, as escadas e a cobertura são constituídos por estrutura resistente de madeira.

3.2.3. EDIFÍCIO C

O Edifício apresentado na Figura 3.10 localiza-se na Rua Barão de São Cosme, no Porto. Trata-se de um edifício de uso habitacional, encontrando-se desocupado à data da inspeção. Possui planta aproximadamente retangular, com 6.36 m de largura e 19.35 m de comprimento, e totaliza uma altura de cerca de 13.78 m (medida até à cumeeira do telhado), distribuída por 3 pisos acima do solo, sendo que contém ainda uma cave.

As paredes estruturais são constituídas por alvenaria de pedra de granito, sendo que, as longitudinais (meeiras) têm espessuras de 35 cm enquanto as transversais são de folha dupla com espessura igual a 55 cm. Ao nível do piso térreo possui também uma parede de alvenaria de pedra de granito que se desenvolve no sentido longitudinal do edifício, com cerca de 25 cm de espessura. As paredes interiores de tabique são meramente divisórias, não tendo assim qualquer função estrutural, possuindo 10 cm de espessura. O último piso possui uma área menor que os restantes e é constituído na sua periferia por 3 paredes de tijolo perfurado (duas com espessura de 23 cm e outra com 35 cm) e uma de tabique (15 cm de espessura), e tem no seu interior paredes de tabique semelhantes às dos restantes pisos.

Os pavimentos, as escadas e a cobertura são constituídos por estrutura resistente de madeira.



Figura 3.10 - Fachada frontal e de tardo do Edifício C (Rocha, 2019)

4

TRANSMISSÃO DA AÇÃO SÍSMICA EM ALTURA

Neste capítulo é estudado o efeito de transmissão da ação sísmica em altura nos edifícios de alvenaria analisados, por 2 metodologias diferentes. A primeira através da obtenção de uma função de transferência e a segunda através da análise modal no programa *Tremuri*. Este estudo tem como objetivo obter as acelerações de resposta no topo das fachadas na direção perpendicular ao seu plano, assim como perceber se nestes edifícios ocorre um efeito de amplificação, ou redução da ação sísmica aplicada na base. São também apresentados os modelos numéricos utilizados para a análise modal, assim como os resultados obtidos.

4.1. FUNÇÃO DE TRANSFERÊNCIA

Com o intuito de perceber o efeito de transmissão da ação sísmica nesta tipologia construtiva, é necessário obter as acelerações no topo das fachadas dos edifícios. Obtidas estas acelerações é possível verificar se de facto ocorre um efeito de amplificação da ação sísmica aplicada na base, ou se, pelo contrário, se observa um efeito de redução.

No trabalho (Sampaio, 2020) as acelerações no topo das fachadas dos edifícios foram obtidas através de análises dinâmicas realizadas a um dos edifícios estudado recorrendo ao programa *Tremuri*. Este processo permitiu concluir, para este edifício, que as acelerações foram amplificadas em altura, no entanto, revelou-se bastante moroso.

Assim, de modo a contornar este obstáculo, ou seja, a demora na obtenção de resultados e aproveitando os resultados obtidos no trabalho (Sampaio, 2020), decidiu-se obter a função de transferência para cada um dos edifícios. Esta função, denominada de FRF (*Frequency Response Function*), representa uma relação matemática entre um sinal de entrada em frequência ($A1(f)$) e um sinal de saída em frequência ($A2(f)$), neste caso, a aceleração no solo e a aceleração no topo, respetivamente. A função é definida e determinada pela equação (4.1).

$$FRF = \frac{A2(f)}{A1(f)} \quad (4.1)$$

Deste modo, admitindo um comportamento estrutural/material linear elástico, é possível obter a FRF através do programa *VibrationData*, desenvolvido e disponibilizado gratuitamente por Tom Irvine. A opção utilizada no programa para obter a FRF tem a designação de “*Modal FRF*”, que apenas necessita

do histórico de acelerações no solo e no topo da fachada do edifício, no domínio do tempo (em segundos). Desta operação obtém-se a função de transferência e os PSD (*Power Spectral Density*), ou seja, os espectros de potência referentes aos sinais de entrada e saída. Posto isto, e determinando os espectros de potência dos diferentes sinais de entrada através da opção “*PSD, Spectral Densities, Transmissibility, etc.*” é possível obter os correspondentes espectros de potência dos sinais de resposta a partir de um sinal de entrada e da função de transferência. O espectro de potência correspondente ao acelerograma no topo da fachada do edifício obtém-se através da opção “*Response PSD from Input PSD & Power Trans*”.

O procedimento descrito no parágrafo anterior foi efetuado para um sismo do tipo 2, utilizando as acelerações na base e no topo da fachada do edifício obtidas em (Sampaio, 2020). Obtido o PSD de resposta, foi necessário transformar o mesmo num histórico de acelerações para assim comparar com as acelerações na base do edifício e usar posteriormente para a análise dinâmica do bloco, simulando o seu posicionamento no topo da fachada do edifício.

O PSD de resposta foi então transformado num histórico de acelerações através de um código em *MatLab* desenvolvido por Tom Irvine. Aqui surgem as primeiras adversidades deste processo, pois para o mesmo PSD é possível obter um infundável número de acelerogramas. De modo a perceber a sua representatividade, o autor realizou a operação inversa, ou seja, a partir dos acelerogramas obteve os respetivos PSD, acreditando que o resultado seria próximo do espectro de resposta original, sendo que, tal não se verificou. O autor calculou então diversos acelerogramas e determinou os respetivos PSD, tendo constatado que alguns espectros seriam mais semelhantes do espectro original do que outros, mas que eventualmente a média desses espectros tendia para o espectro objetivo. A Figura 4.1 apresenta as curvas referentes às médias de diferentes conjuntos de PSD, com diferentes números de acelerogramas, com o PSD original.

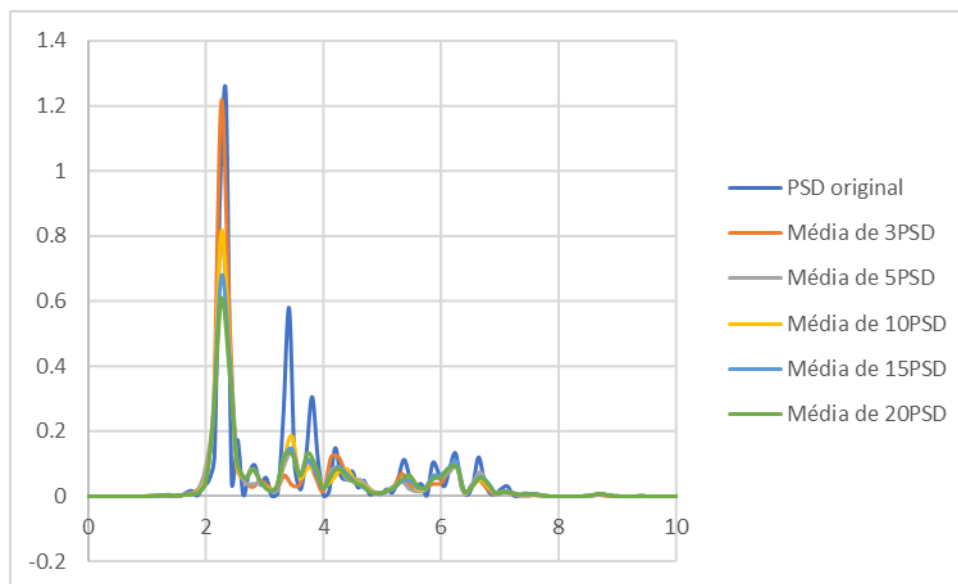


Figura 4.1 – Comparação dos PSD

Observando a Figura 4.1 é perceptível que nenhuma curva das médias dos PSD é capaz de captar todos os picos da curva do PSD original. Por exemplo, a curva da média de 3 PSD tem o seu primeiro pico quase coincidente com o primeiro pico do PSD original, no entanto, falha na representação da maioria

dos restantes picos. Já as curvas médias seguintes com 5, 10, 15 e 20 PSD, divergem mais no valor do primeiro pico da curva original, mas tendem a captar melhor os restantes picos.

Posto isto, o autor acredita que quantos mais acelerogramas fossem obtidos, mais a média dos seus PSD se aproximaria do PSD original; inclusive, na geração de um grande número de acelerogramas, seria eventualmente possível obter um acelerograma cujo PSD correspondesse, com boa aproximação, ao PSD original. Embora não fosse objetivo deste trabalho, seria interessante desenvolver um algoritmo que encontrasse este “acelerograma ideal” de forma automática.

Descartada esta via mais simples, no presente trabalho continuará a obter-se a resposta sísmica no topo das fachadas dos edifícios utilizando a sua simulação e análise no programa *Tremuri*.

4.2. ANÁLISE MODAL NO PROGRAMA *TREMURI*

Neste capítulo são apresentados os resultados obtidos através da análise modal no programa *Tremuri*. Esta análise foi efetuada aos edifícios descritos no capítulo 3, cujos modelos numéricos se dispõem da Figura 4.2 à Figura 4.4.

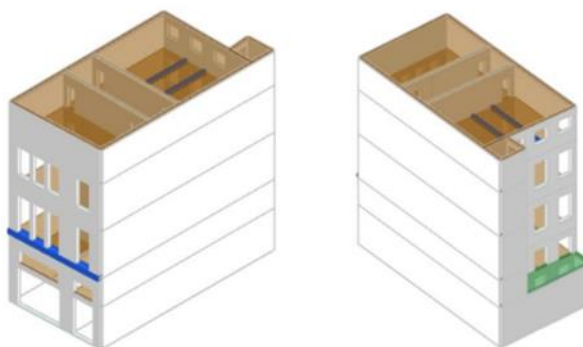


Figura 4.2 – Modelo numérico do Edifício A (Sampaio, 2020)

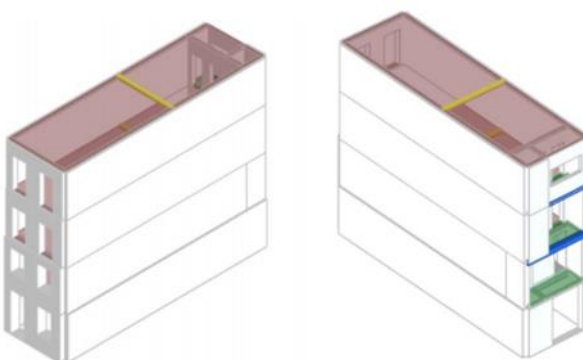


Figura 4.3 – Modelo numérico do Edifício B (Sampaio, 2020)

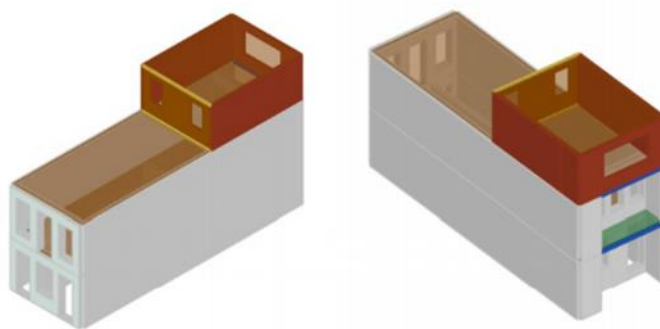


Figura 4.4 – Modelo numérico do Edifício C (Sampaio,2020)

Esta análise determinou os modos de vibração de cada edifício e mostrou que o movimento da fachada para fora do plano não ocorre nos primeiros modos vibração, facto que se verificou nos 4 edifícios. No âmbito da resposta obtida, entende-se como movimento da fachada para fora do plano 2 tipos de resposta do edifício: o primeiro onde as paredes longitudinais não apresentam movimento, ocorrendo apenas a deformação local da fachada para fora do seu plano; o segundo onde as paredes longitudinais se deformam no seu plano, provocando na fachada um movimento de rotação de corpo rígido sobre a base.

A análise mostra que o oitavo modo de vibração é o primeiro onde se verifica o movimento descrito, para os edifícios A e C, enquanto que para o edifício B é o sétimo modo de vibração. Na Tabela 4.1 apresentam-se os períodos de vibração de cada edifício, e respetivas frequências, para estes modos de vibração.

Tabela 4.1 – Períodos e frequências de vibração dos edifícios para o primeiro modo de vibração com movimento na direção ortogonal às fachadas

	Edifício A	Edifício B	Edifício C
T (s)	0.52	0.40	0.26
f (Hz)	1.92	2.50	3.85

Da Figura 4.5 à Figura 4.7 estão dispostos os modos de vibração mencionados para cada um dos edifícios, sendo possível observar a forma de cada um deles, onde o movimento para fora do plano da fachada é evidente.

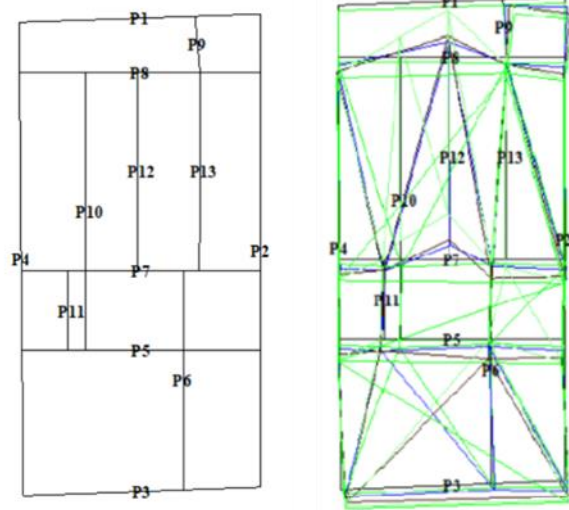


Figura 4.5 – Planta e 8º modo de vibração do Edifício A (Sampaio, 2020)

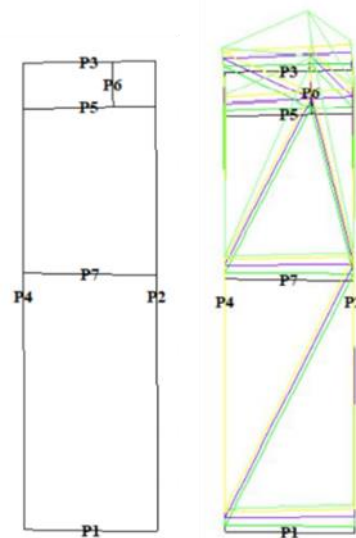


Figura 4.6 – Planta e 7º modo de vibração do Edifício B (Sampaio, 2020)

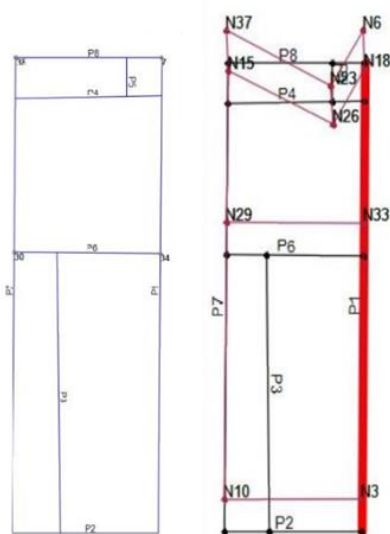


Figura 4.7 – Planta e 8º modo de vibração do Edifício C (Sampaio, 2020)

Realizadas as análises modais para cada um dos edifícios, obtiveram-se as acelerações de resposta no topo das fachadas de alvenaria na direção perpendicular ao seu plano. Estas acelerações correspondem à ação que os ENE receberiam se estivessem localizados no topo dessas fachadas. Esta hipótese pressupõe que o bloco não interage com o edifício, modificando o seu comportamento, facto que se aceita pela desproporção de dimensões do bloco em relação ao edifício.

Deste modo os modelos, assumindo um comportamento linear elástico, foram submetidos a acelerogramas correspondentes às acelerações sísmicas no solo, tendo sido estes gentilmente fornecidos pelo Professor Doutor Vítor Silva, da Universidade de Aveiro. Estes acelerogramas representam 53 sismos reais, estando registadas as duas componentes horizontais de cada um dos sismos, onde os picos de aceleração variam entre 0.08g e 1.46g, tendo durações compreendidas entre 4.26 e 46.62 segundos.

A título exemplificativo, apresenta-se na Figura 4.8 dois acelerogramas sobrepostos, correspondendo um à aceleração no solo (linha verde) e outro à aceleração obtida no topo da fachada (linha vermelha) do Edifício A, representando o eixo das ordenadas as acelerações em g e o eixo das abcissas o tempo em segundos. Neste caso, verifica-se que o pico da aceleração no topo corresponde ao triplo do pico da aceleração na base, mais concretamente, 2.94g e 0.98g, respetivamente.

A amplificação da aceleração sísmica em altura foi verificada em todos os edifícios, para a maioria dos acelerogramas. No edifício A não se verificou a amplificação em 4 casos (3.8%), sendo que nos edifícios B e C a amplificação não ocorreu em 9 casos (8.5%) para cada um dos edifícios.

Assim, constata-se que a aceleração sísmica sofre, na maioria dos casos e para estes edifícios antigos de alvenaria, uma amplificação em altura. No entanto, pelo facto dos sismos utilizados serem diferentes, ou seja, apresentarem diferentes espectros de potência, com diferentes conteúdos em frequência, torna-se complicado encontrar um padrão que permita identificar à partida se a ação será ou não amplificada em altura, uma vez que este efeito de transmissão da ação em altura está relacionado com o efeito de ressonância com as frequências dos edifícios.

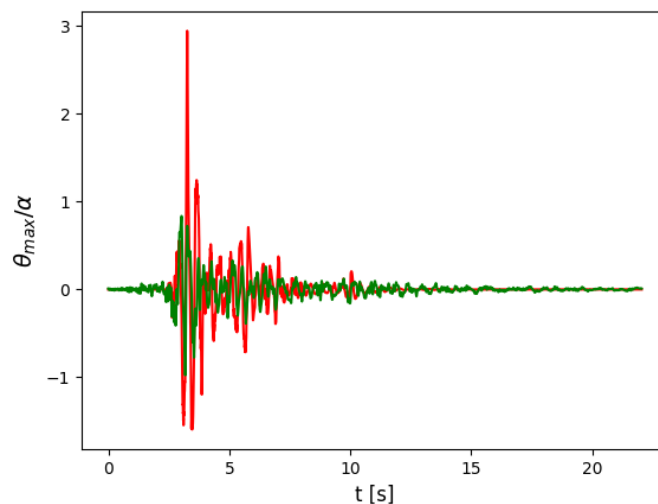


Figura 4.8 – Acelerograma no solo (linha verde) e no topo da fachada do edifício A – comportamento linear (linha vermelha)

Comparando agora as velocidades de pico dos sinais obtidos no topo das fachadas dos edifícios com as velocidades de pico no solo, verificou-se uma diminuição deste valor em 27 casos (25%) no edifício A, contrastando com os valores obtidos nos edifícios B e C onde este valor diminuiu em 72 casos (68%) e 63 casos (59%), respectivamente.

Foram também obtidas as acelerações no topo da fachada do edifício A, mas desta feita considerando o comportamento não linear do edifício, ou seja, o aparecimento de danos no edifício o que irá aumentar os seus períodos de vibração. Deste modo será possível identificar qual a situação mais gravosa para o bloco, se admitindo um comportamento linear do edifício, ou não linear.

Na Figura 4.9 apresenta-se a comparação das acelerações obtidas considerando comportamento linear (linha vermelha) e não linear (linha a tracejado verde), onde são evidentes as diferenças entre ambas, tanto no valor de pico das acelerações como nas frequências de cada ação, como depois se comprova na Figura 4.10 através da comparação dos espectros de potência de cada um dos sinais da Figura 4.9.

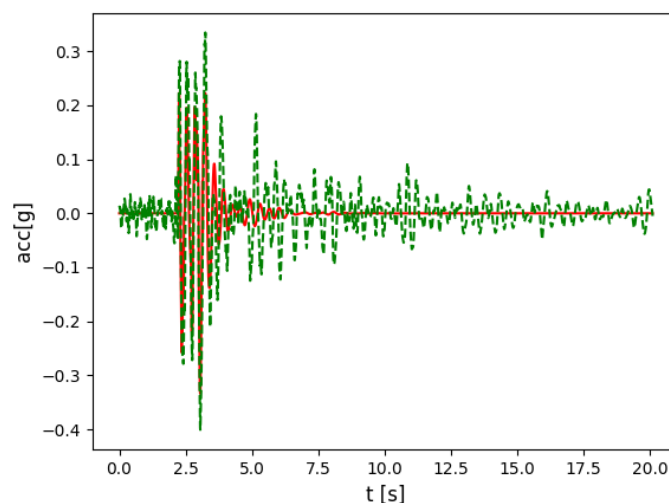


Figura 4.9 – Acelerogramas no topo da fachada do edifício A - comportamento linear (linha vermelha) e não linear (linha a tracejado verde)

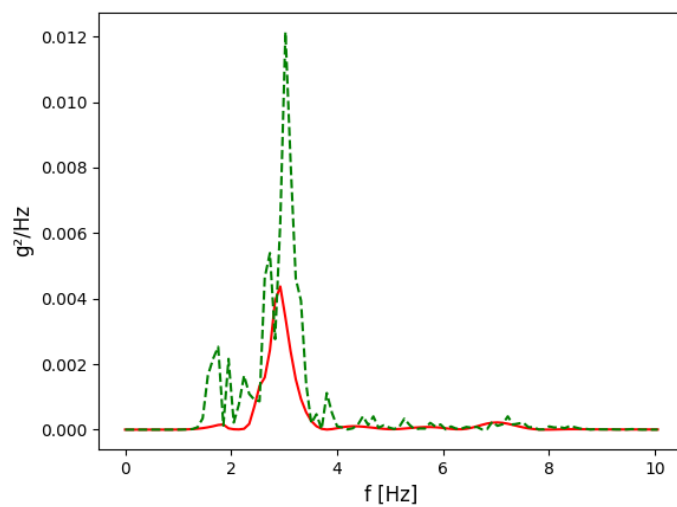


Figura 4.10 – Espectros de potência dos sinais obtidos no topo da fachada do edifício A – comportamento linear (linha vermelha) e não linear (linha a tracejado verde)

5

ANÁLISE DINÂMICA

Neste capítulo apresentam-se e comparam-se os resultados obtidos nas análises dinâmicas dos blocos, considerando-os poisados no solo e no topo da fachada dos edifícios. São também comparados os resultados do comportamento dos blocos obtidos no topo da fachada do edifício A para a hipótese de comportamento linear elástico e não linear do edifício e os resultados obtidos no topo dos 3 edifícios. É ainda descrita a metodologia adotada para a realização destas análises.

5.1. PYTHON

De modo a resolver a equação diferencial de 2ª ordem, disposta na equação (2.4), foi elaborado um código em *Python* que teve como ponto de partida um código em *MatLab* adquirido pelo NCREP.

O *MatLab* é um *software* de cálculo numérico reconhecido e amplamente testado. No entanto, e ao contrário do *MatLab*, o programa *Python* é gratuito e *open-source*. A apresentação gráfica dos resultados é um dos pontos fortes do *MatLab*; porém, podem ser garantidos gráficos com elevada qualidade no *Python*, através da instalação da biblioteca *Matplotlib* que funciona de modo muito semelhante à função “*plot()*” do *MatLab*. O facto de o *Python* possuir cada vez mais bibliotecas de análise de dados, tais como *NumPy*, *Scipy*, *Matplotlib*, *Pandas*, etc., torna-o bastante versátil, levando cada vez mais a comunidade científica a aplicar este tipo de linguagem computacional. Assim, pelos factos referidos, optou-se por construir uma rotina para resolução da equação diferencial utilizando o programa e a linguagem *Python*.

Uma vez que a linguagem e os comandos de cada programa diferem, foi necessário reformular o código instalado em *MatLab* para o introduzir no *Python*. Apresentam-se em seguida algumas das diferenças. Em relação ao comando utilizado para resolver a equação (2.4), no código realizado em *MatLab* foi utilizado o *ode113*, que não está incluído no *Python*. Consequentemente, foi necessário encontrar uma alternativa, importando da biblioteca *scipy* o comando “*integrate.odeint*” cujo objetivo é resolver equações diferenciais. No código *Python* não foi possível considerar a rotação inicial do ENE a zero (o ENE encontra-se inicialmente em repouso); este problema foi resolvido igualando este valor a 0.00001. Esta diferença não afeta o desempenho do código nem a resposta do ENE pois foi implementada uma condição que impõe que a resolução da equação diferencial apenas se inicie a partir do momento em que a aceleração ultrapassa o valor mínimo necessário para colocar o bloco em movimento de oscilação, dado pela equação (2.1). Na construção do código em *Python* introduziu-se a possibilidade de realizar várias análises em sequência variando o sinal de entrada (acelerograma) automaticamente, ou seja, de funcionar em ciclo, contrariamente ao código em *MatLab* que foi formulado para realizar cada análise individualmente, sendo o sinal de entrada alterado manualmente.

Com o intuito de perceber se o código realizado no *Python* resolvia a equação (2.4) corretamente, e assim validá-lo, foram comparados os resultados obtidos pelo código em *Python* com resultados do trabalho (Konstantinidis e Makris, 2005). Foram analisadas as curvas referentes à rotação e velocidade de rotação de um bloco ($p = 1.25$ e $\alpha = 0.16$), tendo como sinal de entrada um acelerograma registrado no sismo de 1994 em Northridge, na Califórnia.

Apresenta-se na Figura 5.1 as curvas obtidas com o código *Python* (a magenta) sobrepostas com os resultados apresentados em (Konstantinidis e Makris, 2005), onde é visível a concordância dos resultados, considerando-se assim validado o código.

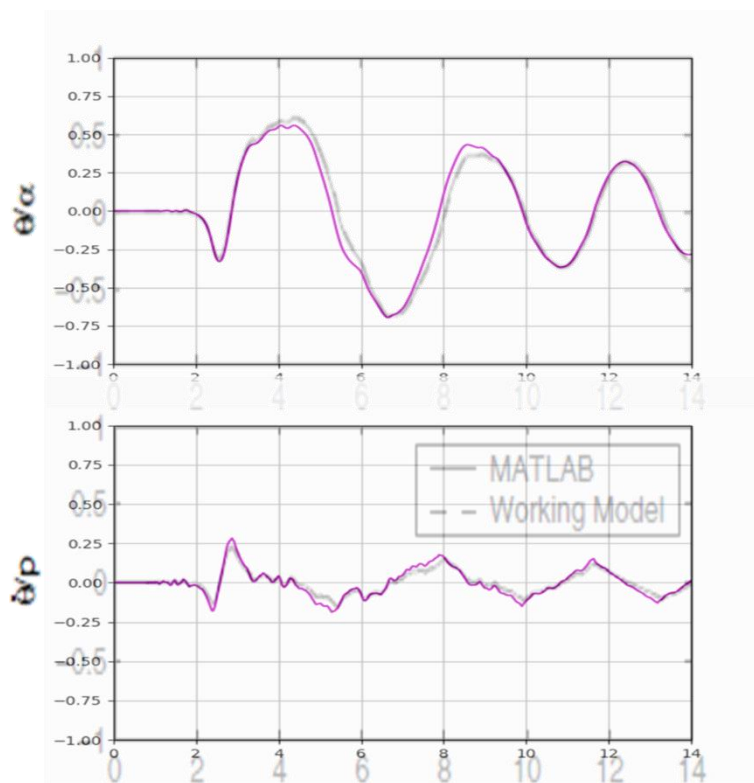


Figura 5.1 – Validação dos resultados obtidos através do código em *Python*

5.2. ANÁLISE DOS BLOCOS POISADOS NO SOLO

Após conclusão do código em *Python* e a sua validação, realizaram-se as análises dinâmicas aos 4 blocos que caracterizam os principais grupos da base de dados dos ENE, submetendo os blocos aos 106 acelerogramas anteriormente descritos na secção 4.2.

De modo a perceber qual o estado de dano que cada um dos blocos atingiu quando submetido a cada uma das ações sísmicas, foram definidos 3 estados limite. O primeiro (LS1 – *Limit State 1*) é atingido quando a rotação do bloco é superior a 0.01α , representando assim o início da rotação de corpo rígido - *rocking*. O segundo (LS2 – *Limit State 2*) caracteriza a situação de quase colapso do bloco e corresponde a uma rotação superior a 0.40α , ou seja, 40% do deslocamento último, tal como indica o regulamento italiano (NTC-2008). O último estado limite (LS3 – *Limit State 3*) corresponde ao colapso do bloco que ocorre quando a rotação é superior a α .

Num total de 424 análises dinâmicas, foram identificadas 80 análises onde não se verificou qualquer dano nos blocos (19%), 131 onde foi atingido o LS1 (31%), 66 correspondentes ao LS2 (15%) e 147

colapsos (35%), distribuídos pelas 4 famílias de blocos. Na Tabela 5.1 estão dispostos os casos identificados para cada família e para cada estado limite.

Tabela 5.1 – Ocorrências para cada LS com o bloco poisado no solo

	Família 1	Família 2	Família 3	Família 4
Sem dano	11	10	30	29
LS1	33	24	39	35
LS2	22	20	12	12
LS3	40	52	25	30

Tendo em conta estes resultados, é possível afirmar que cerca de 63% dos colapsos ocorreram nas famílias 1 e 2, sendo que nestas ocorrem também 64% dos casos em que foi atingido o estado de quase colapso. Analisando as ocorrências onde não foi identificado qualquer dano nos blocos, é possível afirmar que 74% destes casos ocorreram nas famílias 3 e 4. Isto deve-se essencialmente ao facto dos blocos das famílias 1 e 2 serem mais esbeltos que os blocos 3 e 4, revelando-se assim o parâmetro α como determinante para avaliar a vulnerabilidade sísmica dos blocos. Apesar dos blocos 1 e 2 terem a mesma esbelteza, o bloco 2 conta com mais ocorrências de colapso que o primeiro.

Posto isto, foi analisada a influência do parâmetro p nestes resultados, uma vez que este diferencia os 2 blocos. Os blocos 1 e 2 têm frequências iguais a 0.50 Hz e 0.61 Hz, respetivamente, obtidas a partir do parâmetro p . Foram então comparados os espectros de potência, de aceleração e velocidade, para 2 sismos onde o bloco 1 apenas atingiu o LS1 enquanto o bloco 2, para os mesmos sismos, colapsou. Verificou-se que os valores dos espectros de potência de aceleração dos sismos para a frequência do bloco 1 foram sempre inferiores aos valores obtidos para a frequência do bloco 2.

Em relação aos blocos 3 e 4, que também partilham o mesmo valor de esbelteza, verificou-se também mais colapsos na família 4 cujo parâmetro p é maior, apesar da diferença do número de colapsos neste caso ser menor. No entanto, comparando os espectros de potência de 1 sismo que levou a que o bloco 3 atingisse o LS1 e o bloco 4 LS3, constata-se o inverso do sucedido nas famílias 1 e 2, ou seja, obtêm-se valores superiores para as frequências menores.

5.3. Análise no Topo

Nesta secção apresentam-se os resultados obtidos considerando os blocos situados no topo da fachada dos edifícios, ou seja, utilizando como ação na base dos blocos os acelerogramas registados no topo das fachadas dos edifícios. Deste modo será possível perceber se o efeito de transmissão da ação sísmica em altura aumenta, ou não a vulnerabilidade dos blocos.

5.3.1. EDIFÍCIO A

5.3.1.1. Análise linear (AL)

Submetendo os ENE às acelerações obtidas no topo da fachada do edifício A, verificou-se que 41 blocos não sofreram qualquer tipo de dano (10%), 129 iniciaram o movimento de início de *rocking* atingido assim o primeiro estado limite definido (30%), 160 atingiram o estado de quase colapso (38%) e 94

colapsaram, ultrapassando assim o último estado limite (22%). Apresenta-se o número de casos ocorrido para cada família em cada estado limite na Tabela 5.2.

Tabela 5.2 – Ocorrências para cada LS no edifício A

	Família 1	Família 2	Família 3	Família 4
Sem dano	6	6	15	14
LS1	39	21	44	25
LS2	40	35	39	46
LS3	21	44	8	21

Tal como na análise efetuada simulando os blocos no solo, verificou-se que ocorreram mais colapsos nas primeiras 2 famílias quando comparado com as famílias 3 e 4, mais concretamente, 69%. Em contrapartida, é nas famílias 3 e 4 que se encontram 71% dos blocos que não sofreram qualquer dano quando submetidos às acelerações registadas no topo da fachada do edifício A. Estes resultados reforçam a influência do parâmetro α na avaliação da vulnerabilidade sísmica dos blocos. Novamente, comparando as famílias com o mesmo α , verifica-se que quanto maior for o valor p, maior será o número de blocos colapsados.

Comparativamente aos resultados presentes na Tabela 5.1 verifica-se uma redução no número de colapsos em todas as famílias. Na família 1 ocorreu uma redução de 47.5%, na família 2 uma redução de 15%, na família 3 reduziu em 68% e na família 4 observou-se uma redução de 30%.

5.3.1.2. Análise não linear (ANL)

Para o edifício A foi realizada também uma análise considerando o comportamento não linear do edifício, correspondendo esta a uma análise mais representativa da realidade, mas mais morosa do que a análise linear. Deste modo, os blocos foram submetidos aos acelerogramas obtidos no topo da fachada do edifício A, admitindo que apresentava um comportamento não linear, tendo sido obtidos os resultados dispostos na Tabela 5.3. Os modelos dos edifícios no *Tremuri* recorrem à associação de macroelementos que simulam o comportamento dos nêmbos e dos lintéis, estando estes ligados entre si através de elementos de grande rigidez. Os danos devido à ação sísmica ocorrem por norma nestes elementos, sendo estes modelados de modo a seguir um comportamento elasto-plástico para assim avaliar corretamente as forças de corte e flexão. Deste modo os elementos são capazes de simular o esmagamento da alvenaria nos cantos do elemento (devido à flexão) assim como simular uma resposta não linear dos elementos quando solicitados a esforços de corte e a deformação horizontal relativa (Rocha, 2019).

Tabela 5.3 - Ocorrências para cada LS no edifício A – comportamento não linear

	Família 1	Família 2	Família 3	Família 4
Sem dano	0	0	11	11
LS1	37	19	37	21
LS2	35	29	38	43
LS3	34	58	20	31

Comparando os resultados da Tabela 5.3 com os resultados da Tabela 5.1 verifica-se uma redução no número de colapsos nas famílias 1 e 3. Na família 1 este número reduziu 24%, na família 2 aumentou 12%, na família 3 reduziu 20% e na família 4 verificou-se 1 colapso adicional em relação aos colapsos ocorridos com os blocos poisados no solo. Verificou-se também a tendência para a ocorrência de mais colapsos nas famílias 1 e 2, quando comparado com as famílias 3 e 4, estando aqui concentrados 64% dos colapsos, sendo que o registo de blocos sem qualquer dano apenas ocorre nas famílias 3 e 4, que são menos esbeltas que as primeiras. Novamente, verifica-se, para as famílias com a mesma esbelteza, a ocorrência de mais colapsos no bloco de menor altura.

Comparando os resultados da Tabela 5.3 com os resultados da Tabela 5.2 verifica-se um ligeiro aumento no número de colapsos em todas as famílias. Na família 1 ocorreram mais 13 colapsos, na família 2 mais 14, na família 3 mais 13 e na família 4 mais 10 blocos atingiram o LS3. Mostra-se assim que a consideração do comportamento não linear do edifício A agrava a resposta dos blocos quando comparados com os resultados obtidos quando se considera o seu comportamento como linear. No entanto, a consideração do comportamento não linear não é condição suficiente para o aumento da resposta do bloco. A título exemplificativo apresenta-se na Figura 5.2 a resposta do bloco da família 1, considerando comportamento linear (linha vermelha) e não linear (linha tracejada a verde) para o edifício. Neste caso, o bloco colapsa quando se admite um comportamento linear para o edifício e apenas atinge o LS2 no caso do comportamento não linear, contrariando assim o aumento dos colapsos quando se realiza uma análise não linear. Os gráficos com o histórico de rotações (divididas por α) ao longo do tempo dos blocos de cada família, simulando os blocos poisados no solo e no topo da fachada dos edifícios A (considerando o comportamento linear e não linear do edifício), B e C podem ser consultados no anexo A.

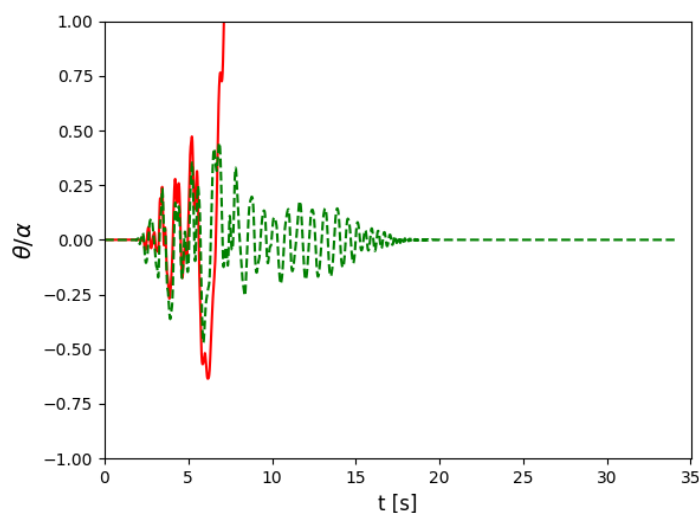


Figura 5.2 – Comparação da resposta do bloco considerando comportamento linear (linha vermelha) e não linear (linha tracejada a verde) do edifício A

5.3.2. EDIFÍCIO B

Analizados os blocos no topo da fachada do edifício B obtiveram-se os resultados dispostos na Tabela 5.4.

Tabela 5.4 – Ocorrências para cada LS no edifício B

	Família 1	Família 2	Família 3	Família 4
Sem dano	7	7	17	16
LS1	90	75	88	84
LS2	9	22	1	6
LS3	0	2	0	0

Atendendo aos resultados da Tabela 5.4 volta a verificar-se uma maior fragilidade para os blocos das famílias 1 e 2, ou seja, com α menor, uma vez que o número de ocorrências para LS mais severos (LS2 e LS3) é superior para os blocos destas famílias. Também nestas duas famílias é menor o número de blocos que não apresentaram qualquer tipo de dano, comparando com os resultados das famílias 3 e 4. Mais uma vez, para blocos com a mesma esbelteza, o bloco de menor altura é o mais vulnerável para LS mais severos, ou seja, o bloco da família 2 é mais vulnerável que o da família 1 e o bloco da família 4 é mais vulnerável que o bloco da família 3.

Comparando os resultados da Tabela 5.4 com os da Tabela 5.1 verifica-se que ocorre uma redução no número de blocos que não sofreram qualquer dano, assim como em relação ao colapso onde apenas se registaram 2 colapsos no total das 4 famílias. Quanto ao LS2, constata-se que apenas no bloco da família 2 se registaram mais ocorrências quando comparado com o número de ocorrências com os blocos poisados no solo (Tabela 5.1). Já quanto ao momento de início de movimento do bloco para fora do plano, observa-se maior vulnerabilidade quando os blocos se situam no topo da fachada do edifício B, uma vez que o número de ocorrências para este LS é muito superior ao número encontrado para a situação em que os blocos se encontram poisados no solo.

5.3.3. EDIFÍCIO C

Por fim, foram realizadas análises dinâmicas simulando os blocos no topo da fachada do edifício C, resultando os valores que se dispõem na Tabela 5.5.

Tabela 5.5 – Ocorrências para cada LS no edifício C

	Família 1	Família 2	Família 3	Família 4
Sem dano	4	4	9	11
LS1	101	86	97	95
LS2	1	15	0	0
LS3	0	1	0	0

Observando a Tabela 5.5 verifica-se de novo uma maior fragilidade dos blocos da família 1 e 2, uma vez que nestes o número de ocorrências nos LS2 e LS3 é superior ao verificado nas famílias 3 e 4. Verificou-se também que 71% dos casos em que não ocorreu qualquer dano nos blocos encontram-se nas famílias 3 e 4.

Confrontando os resultados da Tabela 5.5 com a Tabela 5.1 verifica-se uma redução do número de ocorrências para LS2 e LS3, assim como do número de blocos sem dano. Isto revela uma maior fragilidade dos blocos quando simulados poisados no solo do que quando poisados no topo da fachada do edifício C.

5.3.4. DISCUSSÃO DOS RESULTADOS

Efetuada todas as análises dinâmicas e registados os resultados, verificou-se que nas análises em que o bloco foi simulado no topo das fachadas dos edifícios A, B e C ocorreram sempre menos colapsos do que nas análises onde se simulou o bloco poisado no solo, isto considerando o comportamento dos edifícios como sendo linear elástico.

Tendo-se verificado que o pico da aceleração da ação no solo é amplificado em altura em todos os edifícios e para a grande maioria dos sismos analisados, verifica-se, tendo em conta os resultados apresentados da Tabela 5.1 à Tabela 5.5, que o aumento do pico da aceleração não provoca o aumento do número de colapsos. Foi também analisada a relação dos colapsos com o aumento da velocidade de pico registada no topo da fachada do edifício em relação à velocidade registada no solo. Daqui não foi possível estabelecer uma relação direta entre a causa e o efeito, sendo múltiplos os casos contraditórios.

Comparando o número de colapsos entre os edifícios analisados, verifica-se um número muito maior de colapsos no edifício A. De notar que este é o edifício mais alto dos 3, sendo os restantes mais rígidos podendo este ser um parâmetro que influencia a resposta do bloco. No edifício 3, para além de ser o edifício cujo período de vibração é o mais baixo, os blocos são simulados no topo do segundo piso (altura da fachada), situando-se assim a uma cota mais baixa do que nos edifícios A e B.

Deste modo, não sendo explícito quais os parâmetros que mais influência têm na resposta dos blocos, quando submetidos à ação sísmica, foram analisados os espectros de resposta em intervalos próximos do período efetivo do bloco T_r (*effective rocking period* na literatura inglesa), que se obtém a partir do parâmetro p . Dividindo p por 2π obtém-se a frequência do bloco f_r , consequentemente o período efetivo do bloco corresponde ao inverso desta, estando estes valores presentes na Tabela 5.6.

Tabela 5.6 – Período efetivo e frequência dos blocos

	Família 1	Família 2	Família 3	Família 4
T_r (s)	1.99	1.63	1.63	1.38
f_r (Hz)	0.50	0.61	0.61	0.72

Assim, foi analisado o espectro médio de acelerações ($avgSa$) e de velocidades, no intervalo entre $0.75T_r$ e $1.5T_r$, e foi calculado o integral destes mesmos espectros, desta feita para valores entre 0 e T_r (para o espectro de acelerações é denominado de FASI, sendo este parâmetro explorado no capítulo 6, secção 6.1). Na Tabela 5.7 apresentam-se os valores resultantes desta operação, tendo também sido calculados rácios que representam o quociente entre os valores obtidos no topo e no solo.

Os resultados expostos na Tabela 5.7 são referentes ao bloco da família 1 para 4 sismos (identificados como i), ii), iii) e iv)) onde a resposta do bloco no topo foi anormal em relação ao que seria espetável, estando os rácios sublinhados a verde ou vermelho conforme o valor tenha diminuído ou aumentado do solo em relação ao topo, respetivamente.

Tabela 5.7 – Rádios dos espectros médios e do integral dos espectros, de aceleração e velocidade

Espectro	Sismo	Intervalo	Solo	A	B	C	Rácio A	Rácio B	Rácio C
PSA	i)	0.75Tr a 1.5Tr	1.23	2.82	1.37	1.18	2.29	1.11	0.96
		0 a Tr	1.79	4.15	2.03	1.75	2.32	1.13	0.98
	ii)	0.75Tr a 1.5Tr	0.73	1.39	0.92	1.09	1.90	1.26	1.49
		0 a Tr	1.03	2.06	1.37	1.62	2.00	1.33	1.57
	iii)	0.75Tr a 1.5Tr	0.86	1.73	0.81	0.63	2.01	0.94	0.73
		0 a Tr	1.24	2.55	1.19	0.93	2.06	0.96	0.75
	iv)	0.75Tr a 1.5Tr	0.76	0.89	0.55	0.62	1.17	0.72	0.82
		0 a Tr	1.01	1.31	0.82	0.92	1.30	0.81	0.91
PSV	i)	0.75Tr a 1.5Tr	0.85	0.81	0.68	0.47	0.95	0.80	0.55
		0 a Tr	1.12	1.20	0.95	0.66	1.07	0.85	0.59
	ii)	0.75Tr a 1.5Tr	0.70	0.74	0.42	0.41	1.06	0.60	0.59
		0 a Tr	0.87	1.03	0.59	0.58	1.18	0.68	0.67
	iii)	0.75Tr a 1.5Tr	0.86	1.13	0.43	0.26	1.31	0.50	0.30
		0 a Tr	1.08	1.54	0.59	0.37	1.43	0.55	0.34
	iv)	0.75Tr a 1.5Tr	1.08	0.54	0.27	0.24	0.50	0.25	0.22
		0 a Tr	1.16	0.75	0.37	0.34	0.65	0.32	0.29

No sismo i) verificou-se para os 3 edifícios um aumento em altura dos valores de pico de aceleração e velocidade, tendo o bloco colapsado quando poisado no solo, atingido o estado de quase colapso no topo da fachada do edifício A e atingido o LS1 no topo das fachadas dos edifícios B e C. Em relação ao PSA verificou-se o aumento do avgSa e do FASI para os edifícios A e B, excetuando-se o edifício C. Já efetuando o mesmo procedimento utilizando PSV verificou-se uma redução no topo em todos os parâmetros calculados para os edifícios B e C e também no espectro médio de velocidades.

No sismo ii) foram obtidos valores de aceleração e velocidade superiores em relação à base em todos os edifícios, tendo o bloco colapsado quando poisado no solo e atingido o LS1 no topo dos 3 edifícios. Neste caso o avgSa e FASI foram sempre superiores no topo das fachadas dos edifícios, no entanto, efetuando os mesmos cálculos utilizando PSV verificou-se uma redução dos valores no topo nos edifícios B e C.

No sismo iii) o bloco atingiu o colapso no solo, LS2 no topo da fachada do edifício A e LS1 nos restantes edifícios. Para este sismo verificou-se amplificação em altura da aceleração e da velocidade em todos os edifícios, exceto a velocidade no topo da fachada do edifício C. Todos os rádios obtidos para o edifício A foram superiores a 1 indicando aumento dos parâmetros no topo, sendo que para os edifícios B e C os rádios foram todos inferiores a 1.

No sismo iv) verificou-se novamente o colapso do bloco poisado no solo, LS2 no topo da fachada do edifício A e LS1 nos restantes edifícios. Para este sismo verificou-se para todos os edifícios amplificação

em altura do pico de aceleração e redução do pico de velocidade. Neste caso os rácios obtidos com os parâmetros relativos a PSA foram superiores a 1 apenas no topo da fachada do edifício A, tendo sido inferiores a 1 nos edifícios B e C, assim como os valores obtidos com o PSV.

Foram apresentados na Tabela 5.7 rácios obtidos para 4 sismos apenas, no entanto estes foram calculados para os 106 sismos utilizados tendo-se verificado a mesma tendência, ou seja, o conteúdo do espectro de resposta do sinal em velocidades é muito menor no topo das fachadas dos edifícios, para a maioria dos casos, dispondo-se na Tabela 5.8 a contagem dos rácios inferiores a 1 para todos os edifícios.

Tabela 5.8 – Ocorrências de rácios inferiores a 1

Espectro	Intervalo	A	B	C
PSA	0.75Tr a 1.5Tr	14	74	61
	0 a Tr	11	72	60
PSV	0.75Tr a 1.5Tr	45	99	97
	0 a Tr	42	99	95

A partir da Tabela 5.8 verifica-se um grande número de casos em que o conteúdo do espectro de resposta do sinal em velocidades na gama de frequências que interessam aos blocos no topo das fachadas dos edifícios é inferior ao da base, principalmente nos edifícios B e C, sendo que também se verifica a redução do conteúdo do espectro de resposta do sinal em acelerações, no entanto com menor expressão.

Deste modo, o autor acredita que a redução do espectro de resposta do conteúdo do sinal em velocidades para a gama de frequências analisadas poderá ser um dos fatores que justifica a ocorrência de menos colapsos no topo das fachadas dos edifícios, em particular nos edifícios B e C. Porém, não tendo sido aprofundada a influência deste parâmetro, será necessário a realização de mais análises, assim como um estudo mais focado para a transmissão da ação sísmica em altura de modo a verificar estas conclusões.

6

FRAGILIDADE DOS ENE

Neste capítulo são descritas as medidas de intensidade adotadas para caracterizar a ação sísmica, sendo depois relacionadas com a resposta dos blocos, quer posicionados no solo, quer no topo das fachadas dos edifícios. Posto isto, define-se a metodologia adotada para obtenção de curvas de fragilidade. Por fim comparam-se estas com as curvas de fragilidade obtidas segundo a metodologia proposta pelo FEMA P-58.

6.1. Medidas de Intensidade

Obtido o registo do movimento dos blocos quando submetidos aos diferentes sinais, quer quando poisados no solo, quer no topo das fachadas dos edifícios, foram efetuados gráficos onde se relaciona a resposta do bloco com determinada medida de intensidade caracterizadora de cada sismo. Foram escolhidas diferentes medidas de intensidade, tanto para as análises no solo como no topo, para assim perceber qual a que melhor relaciona a resposta do bloco com o aumento da intensidade.

Para analisar os blocos, quando simulados no solo, foram utilizadas no total 7 medidas de intensidade (IM – *Intensity Measure*):

- PGA (*Peak Ground Acceleration*)
- PGV (*Peak Ground Velocity*)
- P.acc(fr)
- P.vel(fr)
- PSV(Tr) (*Pseudo-Spectral Velocity*)
- avgSa (*Average Acceleration Spectrum*)
- FASI (*Floor Acceleration Spectrum Intensity*)

As medidas de intensidade PGA e PGV correspondem ao pico da aceleração e velocidade do solo, respetivamente, sendo ambas fáceis de determinar e frequentemente escolhidas como parâmetros caracterizadores da ação sísmica na generalidade da literatura.

Seguem-se P.acc(fr) e P.vel(fr), que correspondem ao valor do espectro de potência para a frequência do bloco ($fr = 1/Tr$) cujos valores estão presentes na Tabela 5.6, correspondendo o primeiro ao espectro de aceleração e o segundo ao de velocidade, tal como indicam as siglas. Estas foram escolhidas de modo a considerar o conteúdo em frequência de cada uma das ações, assim como a frequência do próprio bloco. De seguida foi utilizado o valor do PSV para o período efetivo do bloco Tr (Tabela 5.6).

Por fim, foram utilizadas as medidas avgSa e FASI, correspondendo a primeira à média do espectro de resposta de aceleração para um intervalo de períodos do bloco, mais concretamente entre $0.75Tr$ e $1.5Tr$,

sendo uma medida cada vez mais aplicada na avaliação da vulnerabilidade sísmica. A segunda representa uma nova IM que se revelou eficiente na avaliação da vulnerabilidade sísmica de ENE em estudos recentes (Lucchini *et al.*, 2019) e é obtida segundo a equação (6.1), ou seja, o integral do espectro de resposta de aceleração para um fator de amortecimento $\xi=5\%$, entre 0 e T_r , que corresponde ao período efetivo do bloco presente na Tabela 5.6.

$$FASI = \int_0^{T_r} S(T, \xi) dT \quad (6.1)$$

Para a análise dos blocos, quando situados no topo das fachadas dos edifícios, foram escolhidas 4 medidas de intensidade:

- PGV
- avgSa
- FASI
- PSV(T)

As três primeiras correspondem a IM descritas anteriormente e a última, PSV(T), difere da anteriormente descrita PSV(T_r) uma vez que o valor do espectro de reposta de velocidade é agora obtido a partir do período fundamental do edifício (T) e não para o período efetivo do bloco (T_r). Os valores dos períodos fundamentais de cada edifício estão dispostos na Tabela 4.1.

Assim, apresenta-se na Figura 6.1 os gráficos onde se relaciona a resposta do bloco poisado no solo, mais concretamente o valor da rotação máxima experienciada pelo bloco (θ_{max}) dividida por α , representada no eixo vertical, com as diferentes medidas de intensidade no eixo horizontal. Estes gráficos correspondem ao comportamento do bloco referente à família 1.

Na Figura 6.2 estão dispostos os gráficos análogos aos da Figura 6.1, no entanto representativos da situação em que se considera o bloco da família 1 situado no topo da fachada do edifício A.

Os gráficos presentes na Figura 6.1 e na Figura 6.2 correspondem ao comportamento do bloco referente à família 1 considerando o bloco poisado no solo e no topo da fachada do edifício A, respetivamente. Os gráficos referentes às restantes famílias, considerando o bloco poisado no solo e no topo das fachadas dos restantes edifícios, podem ser consultados no anexo B. Na Figura 6.1 e na Figura 6.2 os círculos a preto representam o LS3, os azuis o LS2 e os verdes o LS1.

Posto isto os círculos a preto foram diretamente obtidos através da divisão de θ_{max} por α , sendo que para os círculos azuis e verdes este valor teve de ser dividido por 0.40 e 0.01, respetivamente, para assim representar os restantes estados limite definidos. Em todos os casos, os valores da divisão entre θ_{max} e α superiores a 1.0 foram igualados a 1.0, evidenciando assim que o bloco, para determinada ação, atingiu tal estado limite, daí a concentração de círculos no alinhamento referente a $\theta_{max}/\alpha = 1.0$.

Com estes gráficos é possível perceber quais as medidas de intensidade que provocam uma menor dispersão de pontos e cuja aproximação desses a uma única linha se poderia assemelhar à forma de uma curva de fragilidade (semelhante ao símbolo da integral “ $\int$ ”).

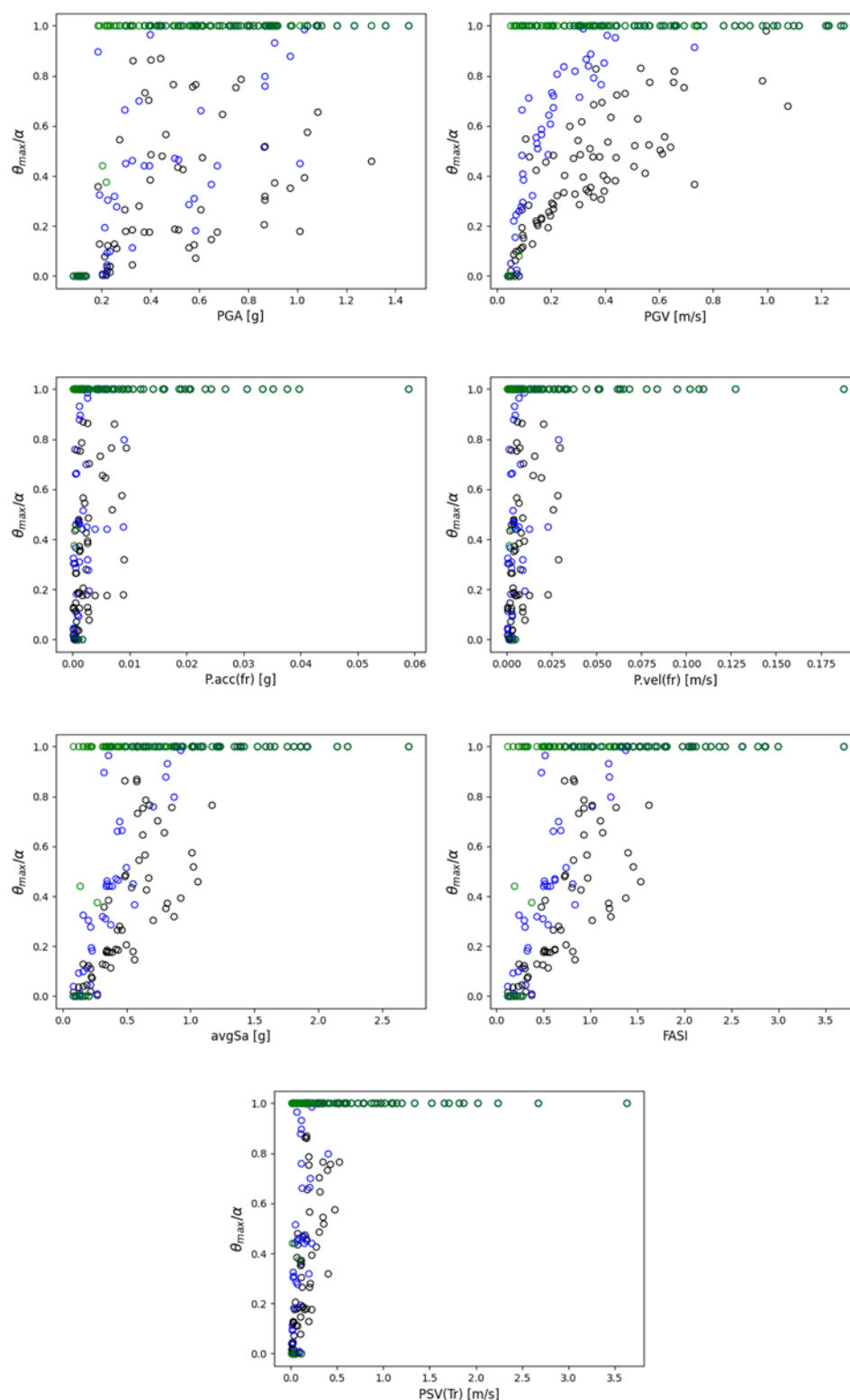


Figura 6.1 – Relação entre a resposta do bloco da família 1 no solo com as IM

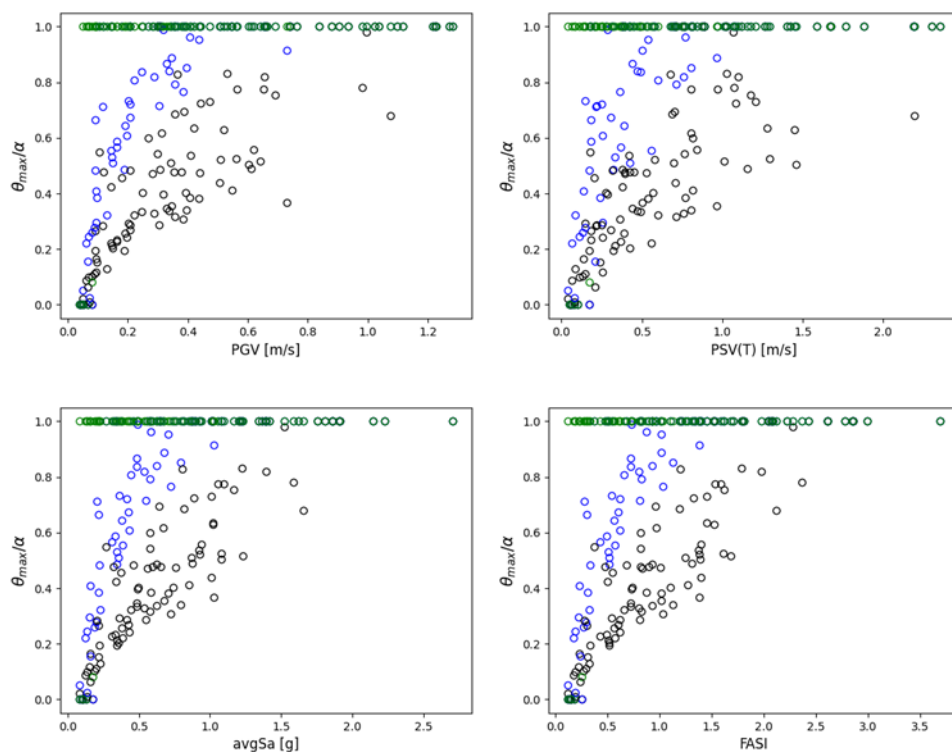


Figura 6.2 - Relação entre a resposta do bloco da família 1 no topo da fachada do edifício A com as IM

Assim, verificou-se que no que se refere às análises considerando o bloco poisado no solo (Figura 6.1) as IM que melhor caracterizam a resposta do bloco foram: PGV, avgSa e FASI, sendo estas últimas muito semelhantes entre si. Esta semelhança é normal uma vez que ambas são obtidas a partir de valores correspondentes a um intervalo definido segundo o valor do período efetivo do bloco, a primeira entre $0.75T_r$ e $1.5T_r$ e a segunda entre 0 e T_r .

Em relação às análises com o bloco no topo da fachada do edifício A (Figura 6.2), todas as IM utilizadas revelaram uma boa aproximação dos pontos, tendo um comportamento semelhantes entre elas, apesar de avgSa e FASI apresentaram resultados com menor dispersão que PGV e PSV(T).

Analisando os gráficos presentes na Figura 6.1 e na Figura 6.2, constata-se também existir uma pior caracterização da resposta do bloco para sismos de baixa intensidade.

6.2. Curvas de Fragilidade

6.2.1. METODOLOGIA

Estando definidos os estados limite e as medidas de intensidade a utilizar, e registado o movimento de cada um dos blocos quando submetido a cada ação sísmica, procedeu-se à obtenção de curvas de fragilidade, que representam a probabilidade de cada elemento atingir um dado estado de dano sob determinada intensidade sísmica. Estas curvas serão obtidas para a situação em que se considera o bloco poisado no solo e no topo das fachadas dos edifícios.

As curvas de fragilidade serão realizadas efetuando uma análise denominada de *Cloud Analysis* (Jalayer *et al.*, 2015). Esta baseia-se na obtenção da regressão linear entre a resposta estrutural (EDP – *Engineering Demand Parameter*) e a medida de intensidade (IM), ambas no espaço logarítmico.

Deste modo foram realizados gráficos onde se relaciona a rotação máxima do bloco (EDP) com as medidas de intensidade, ambas na escala logarítmica. De notar que tendo sido utilizado um modelo numérico para obtenção das rotações do bloco ao longo do tempo, o valor máximo das rotações poderá atingir valores elevados, sendo estes incoerentes com a realidade, uma vez que, colapsado o bloco, atingiu-se a máxima rotação do mesmo. No entanto, caso fosse limitado o valor da rotação máxima ao máximo valor admissível iria ocorrer uma grande saturação de pontos para este limite influenciando os resultados do método adotado para obtenção das curvas de fragilidade. Aplicado o método e obtida a reta referente à regressão linear obtém-se o gráfico disposto na Figura 6.3, neste caso para o bloco da família 1, simulado poisado no solo. Os gráficos análogos ao da Figura 6.3 para as restantes famílias considerando o bloco poisado no solo e no topo da fachada dos edifícios A (considerando comportamento linear e não linear do edifício), B e C podem ser consultados no anexo C.

Na Figura 6.3 os círculos representam a relação do EDP com IM no espaço logarítmico; a linha vermelha representa a regressão linear e as linhas horizontais representam cada um dos estados limite definidos: a linha horizontal negra representa o LS3, a azul o LS2 e a verde o LS1, também inscritos na escala logarítmica.

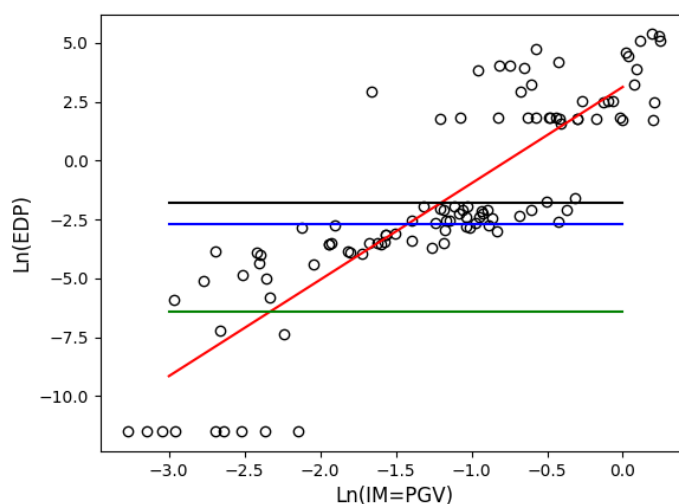


Figura 6.3 – Relação entre $\text{Ln}(\text{EDP})$ e $\text{Ln}(\text{IM})$ e regressão linear

Realizado o gráfico da Figura 6.3 e obtida a regressão linear, obtém-se o desvio padrão à reta, a interseção de cada uma das retas horizontais com a reta a vermelho e o quadrado do coeficiente de correlação R^2 . Cada interseção representa a mediana da curva de fragilidade referente a cada LS, ou seja, o valor da IM que corresponde a uma probabilidade igual a 50% de se atingir determinado estado de dano. Deste modo, cada curva de fragilidade terá uma mediana diferente, mantendo-se o desvio padrão constante, permitindo assim que as curvas referentes ao mesmo bloco para os diferentes LS nunca se cruzem, sendo esta uma das grandes vantagens da *Cloud Analysis*.

A probabilidade de atingir determinado LS para cada IM é então definida pela equação (6.2) (Martins e Silva, 2020), onde ϕ representa a função de densidade de probabilidade da distribuição gaussiana.

$$P[DS \geq ds_i | IM] = \phi \left(\frac{E[\ln EDP | \ln IM] - \ln EDP_{dsi}}{\sigma_{TOTAL}} \right) \quad (6.2)$$

As curvas de fragilidade foram então obtidas no *Python* através do comando *lognorm.cdf*, cujos parâmetro de entrada são a mediana e o desvio padrão. Tendo como ponto de partida os dados referentes ao gráfico presente na Figura 6.3, os valores das interseções das retas e o desvio padrão da reta a vermelho, obtêm-se as curvas de fragilidade dispostas na Figura 6.4.

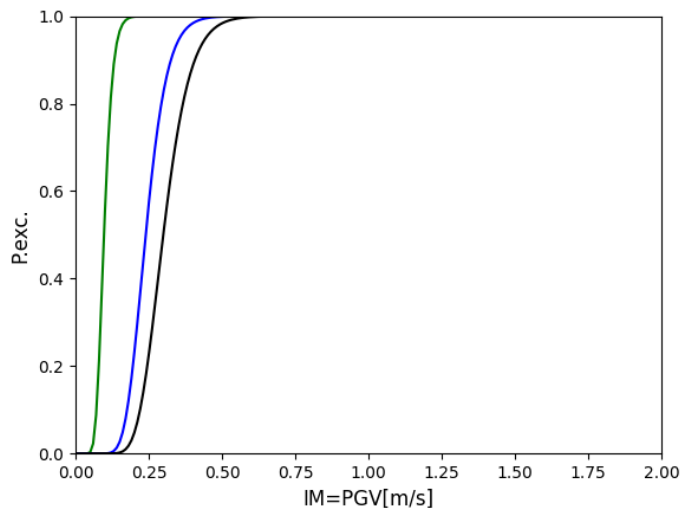


Figura 6.4 – Curvas de fragilidade para o bloco da família 1 no solo, IM=PGV (m/s)

Na Figura 6.4, “P.exc.” representa a probabilidade de excedência, obtida a partir da equação (6.2). As curvas a negro, azul e verde representam o LS3, LS2 e LS1, respetivamente, neste caso para a medida de intensidade PGV.

A escolha da melhor medida de intensidade foi feita a partir do valor do coeficiente R^2 obtido da regressão linear: quanto mais próximo de 1 for este valor maior será a aproximação dos dados e melhor será a IM. Na Tabela 6.1 apresentam-se os valores obtidos para as diferentes IM efetuando as análises considerando o bloco poisado no solo.

Na Tabela 6.1, as linhas assinaladas a verde referem-se às IM com R^2 mais elevado, tal como seria espectável atendendo à Figura 6.1, correspondendo estas ao PGV, avgSa e FASI. Consequentemente, foram utilizadas estas IM na obtenção das curvas de fragilidade. Os valores de R^2 para as análises no topo corresponderam ao esperado (analisando a Figura 6.2), tendo sido os valores muito próximos para as 4 IM escolhidas, no entanto com resultados ligeiramente melhores para PGV, avgSa e FASI, tendo sido estas as IM escolhidas para efetuar a comparação entre as curvas de fragilidade obtidas considerando o bloco poisado no solo e no topo das fachadas dos edifícios. Os valores referentes ao R^2 , para as análises no topo da fachada dos edifícios A (considerando comportamento linear e não linear do edifício), B e C podem ser consultados no anexo D, sendo que estes, são para todas as famílias de blocos e medidas de intensidade, sempre inferiores. Contudo, as IM cujo valor R^2 foi mais elevado foram, em todos os edifícios e para a maioria das famílias, o PGV, avgSa e FASI, tal como quando o bloco se encontrava poisado no solo. Assim serão usadas estas IM na obtenção das curvas de fragilidade para a situação em que o bloco se situa no topo da fachada dos edifícios.

Tabela 6.1 - R^2 para os diferentes blocos poisados no solo para cada IM

R^2	Solo			
	Família 1	Família 2	Família 3	Família 4
PGA	0.595	0.490	0.679	0.670
PGV	0.737	0.656	0.788	0.786
P.acc(fr)	0.450	0.415	0.510	0.370
P.vel(fr)	0.400	0.387	0.450	0.280
FASI	0.761	0.656	0.778	0.779
avgSa	0.764	0.660	0.779	0.784
PSV(Tr)	0.620	0.550	0.594	0.600

Na Tabela 6.2 apresentam-se os valores da mediana e desvio padrão logarítmico (σ) resultantes da *Cloud Analysis*, para cada bloco poisado no solo, LS e IM. Os valores referentes às análises no topo das fachadas dos edifícios A (considerando comportamento linear e não linear do edifício), B e C podem ser consultados no anexo E. As curvas análogas às da Figura 6.4 para as restantes famílias de blocos e IM podem ser consultadas no anexo F.

Tabela 6.2 - Mediana e desvio padrão logarítmico para as análises do bloco poisado no solo

Família	IM	Solo					
		LS1		LS2		LS3	
		Mediana	σ	Mediana	σ	Mediana	σ
1	PGV	0.097	0.240	0.240	0.240	0.300	0.240
	avgSa	0.210	0.242	0.482	0.242	0.592	0.242
	FASI	0.302	0.250	0.677	0.250	0.828	0.250
2	PGV	0.077	0.298	0.186	0.298	0.231	0.298
	avgSa	0.200	0.319	0.452	0.319	0.553	0.319
	FASI	0.235	0.333	0.516	0.333	0.627	0.333
3	PGV	0.202	0.265	0.409	0.265	0.487	0.265
	avgSa	0.485	0.292	0.938	0.292	1.105	0.292
	FASI	0.553	0.304	1.045	0.304	1.224	0.304
4	PGV	0.187	0.282	0.365	0.282	0.431	0.282
	avgSa	0.523	0.309	0.967	0.309	1.126	0.309
	FASI	0.497	0.326	0.898	0.326	1.040	0.326

6.2.2. COMPARAÇÃO RESULTADOS NO SOLO E NO TOPO

Efetuada as curvas de fragilidade, procedeu-se à comparação das curvas referentes às análises do bloco poisado no solo com as curvas referentes às análises do bloco no topo das fachadas dos edifícios, para assim perceber qual a situação mais vulnerável para o bloco. Apresenta-se assim na Figura 6.5 a sobreposição das curvas considerando o bloco da família 1 no solo (linhas a cheio) e no topo da fachada do edifício A, analisado em regime linear (linhas a tracejado), para a medida PGV, correspondendo as cores preto, azul e verde aos LS3, LS2 e LS1, respetivamente.

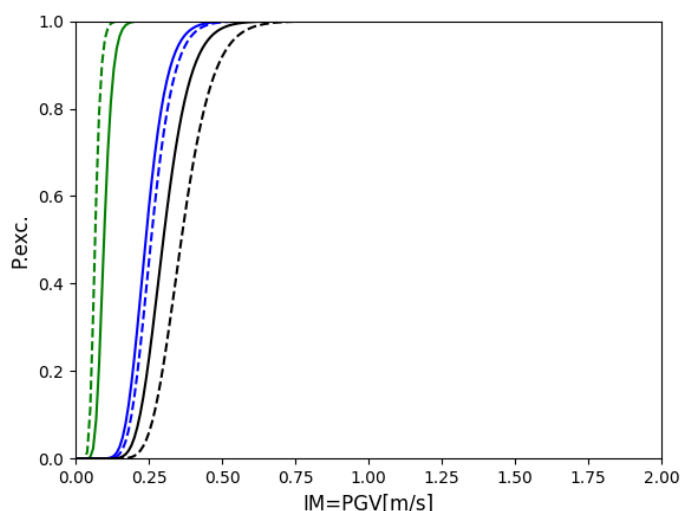


Figura 6.5 – Curvas de fragilidade para o bloco 1 no solo e no topo da fachada do edifício A, IM=PGV (m/s)

Analisando a Figura 6.5, e comparando as linhas a preto é possível afirmar que a vulnerabilidade do bloco 1 diminui quando o mesmo se situa no topo da fachada do edifício A. Quando PGV é igual a 0.30 m/s a probabilidade de colapso considerando o bloco poisado no solo é de 50%, sendo que este valor ocorre no topo da fachada do edifício A para PGV igual a 0.36 m/s. O mesmo verifica-se quando avaliado o LS2. Já quanto ao LS1, verifica-se que mais facilmente o bloco inicia o movimento para fora do plano quando simulado no topo da fachada do edifício A. Para as medidas de intensidade avgSa e FASI as conclusões são as mesmas, podendo estas ser observadas no anexo F, estando aqui presentes as curvas referentes às restantes famílias de blocos. Os resultados destas curvas correspondem ao esperado uma vez que, comparando a Tabela 5.1 com a Tabela 5.2 se verifica um maior número de ocorrências para o LS1 no topo, tendo acontecido o inverso para os LS2 e LS3.

Em relação ao bloco 2, constata-se que a vulnerabilidade do mesmo é superior quando situado no topo da fachada do edifício A. No entanto, para LS2 e LS3 o valor da mediana das curvas no solo e no topo pouco difere, sendo por isso as curvas muito semelhantes.

Quanto ao bloco 3, verificou-se que este inicia o movimento de *rocking* (LS1) com maior facilidade quando no topo da fachada do edifício A do que no solo. Em relação às curvas referentes ao LS2, é possível afirmar que a mediana de ambas é muito semelhante, diferindo apenas na forma, uma vez que a dispersão das curvas para o bloco poisado no solo é maior. Comparando as curvas referentes ao colapso, é evidente uma maior vulnerabilidade do bloco quando apoiado no solo.

Em relação ao bloco 4 verificou-se maior vulnerabilidade do mesmo quando poisado no topo da fachada do edifício A, para todos os LS.

Em relação às curvas de fragilidade simulando o bloco no topo das fachadas dos edifícios B e C, deverão ser consideradas como representativas dos acontecimentos registados apenas as curvas referentes ao LS1, uma vez que nestes edifícios houve muito poucas ocorrências para o LS2 e LS3. Deste modo, devido à falta de discretização da resposta do bloco para estes estados de dano, as curvas referentes a LS2 e LS3 são geradas a partir do comportamento do bloco caracterizado para o LS1, resultando em curvas onde é sobrestimada a medida de intensidade que leva ao colapso do bloco. Assim, expõem-se na Figura 6.6 e na Figura 6.7 as curvas de fragilidade do bloco da família 1 situado no topo das fachadas dos edifícios B e C, comparadas com as curvas análogas no solo. Analisando a Figura 6.6 e a Figura 6.7 torna-se claro que para o LS1 o bloco é mais vulnerável quando situado no topo das fachadas dos edifícios, enquanto que em relação a LS2 e LS3 o bloco é muito mais vulnerável quando poisado no solo do que no topo das fachadas dos edifícios pelos motivos já apresentados.

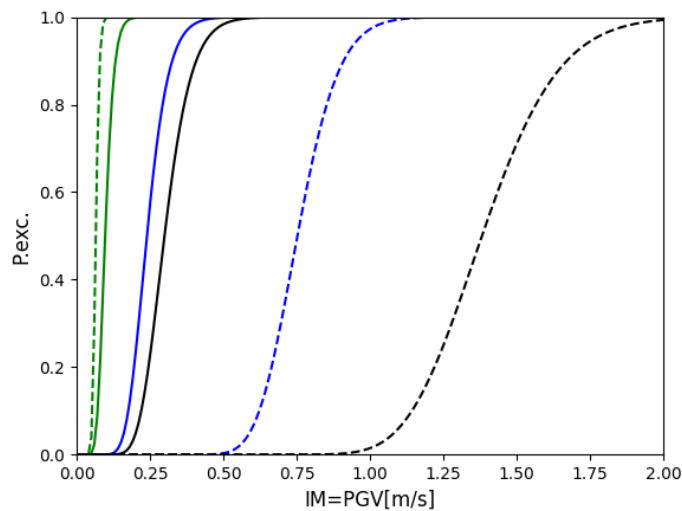


Figura 6.6 - Curvas de fragilidade para o bloco 1 no solo (linhas a cheio) e no topo da fachada do edifício B (linhas a tracejado), IM=PGV (m/s), preto – LS3; azul – LS2; verde – LS1

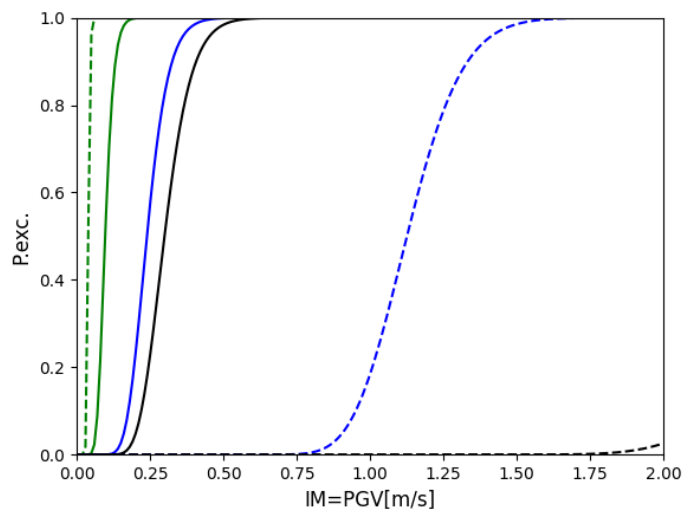


Figura 6.7 - Curvas de fragilidade para o bloco 1 no solo (linhas a cheio) e no topo da fachada do edifício C (linhas a tracejado), IM=PGV (m/s), preto – LS3; azul – LS2; verde – LS1

6.2.3. COMPARAÇÃO ANÁLISE LINEAR E NÃO LINEAR

Tendo já ficado claro que admitir o comportamento do edifício como linear ou não linear conduz a resultados diferentes, correspondendo a análise não linear à situação mais gravosa para o bloco, foram realizadas e sobrepostas as curvas referentes a uma e outra análise. Na Figura 6.8 estão representadas as curvas de fragilidade para o bloco 1 no topo da fachada do edifício A, a tracejado efetuando a análise linear (AL) e a ponteados a não linear (ANL), representando as cores cada LS, negro – LS3, azul – LS2 e verde – LS1.

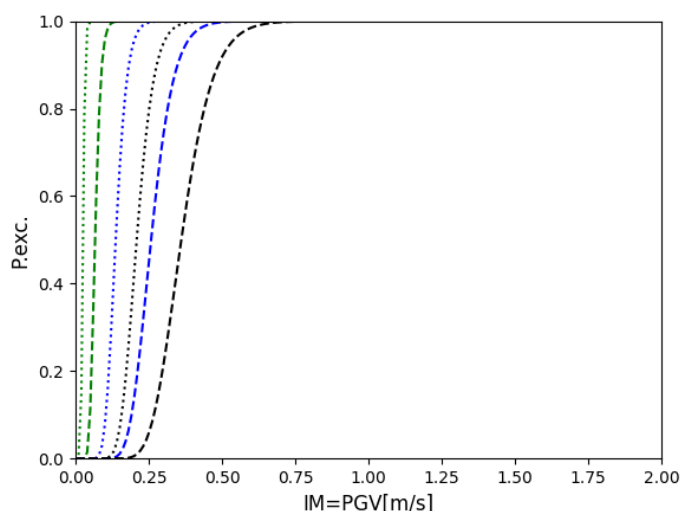


Figura 6.8 – Curvas no topo da fachada do edifício A, realizando AL (linhas a tracejado) e ANL (linhas a ponteados), preto – LS3; azul – LS2; verde – LS1

Atendendo à Figura 6.8 são evidentes as diferenças obtidas aquando da realização de AL ou ANL, aumentando significativamente a vulnerabilidade do bloco 1 para a última. Para os restantes blocos verifica-se o mesmo. A IM utilizada para gerar as curvas da Figura 6.8 foi PGV. No entanto, a utilização de avgSa ou FASI não compromete as conclusões obtidas, sendo a distribuição das curvas semelhante.

De modo a relacionar a resposta do bloco considerando AL e ANL do edifício A, foi calculado o quociente entre a mediana de cada curva a tracejado e a mediana de cada curva a ponteados, resultando nos valores presentes na Tabela 6.3. Assim, é possível estimar, com base nos resultados do edifício A, as curvas de fragilidade para uma ANL a partir das curvas obtidas para AL, multiplicando as últimas pelos quocientes dispostos na Tabela 6.3.

Tabela 6.3 - Quociente entre as medianas das curvas referentes a ANL e AL

Família	IM	Fator de escala		
		LS1	LS2	LS3
1	PGV	0.38	0.53	0.58
	avgSa	0.40	0.55	0.60
	FASI	0.41	0.56	0.61
2	PGV	0.32	0.46	0.50
	avgSa	0.35	0.49	0.53
	FASI	0.36	0.50	0.54
3	PGV	0.72	0.71	0.71
	avgSa	0.73	0.74	0.74
	FASI	0.72	0.75	0.76
4	PGV	0.73	0.80	0.82
	avgSa	0.75	0.82	0.84
	FASI	0.76	0.82	0.84

Tendo sido os quocientes obtidos na Tabela 6.3 semelhantes para cada bloco, entre as 3 IM adotadas foi calculado o valor médio dos quocientes obtidos para cada LS de modo a definir o desfaseamento entre as curvas obtidas efetuando AL e ANL, estando estes dispostos na Tabela 6.4.

Tabela 6.4 – Quociente médio entre ANL e AL

	LS1	LS2	LS2
Família 1	0.39	0.55	0.60
Família 2	0.34	0.48	0.53
Família 3	0.72	0.73	0.74
Família 4	0.75	0.81	0.83

6.2.4. COMPARAÇÃO RESULTADOS NO TOPO DAS FACHADAS DOS EDIFÍCIOS

Efetuada uma comparação dos resultados obtidos no topo dos 3 edifícios analisados, e compilando as curvas referentes ao bloco 1 no topo de cada edifício obtém-se as curvas dispostas na Figura 6.9, usando PGV como IM, obtendo-se resultados semelhantes usando avgSa e FASI. Na Figura 6.9 as cores azul, verde e vermelho representam os edifícios A, B e C, respectivamente, correspondendo as linhas a cheio ao LS3, a tracejado ao LS2 e pontilhado ao LS1. Analisando a Figura 6.9 e comparando as curvas obtidas para LS1, uma vez que nos edifícios B e C foram poucas as ocorrências para LS2 e LS3, verifica-se que o bloco é mais vulnerável quando localizado no topo da fachada do edifício C, sendo que as curvas referentes aos edifícios A e B são quase coincidentes para este estado limite.

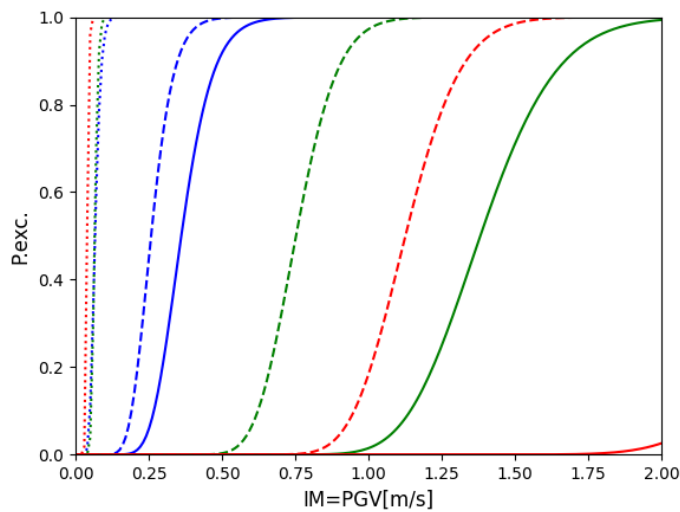


Figura 6.9 – Curvas de fragilidade considerando o bloco no topo das fachadas dos edifícios A (azul), B (verde) e C (vermelho), LS3 – a cheio; LS2 – tracejado; LS1 - ponteadado

6.2.5. FEMA P-58

O documento FEMA P-58 propõe uma metodologia simples e rápida para gerar curvas de fragilidade para o estado limite LS3 para elementos não estruturais não ancorados, usando como medida de intensidade a velocidade máxima do piso (VPT – *Peak Total Floor Velocity*) onde se encontra o bloco. O procedimento parte do princípio que o movimento do elemento para fora do plano, quando sujeito à ação sísmica, se assemelha ao de um bloco rígido.

Inicialmente calcula-se o coeficiente α a partir das medidas do bloco. Depois obtém-se a aceleração espectral horizontal S_{a0} , que corresponde à (pseudo-)aceleração de um oscilador de um grau de liberdade para um deslocamento crítico igual a $\alpha \cdot h$ (Lucchini *et al.*, 2019), segundo a equação (7.1), onde $B = \cos(\alpha) + \frac{b}{h} \cdot \sin(\alpha) - 1$.

$$S_{a0} = \frac{2 \cdot B}{\alpha} \quad (7.1)$$

De seguida é calculada a frequência de *rocking* do bloco (f_r) assim como o fator de amortecimento (β_r). O documento propõe as equações (7.2) e (7.3) para o cálculo destes valores, sendo que o valor da frequência do bloco coincide com o valor disposto na Tabela 5.6, obtido a partir do parâmetro p .

$$f_r = \frac{1}{2\pi} \cdot \sqrt{\frac{2 \cdot g \cdot B}{C_3 \cdot \alpha^2 \cdot h}} \quad (7.2)$$

$$\beta_r = \frac{\gamma}{\sqrt{4 \cdot \pi^2 + \gamma^2}} \quad (7.3)$$

Nas equações (7.2) e (7.3), $C_3 = \frac{4}{3} \cdot \left(1 + \left(\frac{b}{h}\right)^2\right)$ e $\gamma = -2 \cdot \ln(C_R)$, sendo $C_R = 1 - \frac{3}{2} \cdot \sin^2(\alpha)$ (Housner, 1963) ou segundo o FEMA P-58: $C_R = 1 - \frac{2 \cdot \left(\frac{b}{h}\right)^2}{C_3}$.

Para finalizar, o valor médio do VPT é obtido segundo a equação (7.4) e aplicando o fator de amplificação espectral $D_{amp} = 2.31 - 0.41 \cdot \ln(100 \cdot \beta_r)$.

$$V_{PT} = \frac{S_{a0} \cdot g}{2 \cdot \pi \cdot f_r \cdot D_{amp}} \quad (7.4)$$

Assim, foi realizada uma folha de cálculo automático de onde resultaram os valores médios do VPT, dispostos na Tabela 6.5, para cada um dos blocos.

Tabela 6.5 – Valores médios do VPT

	Família 1	Família 2	Família 3	Família 4
VPT (m/s)	0.23	0.19	0.44	0.37

As curvas de fragilidade são assim obtidas a partir dos valores médios de VPT presentes na Tabela 6.5 e aplicando um desvio padrão logarítmico (ou dispersão) igual a 0.50 para assim refletir a variação da previsão. As curvas tomam assim a forma de uma distribuição cumulativa lognormal, caracterizada pelo valor médio de VPT e pela dispersão, resultando nas curvas exibidas na Figura 6.10.

Estão dispostas 4 curvas de fragilidade na Figura 6.10, sendo cada uma referente a uma família de blocos distinguindo-se pelas cores. Posto isto, os blocos das famílias 1, 2, 3 e 4 são representados pelas curvas a vermelho, azul ciano, magenta e amarelo, respetivamente.

Estas curvas revelam maior vulnerabilidade dos blocos das famílias 1 e 2 (curvas a vermelho e azul ciano) em relação aos blocos das famílias 3 e 4 (curvas a magenta e amarelo), sendo o bloco 2 mais vulnerável do que o 1, assim como o bloco 4 é mais vulnerável do que o 3. Estes resultados estão em concordância com os resultados dispostos da Tabela 5.1 à Tabela 5.5, onde as conclusões são idênticas, ou seja, blocos mais esbeltos são mais vulneráveis, sendo que nos blocos com mesmo λ o bloco de menor altura corresponde ao mais vulnerável.

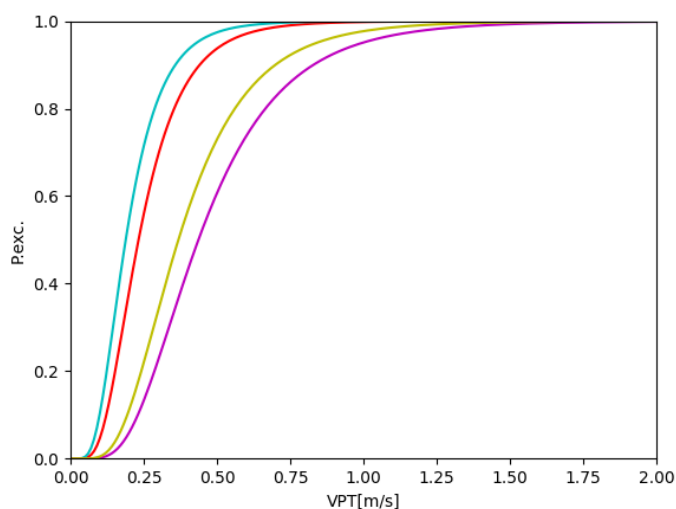


Figura 6.10 – Curvas de fragilidade seguindo FEMA P-58 para os blocos da família 1 (vermelho), 2 (azul ciano), 3 (magenta) e 4 (amarelo)

As curvas seguindo as recomendações do FEMA P-58 foram comparadas com as curvas obtidas considerando o bloco poisado no solo e utilizando como medida de intensidade PGV e considerando o bloco no topo da fachada do edifício A utilizando como IM o valor de pico das velocidades obtidas no topo da fachada do edifício. Daqui resultaram as curvas representadas na Figura 6.11 (solo) e na Figura 6.12 (topo da fachada do edifício A), neste caso para o bloco da família 1, estando os resultados das restantes famílias no anexo F. Na Figura 6.11 e na Figura 6.12 as curvas a preto (LS3), azul (LS2) e verde (LS1) representam as curvas obtidas a partir dos resultados das análises dinâmicas enquanto que as curvas a vermelho representam as curvas obtidas pela metodologia do FEMA P-58, sendo estas as mesmas da Figura 6.10, para cada família.

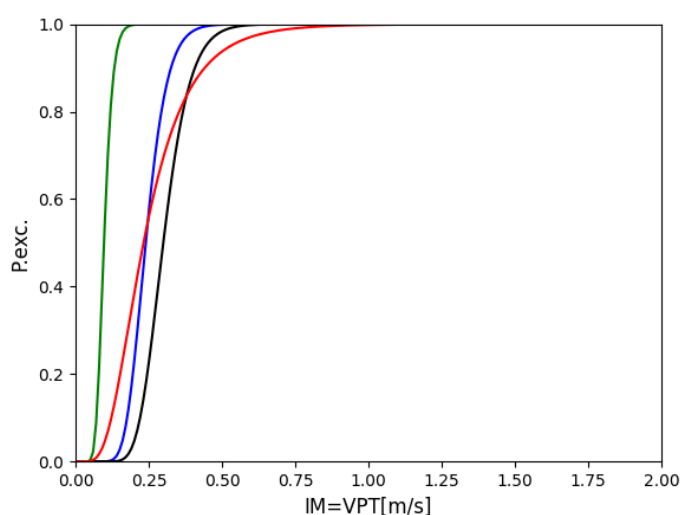


Figura 6.11 – Curvas de fragilidade seguindo FEMA P-58 (linha a vermelho) em comparação com modelo numérico no solo (linhas a preto, azul e verde) - LS3: preto; LS2: azul; LS1: verde

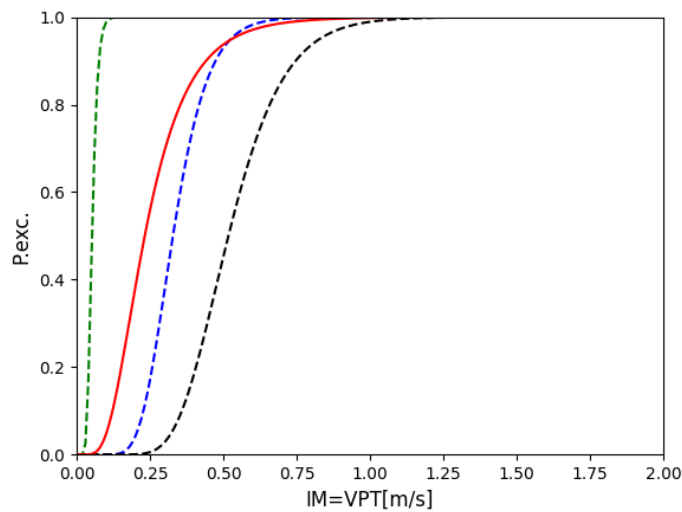


Figura 6.12 - Curvas de fragilidade seguindo o FEMA P-58 (linha a vermelho) em comparação com modelo numérico no topo da fachada do edifício A (linhas a preto, azul e verde) - LS3: preto; LS2: azul; LS1: verde

Para melhor percepção dos resultados sob a forma gráfica, estão dispostos na Tabela 6.6 os valores referentes à mediana e dispersão das curvas de fragilidade seguindo o FEMA P-58 e o modelo numérico no topo da fachada do edifício A, sendo que os valores da mediana e dispersão referentes às curvas do modelo considerando o bloco poisado no solo estão dispostos na Tabela 6.2.

Tabela 6.6 – Mediana e desvio padrão logarítmico obtidos com o FEMA P-58 e o modelo considerando o bloco poisado no topo da fachada do edifício A

Família	FEMA P-58		Edifício A					
			LS1		LS2		LS3	
	Mediana	σ	Mediana	σ	Mediana	σ	Mediana	σ
1	0.232	0.500	0.053	0.286	0.328	0.286	0.518	0.286
2	0.189	0.500	0.052	0.313	0.216	0.313	0.306	0.313
3	0.437	0.500	0.091	0.238	0.557	0.238	0.875	0.238
4	0.368	0.500	0.092	0.366	0.374	0.366	0.530	0.366

Analisando agora as curvas representadas na Figura 6.11 (solo) e os resultados da mediana de cada curva, é possível afirmar que a curva proposta pelo FEMA P-58 apresenta resultados muito próximos dos resultados obtidos para o LS2 (bloco poisado no solo) para os 4 blocos, sendo a maior diferença entre medianas de ambas de 0.03 m/s para o bloco da família 3. O facto das curvas terem formas diferentes deve-se à maior dispersão considerada nas curvas do FEMA P-58, fazendo com que estas sejam mais alongadas do que as curvas obtidas pelo modelo numérico; caso fosse aplicado o mesmo desvio padrão logarítmico, ambas as curvas teriam a mesma forma, diferindo apenas no valor da mediana, sendo esta diferença muito reduzida.

Em relação às curvas presentes na Figura 6.12 (topo), a que mais se aproxima da curva do FEMA P-58 é a curva referente ao LS2 com o bloco poisado no topo da fachada do edifício A, mas com algum desfasamento, principalmente nas curvas do bloco 1 e 3, onde as diferenças das medianas são de 0.10 m/s e 0.12 m/s. As curvas dos blocos 2 e 4 para o LS2 são as que mais se aproximam das curvas do FEMA P-58, sendo a diferença entre o valor médio das curvas de 0.03 m/s e 0.006 m/s, respectivamente.

7

CONCLUSÕES

7.1. Conclusões

Esta dissertação estudou o comportamento para fora do plano de elementos de alvenaria “soltos” submetidos a ações horizontais, mais concretamente a ações sísmicas. Em particular, avaliou a vulnerabilidade sísmica de elementos não estruturais representáveis por blocos rígidos, com características geométricas retiradas de uma base de dados do gabinete de projeto NCREP relativa a edifícios antigos de alvenaria de pedra localizados na cidade do Porto. A maioria destes elementos corresponde a platibandas existentes no topo das fachadas destes edifícios antigos.

A estes elementos foi associado um modelo de bloco rígido, tendo sido realizadas várias análises dinâmicas para ações sísmicas, considerando os elementos poisados no solo e no topo da fachada de 3 edifícios. Para um dos edifícios foi considerado o seu comportamento linear e não linear, tendo-se verificado que a consideração do comportamento não linear induz uma maior vulnerabilidade nos blocos para este tipo de ações. Contudo, a consideração do comportamento não linear não é condição suficiente para o aumento da resposta do bloco, tendo sido identificados casos em que o bloco colapsa quando se admite o comportamento linear do edifício e apenas atinge o estado de quase colapso no caso do comportamento não linear.

A amplificação da aceleração sísmica em altura foi verificada em todos os edifícios analisados, para a maioria dos acelerogramas. No entanto, a amplificação da aceleração sísmica em altura não resultou sempre numa resposta mais gravosa para os blocos. Verificou-se, por exemplo, que nas análises em que o bloco foi simulado no topo das fachadas dos edifícios ocorreu, para os três edifícios adotados, sempre um menor número de colapsos do que nas análises onde se simulou o bloco poisado no solo, isto considerando o comportamento dos edifícios como linear elástico. De forma a tentar compreender este resultado, analisou-se o aumento do valor de pico da velocidade registada no topo da fachada do edifício em relação à velocidade registada no solo. No entanto, esta análise também não permitiu estabelecer uma relação direta entre a causa e o efeito, sendo múltiplos os casos contraditórios. Posto isto, foram analisados os espectros de resposta, dos sinais no solo e no topo das fachadas dos edifícios, em intervalos próximos do período efetivo do bloco. Desta análise identificou-se uma tendência para a redução do conteúdo do espectro de resposta do sinal em velocidades no topo das fachadas dos edifícios, na gama de frequências que interessam aos blocos, comparativamente ao conteúdo do espectro de resposta do sinal em velocidades no solo, principalmente nos edifícios B e C; também se verificou a redução do conteúdo do espectro de resposta do sinal em acelerações, no entanto com menor expressão.

A geometria dos blocos revelou-se também determinante para a avaliação da sua vulnerabilidade, sendo que quanto maior é a esbelteza, maior é a sua vulnerabilidade. No entanto, quando comparados blocos com a mesma esbelteza, o mais vulnerável corresponde ao bloco de menor altura, ou seja, ao bloco com

maior frequência angular de referência (parâmetro p) para movimento de rotação (*rocking*) sem deslizamento.

Neste estudo foi também aplicada a metodologia do FEMA P-58 para obtenção de curvas de fragilidade para elementos não estruturais não ancorados. Esta metodologia revelou-se simples e rápida de se aplicar, mas que, apresenta resultados mais conservativos comparativamente com os obtidos seguindo o procedimento adotado nesta dissertação e que construiu as curvas de fragilidade através dos resultados das análises dinâmicas.

Este estudo mostrou também que as medidas de intensidade PGV, avgSa e FASI são medidas eficientes na previsão da resposta deste tipo de elementos não estruturais quando submetidos à ação sísmica, não existindo diferenças significativas quando comparados os resultados da dispersão das curvas de fragilidade obtidas.

7.2. Desenvolvimentos Futuros

Em trabalhos futuros deverão ser realizadas mais análises dinâmicas, com sismos de intensidades diferentes de modo a obter uma melhor caracterização da resposta dos blocos para os diferentes estados de dano definidos, em particular utilizar mais sismos de mais baixa intensidade.

Deverão também ser realizadas estas análises considerando o bloco no topo de mais edifícios da mesma tipologia e também de tipologias diferentes, de modo a perceber como as características dos edifícios influenciam a resposta do bloco. No caso dos edifícios antigos de alvenaria da cidade do Porto, deverá ser estudado o efeito de transmissão da ação sísmica em altura, com o intuito de perceber de que modo o conteúdo do espectro de resposta dos sinais em velocidade para determinada gama de períodos é determinante para a resposta dos blocos, confirmando as conclusões aqui obtidas.

As curvas de fragilidade deverão ser associadas a mapas de risco sísmico nacional, de modo a estimar a probabilidade anual de dano assim como perdas económicas devido ao colapso destes elementos.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Aslam, M., Godden, W., Scallise, D. (1978). *Earthquake rocking response of rigid bodies*. Journal of the Engineering Mechanics Division, ASCE. 106:377-392
- Autocad. www.autodesk.pt
- Biasio, M. (2014). *Ground motion intensity measures for seismic probabilistik risk analysis*. Civil Engineering. Université de Grenoble, 2014. English. NNT: 2014GRENI051. tel-01249556f
- Casapulla, C. (2006). *Issues about the dynamic behaviour of rigid free-standing blocks under earthquake ground motion*. Structural Analysis of Historical Constructions, New Delhi 2006. P.B. Lourenço, P. Roca, C. Modena, S. Agrawal (Eds.), ISBN 972-8692-27-7
- Casapulla, C., Maione, A. (1998). *Rocking response of rigid blocks subjected to ground motion*. AZORES 1998 - INTERNATIONAL SEMINAR ON SEISMIC RISK AND REHABILITATION OF STONE MASONRY HOUSING
- Chiozzi, A., Nale, M., Tralli, A. (2017). *Fragility assessment of non-structural components undergoing earthquake induced rocking motion*.
- Dhakal, R. (2010). *Damage to non-structural components in 2010 Darfield earthquake*. BULLETIN OF THE NEW ZEALAND SOCIETY FOR EARTHQUAKE ENGINEERING, Vol. 43, No. 4, December 2010
- Di Sarno, L., Petrone, C., Magliulo, G., Cosenza, S. (2017). *Seismic fragility of freestanding buildings contents modelled as rigid blocks*. COMPDYN 2017 6th ECCOMAS Thematic Conference on Computational Methods in Structural Dynamics and Earthquake Engineering M. Papadrakakis, M. Fragiadakis (eds.) Rhodes Island, Greece, 15–17 June 2017
- Dimitrakopoulos, E., DeJong, M. (2012). *Revisiting the rocking block: closed-form solutions and similarity laws*. Proc. R. Soc. A (2012) 468, 2294–2318 <https://doi.org/10.1098/rspa.2012.0026> Published online 4 April 2012
- Dizhur, D., Ismail, N., Knox, C., Lumantarna, R., Ingham, M. (2010). *Performance of unreinforced and retrofitted masonry buildings during the 2010 Darfield earthquake*. BULLETIN OF THE NEW ZEALAND SOCIETY FOR EARTHQUAKE ENGINEERING, Vol. 43, No. 4, December 2010
- FEMA 74-FM / September 2005. Earthquake Hazard Mitigation for Nonstructural Elements Field Manual
- FEMA P-58-2 / September 2012. Seismic Performance Assessment of Buildings Volume 2 – Implementation Guide
- Ferreira, M. (2012). *Risco sísmico em sistemas urbanos*. Dissertação de Doutoramento, IST
- Ferreira, T. (2009). *Avaliação da vulnerabilidade sísmica das paredes de fachada de edifícios em alvenaria*. Dissertação de Mestrado. UA
- Ferreira, T. (2015). *Desempenho sísmico para fora do plano de paredes de alvenaria de pedra: avaliação experimental analítica*. Dissertação de Doutoramento. UA
- Fonseca, J. (2020). *A reassessment of the magnitude of the 1755 Lisbon earthquake*. Bulletin of the Seismological Society of America (2020) 110 (1): 1–17. <https://doi.org/10.1785/0120190198>
- Frangiadakis, M., Kolokytha, M., Diamantopoulos, S. (2017). *Seismic risk assessment of rocking building contents of multistorey buildings*. X International Conference on Structural Dynamics, EUROLYN 2017

- Fragiadikis, M., Diamantopoulos, S. (2020). *Fragility and risk assessment of freestanding building contents*. Earthquake Engng Struct Dyn. 2020;1-21. <https://doi.org/10.1002/eqe.3276>
- Gomes, P. (2013). *Modelação de estruturas de alvenaria por intermédio do método dos elementos discretos*. Dissertação de Mestrado. IST
- Griffith, M., Ingham, J., Moon, L. (2010). *Implications of the 2010 Darfield (Christchurch, NZ) earthquake for Australia – are we ready?*
- Housner, G. (1963). *The behaviour of inverted pendulum structures during earthquakes*. Bulletin of the Seismological Society of America. Vol 53, No. 2, pp. 403-417. February, 1963
- Jalayer, F., De Risi, R., Manfredi, G. (2015). *Bayesian Cloud Analysis: efficient structural fragility assessment using linear regression*. Bull Earthquake Eng (2015) 13:1183–1203 13(4):1183–1203 <https://doi.org/10.1007/s10518-014-9692-z>
- Kavita, K., Abhinandan, R., Aparna, R. (2016). *Behaviour of non-structural elements during an earthquake*. International Journal of Advanced Research in Science, Engineering and Technology Vol. 3, Issue 3, March 2016. ISSN: 2350-0328
- Konstantinidis, D., Makris, N. (2005). *Experimental and analytical studies on the seismic response of freestanding and anchored laboratory equipment*. PEER Report 2005/07 Pacific Earthquake Engineering Research Center College of Engineering University of California, Berkeley January 2005
- Lopes, A. (2019). *Caracterização geométrica de elementos não estruturais em edifícios típicos da cidade do Porto*. Relatório de estágio de Verão
- Lucchini, A., AlShawa, O., Sorrentino, L. (2019). *Evaluation of FEMA P-58 overturning fragility curves for freestanding building components*. Advances in Engineering Materials, Structures and Systems: Innovations, Mechanics and Applications – Zingoni (Ed.) © 2019 Taylor & Francis Group, London, ISBN 978-1-138-38696-9
- Maiorano, R., Adinolfi, M., Aversa, S. (2015). *Rocking of slender rock blocks under seismic excitation*. RIVISTA ITALIANA DI GEOTECNICA 2/2015
- Makris, N., Konstantinidis, D. (2003). *The rocking spectrum and the limitations of practical design methodologies*. EARTHQUAKE ENGINEERING AND STRUCTURAL DYNAMICS Earthquake Engng Struct. Dyn. 2003; 32:265–289 <https://doi.org/10.1002/eqe.223>
- Makris, N., Roussos, Y. (1998). *Rocking response and overturning of equipment under horizontal pulse-type motions*. Report PEER-1998/05 Pacific Earthquake Engineering Research Center College of Engineering University of California, Berkeley October 1998
- Makris, N., Roussos, Y. (2000). *Rocking response of rigid blocks under near-source ground motions*. Géotechnique 50, No. 3, 243-262
- Marchesi, B. (2019). *Seismic assessment of old stone masonry buildings typical of Porto in the original and post-retrofit state*. Msc, Earthquake Engineering, IUSS - Scuola Universitaria Superiore Pavia
- Martins, L., Silva, V. (2020). *Development of a fragility and vulnerability model for global seismic risk analyses*. Bulletin of Earthquake Engineering <https://doi.org/10.1007/s10518-020-00885-1>
- MATLAB and Simulink for Technical Computing. <http://www.mathworks.com/>
- Microsoft Excel

- Penna, A., Morandi, P., Rota, M., Manzini, C., Porto, F., Magenes, G. (2013). *Performance of masonry buildings during the Emilia 2012 earthquake*. Bull Earthquake Eng <https://doi.org/10.1007/s10518-013-9496-6>
- Perrone, D., Calvi, P., Nascimbene, R., Fischer, E., Magliulo, G. (2019). *Seismic performance of non-structural elements during the 2016 Central Italy earthquake*. Bull Earthquake Eng (2019) 17:5655–5677 <https://doi.org/10.1007/s10518-018-0361-5>
- Petrone, C., Di Sarno, L., Magliulo, G., Cosenza, E. (2017). *Numerical modelling and fragility assessment of typical freestanding building contents*. Bull Earthquake Eng (2017) 15:1609–1633 <https://doi.org/10.1007/s10518-016-0034-1>
- Rocha, J. (2019). *Análise da vulnerabilidade sísmica de construções antigas do Porto*. Dissertação de Mestrado, FEUP
- Rodrigues, H., Arêde, A., Vicente, R., Romão, X., Varum, H., Costa, A.A., Costa, A.G., Guedes, J., Pauperio, E. (2010). *Sismo de L'Aquila de 6 de abril de 2009 ensinamentos para Portugal*. SÍSMICA 2010 – 8º CONGRESSO DE SISMOLOGIA E ENGENHARIA SÍSMICA
- Sampaio, J. (2020). *Análise do comportamento sísmico de elementos não estruturais de alvenaria*. Dissertação de Mestrado, FEUP
- Silva, R. (2019). *Mechanical characterization of stone masonry walls of Porto region: experimental and numerical contributions*. Tese de Doutoramento. FEUP
- Sorrentino, L., Mollaioli, F., Masiani, R. (2006). *Overturning maps of a rocking rigid body under scaled strong ground motions*. First European Conference on Earthquake Engineering and Seismology (a joint event of the 13th ECEE & 30th General Assembly of the ESC) Geneva, Switzerland, 3-8 September 2006 Paper Number: 861
- Sorrentino, L., Masiani, R., Decanini, L. (2006). *Overturning of rocking rigid bodies under transient ground motions*. Structural Engineering and Mechanics, Vol. 22, No. 3 (2006) 293-310
- Taghavi, S., Miranda, E. (2003). *Response assessment of nonstructural building elements*. Report PEER-1998/05 Pacific Earthquake Engineering Research Center College of Engineering University of California, Berkeley October 1998
- Teixeira, J. (2004). *Descrição do Sistema Construtivo da Casa Burguesa do Porto entre os Séculos XVII e XIX*. Contributo para uma história da construção arquitectónica em Portugal. FAUP
- TREMURI – Seismic Analysis Program for 3D Masonry Buildings
www.google.pt/maps
www.python.org
www.wikipedia.org
- Yim, C., Chopra, A., Penzien, J. (1980). *Rocking response of rigid blocks to earthquakes*. EARTHQUAKE ENGINEERING RESEARCH CENTER REPORT NO. UCB/EERC-80/02 JANUARY 1980
- Zhang, J., Makris, N. (2001). *Rocking response of free-standing blocks under cycloidal pulses*. Article in Journal of Engineering Mechanics · May 2001 [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9399\(2001\)127:5\(473\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9399(2001)127:5(473))

Zucconi, M., Ferlito, R., Sorrentino, L. (2020). *Validation and extension of a statistical usability model for unreinforced masonry buildings with different ground motion intensity measures*. Bulletin of Earthquake Engineering (2020) 18:767–795 <https://doi.org/10.1007/s10518-019-00669-2>

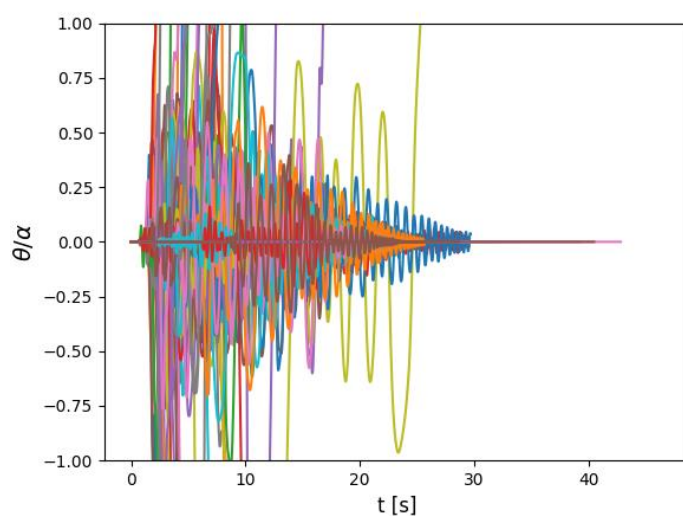
ANEXOS

Anexo A

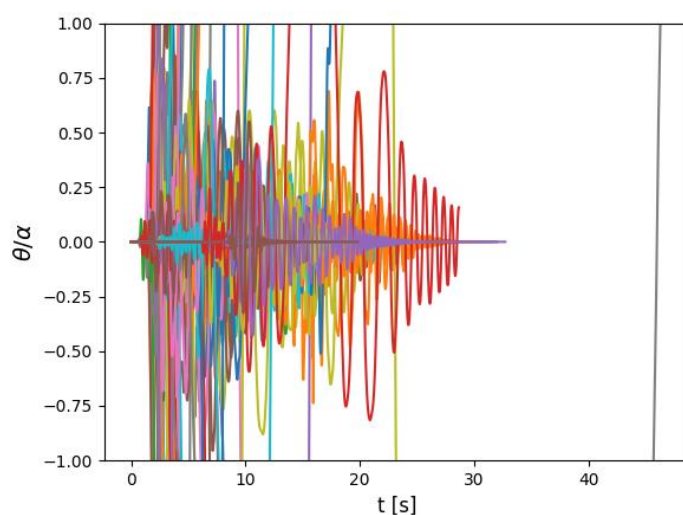
Neste anexo apresentam-se os gráficos referentes ao histórico de rotações (divididas por α) ao longo do tempo dos blocos de cada família, simulando os blocos poisados no solo e no topo das fachadas dos edifícios A (considerando comportamento linear e não linear do edifício), B e C. As cores presentes nos gráficos representam cada um dos 106 acelerogramas.

Anexo A.1

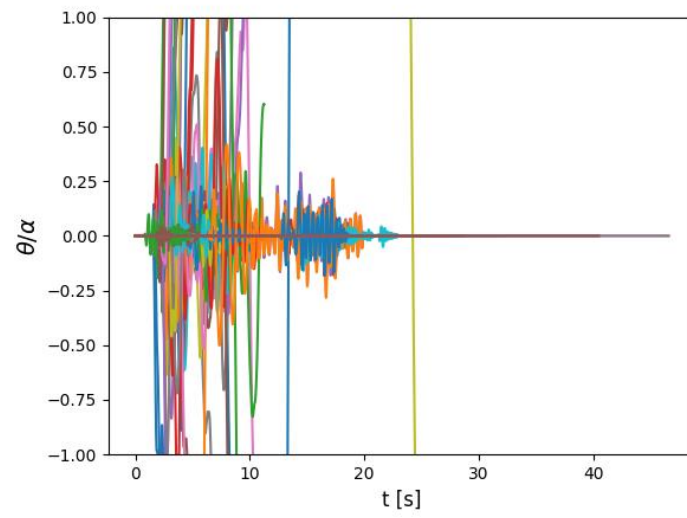
Neste sub-anexo apresentam-se os resultados dos blocos de cada família poisados no solo.



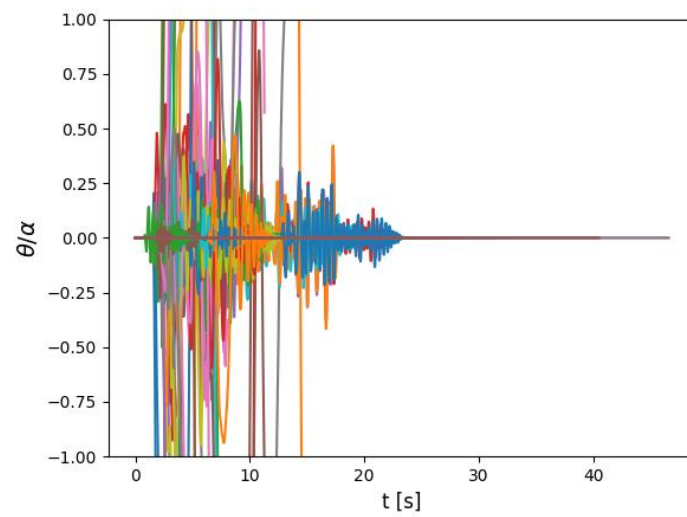
Família 1



Família 2



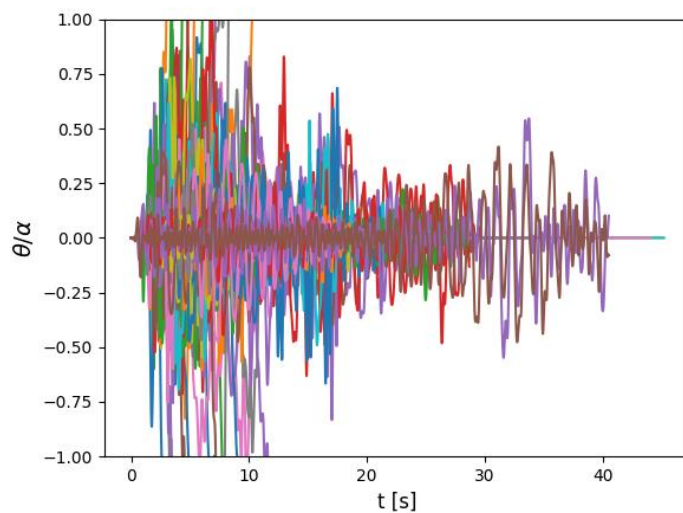
Família 3



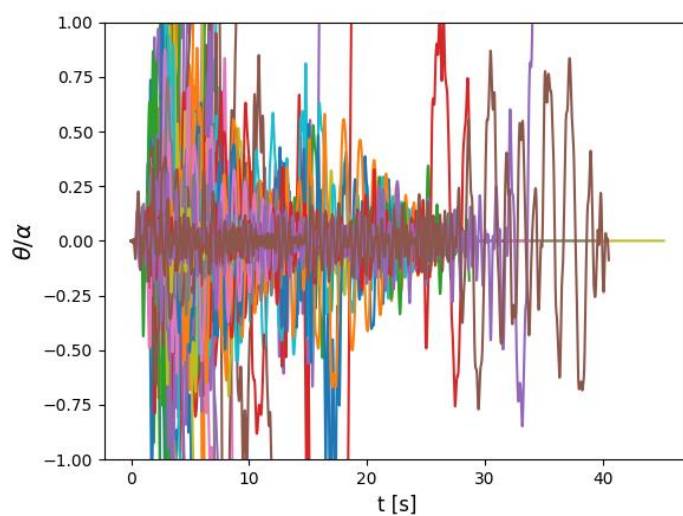
Família 4

Anexo A.2

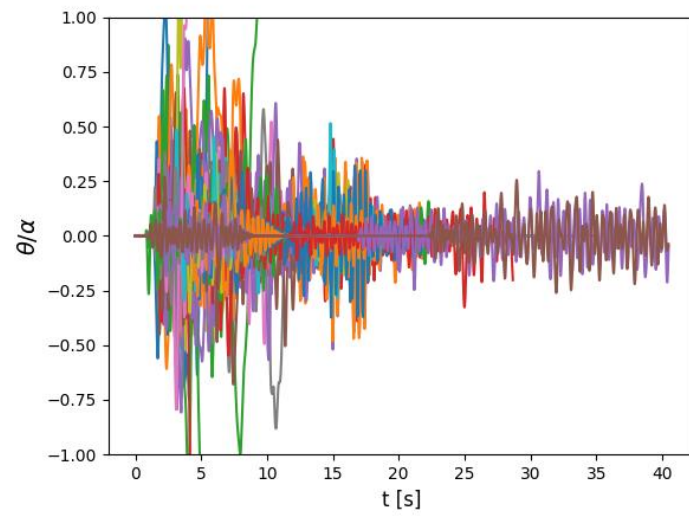
Neste sub-anexo apresentam-se os resultados dos blocos de cada família poisados no topo da fachada do edifício A (considerando comportamento linear do edifício).



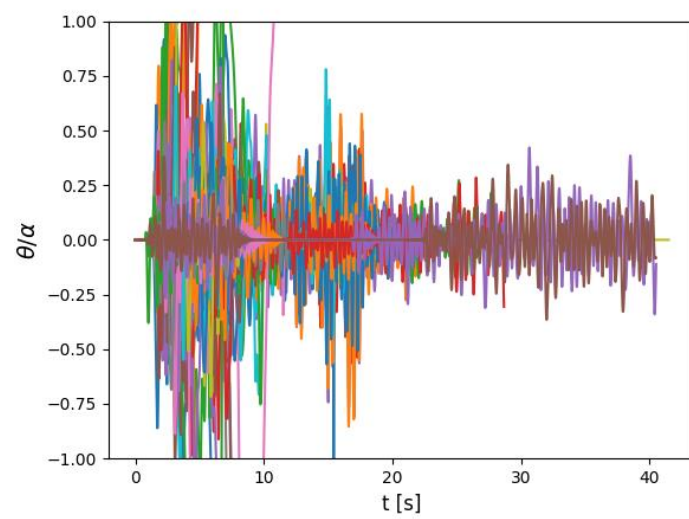
Família 1



Família 2



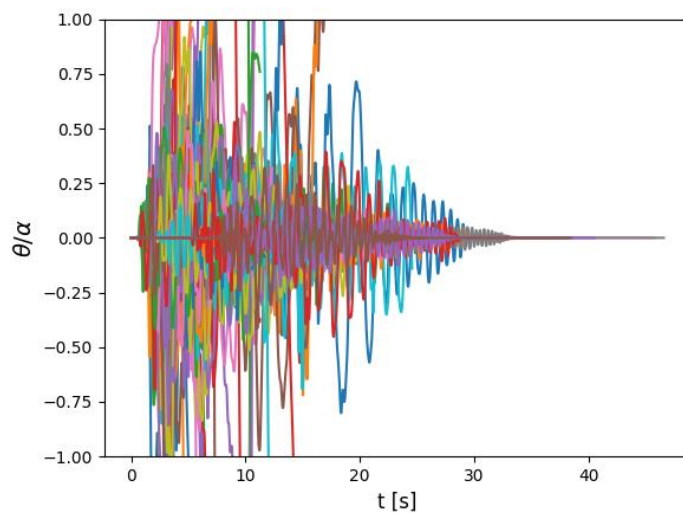
Família 3



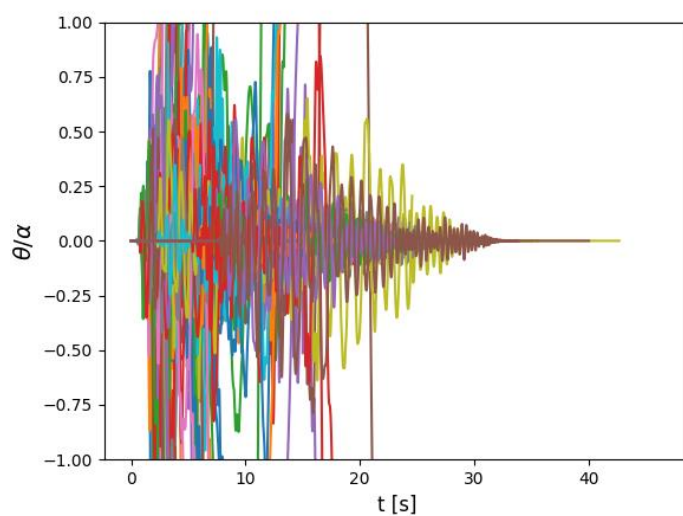
Família 4

Anexo A.3

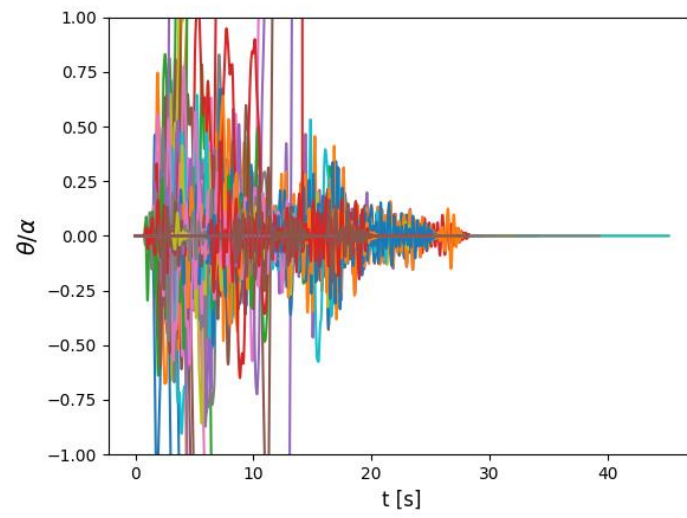
Neste sub-anexo apresentam-se os resultados dos blocos de cada família poisados no topo da fachada do edifício A (considerando comportamento não linear do edifício).



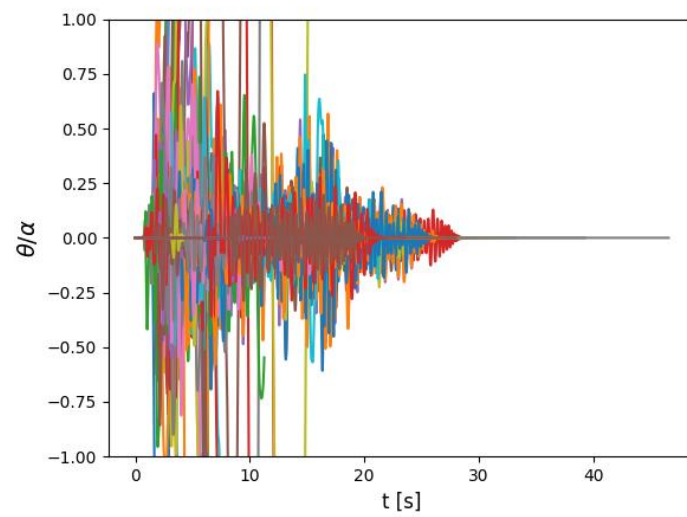
Família 1



Família 2



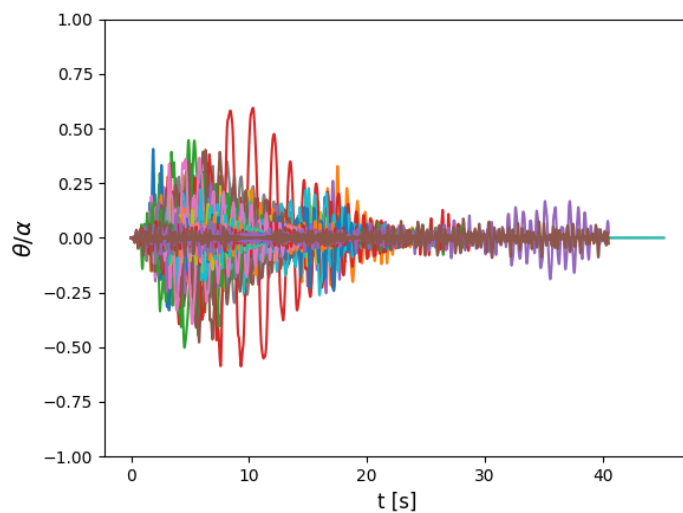
Família 3



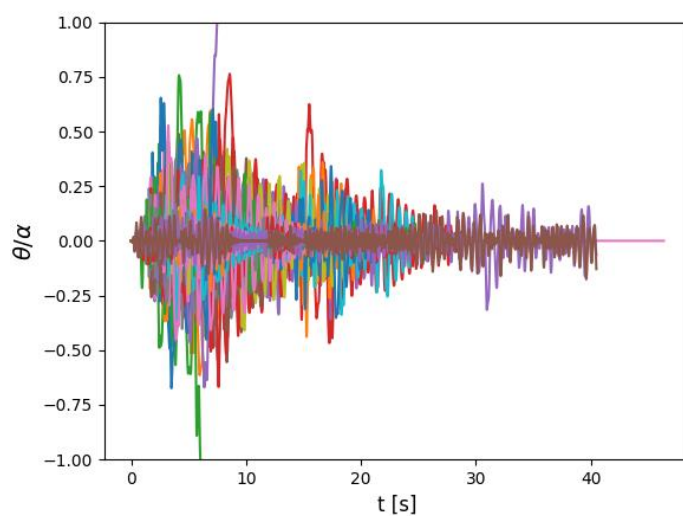
Família 4

Anexo A.4

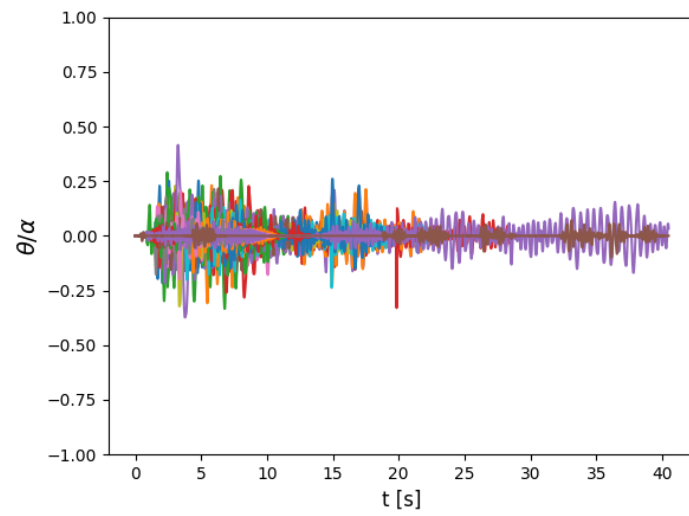
Neste sub-anexo apresentam-se os resultados dos blocos de cada família poisados no topo da fachada do edifício B.



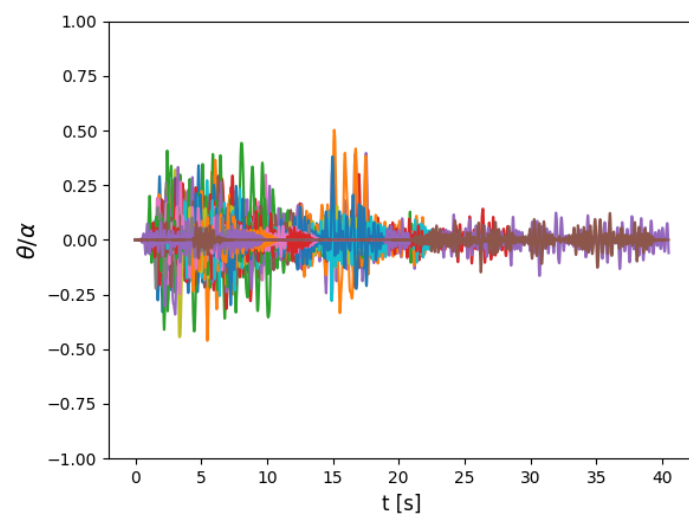
Família 1



Família 2



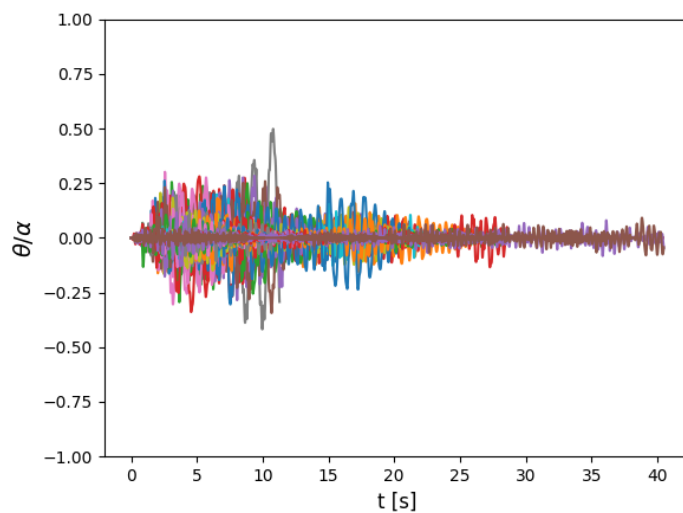
Família 3



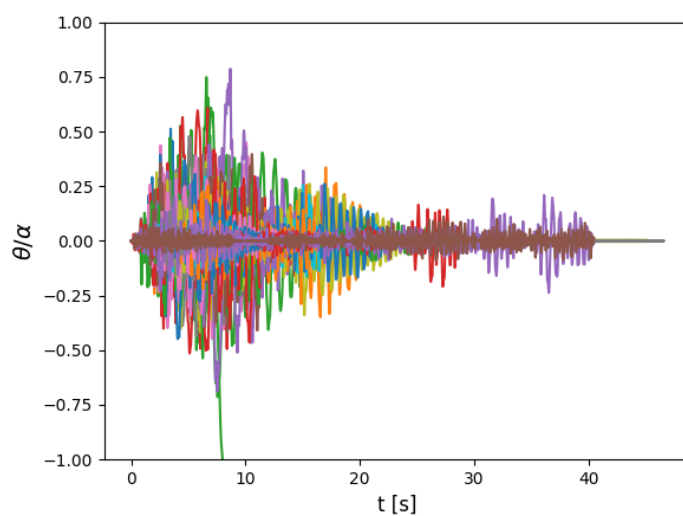
Família 4

Anexo A.5

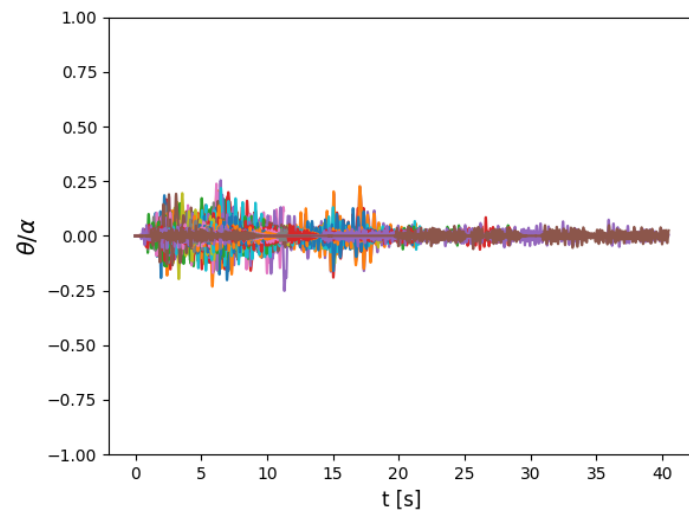
Neste sub-anexo apresentam-se os resultados dos blocos de cada família poisados no topo da fachada do edifício C.



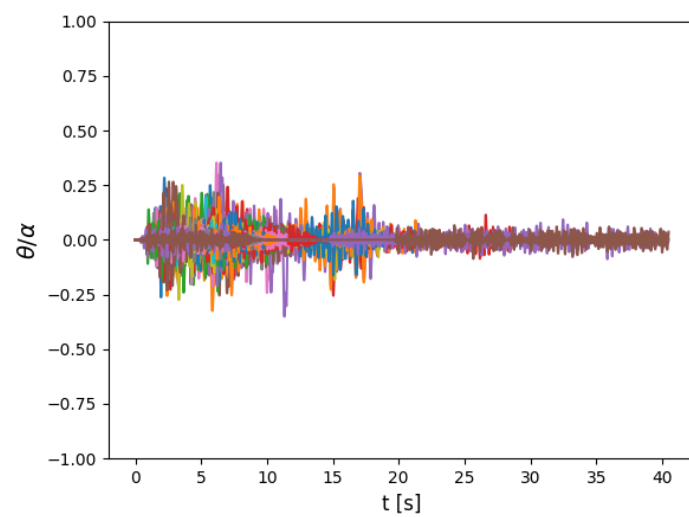
Família 1



Família 2



Família 3



Família 4

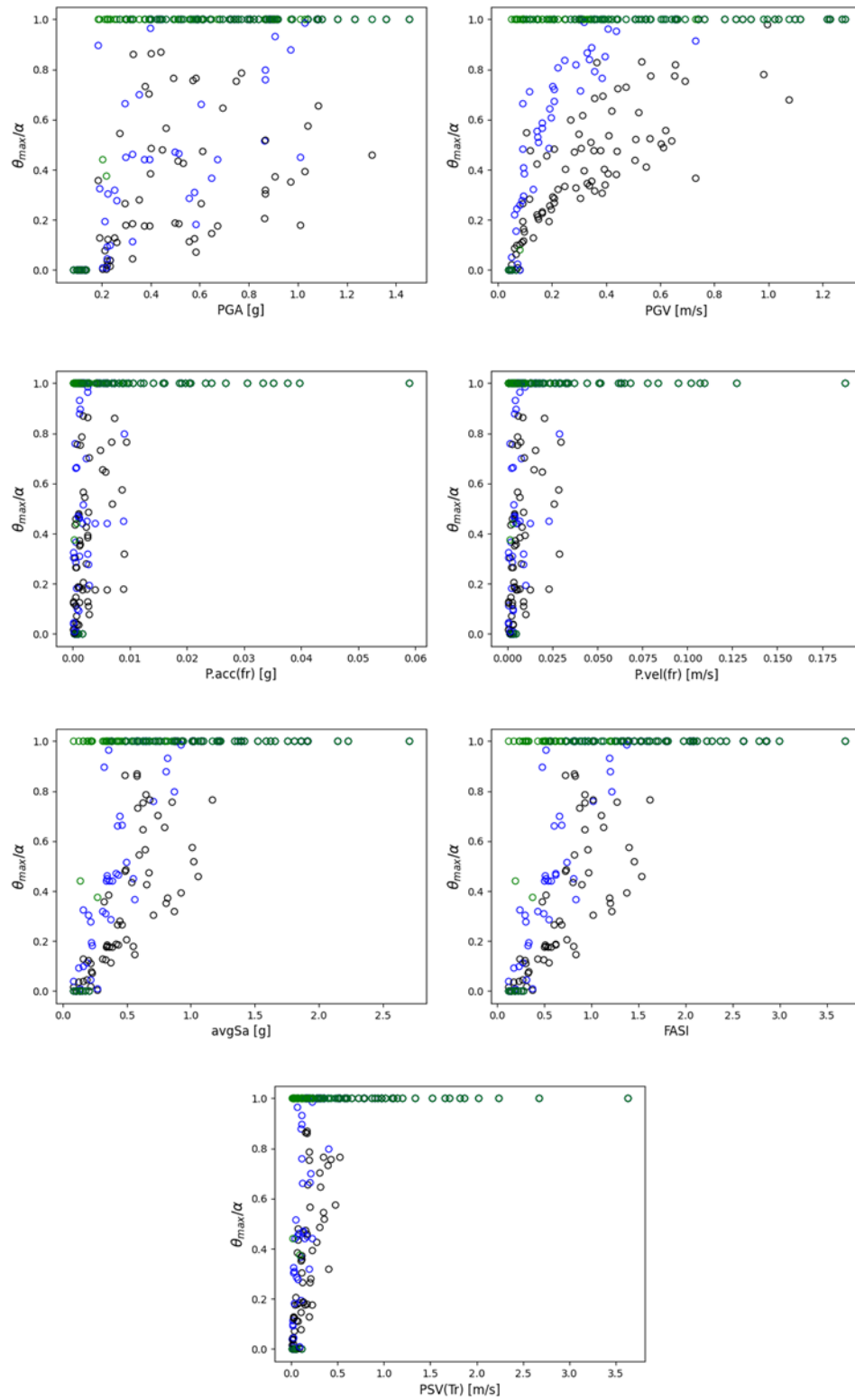
Anexo B

Neste anexo apresentam-se os gráficos onde se relaciona a resposta do bloco (EDP), mais concretamente o valor da rotação máxima experienciada pelo bloco (θ_{max}) dividida por α (eixo vertical), com as diferentes medidas de intensidade (IM) no eixo horizontal, considerando o bloco poisado no solo e no topo das fachadas dos edifícios A (considerando comportamento linear e não linear do edifício), B e C.

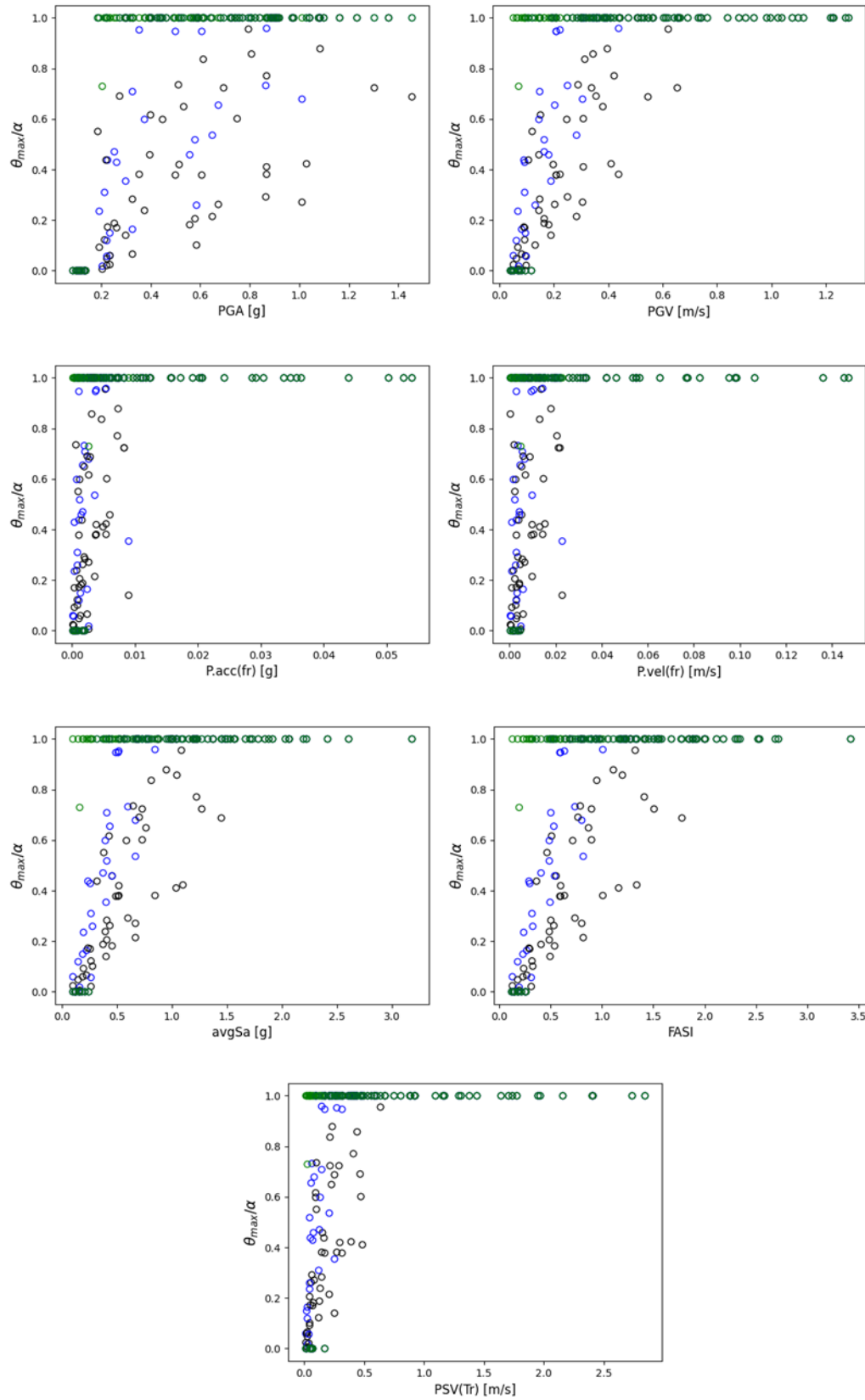
Os círculos a preto representam o LS3, os azuis o LS2 e os verdes o LS1, ou seja, os círculos a preto foram diretamente obtidos através da divisão de θ_{max} por α , enquanto os círculos azuis e verdes obtiveram-se dividindo o valor anterior por 0.40 e 0.01, respetivamente, de modo a representarem os restantes LS.

Anexo B.1

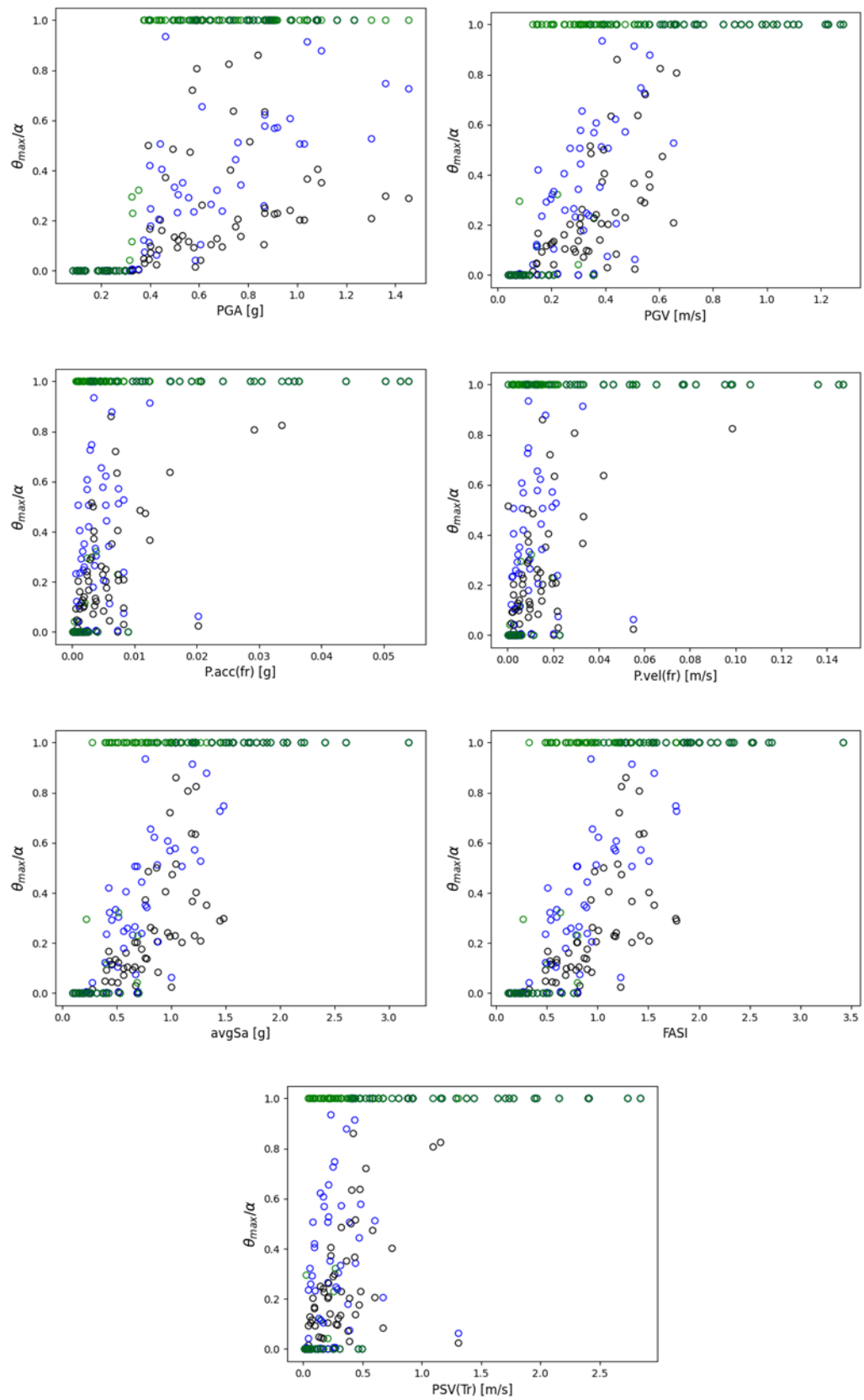
Neste sub-anexo apresentam-se os resultados dos blocos de cada família poisados no solo.



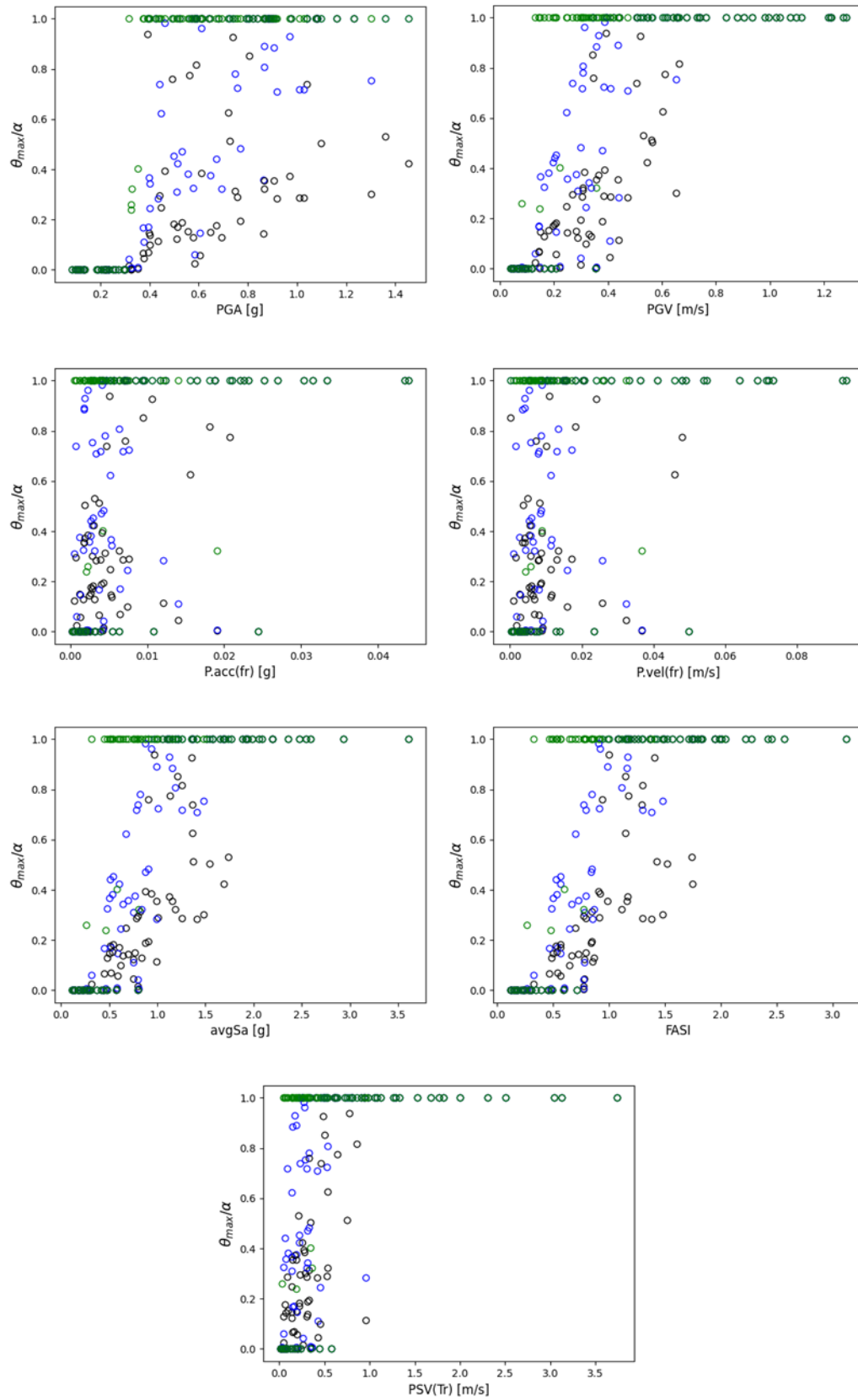
Família 1



Família 2



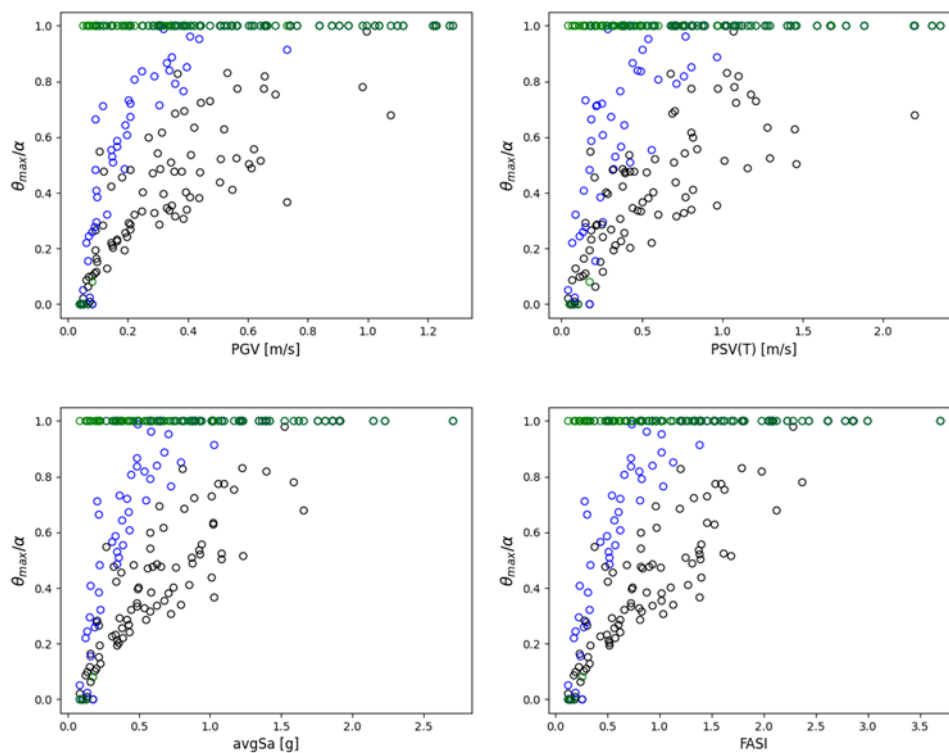
Família 3



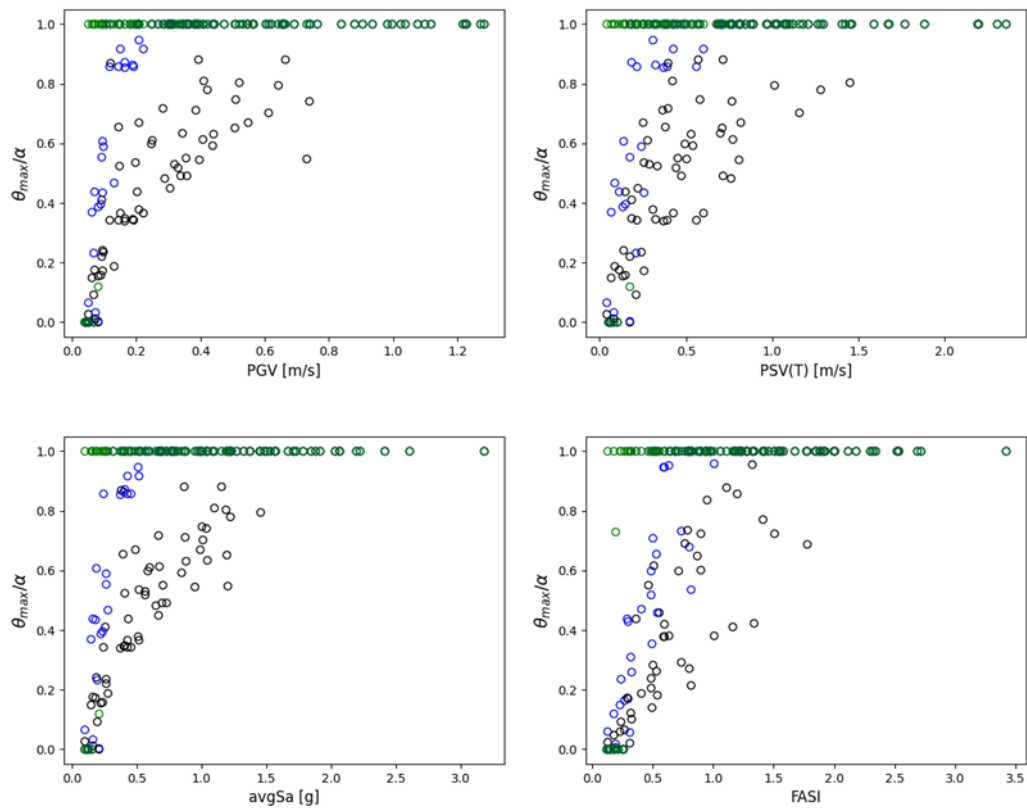
Família 4

Anexo B.2

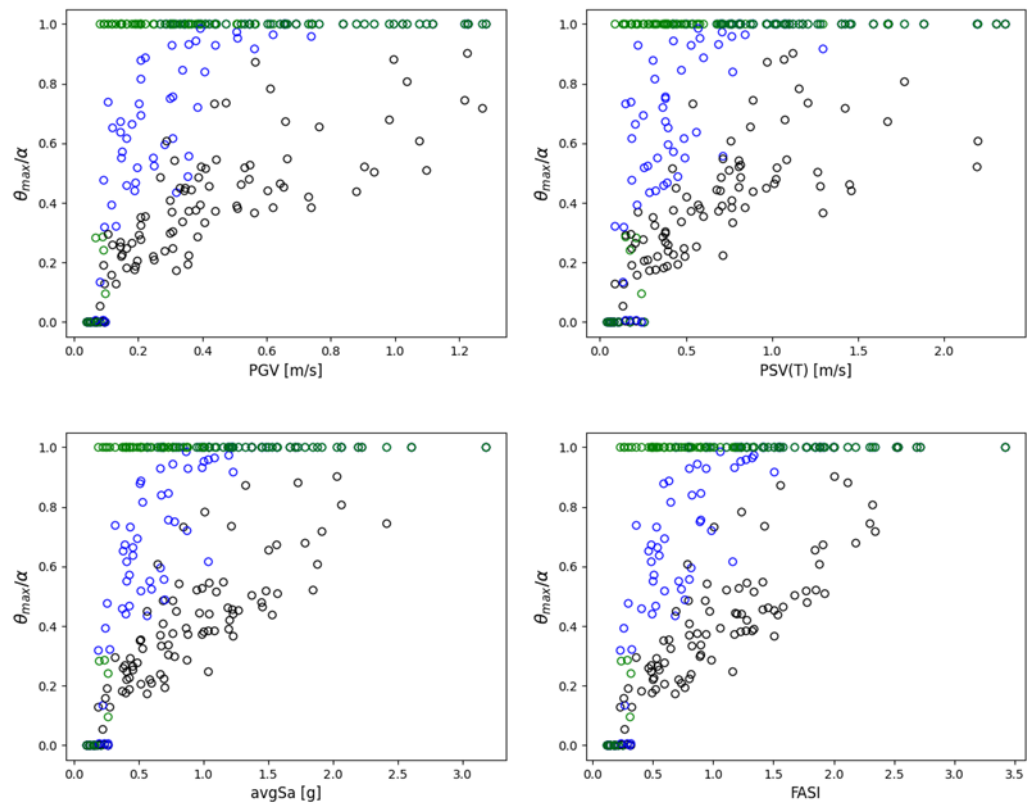
Neste sub-anexo apresentam-se os resultados dos blocos de cada família poisados no topo da fachada do edifício A (considerando comportamento linear do edifício).



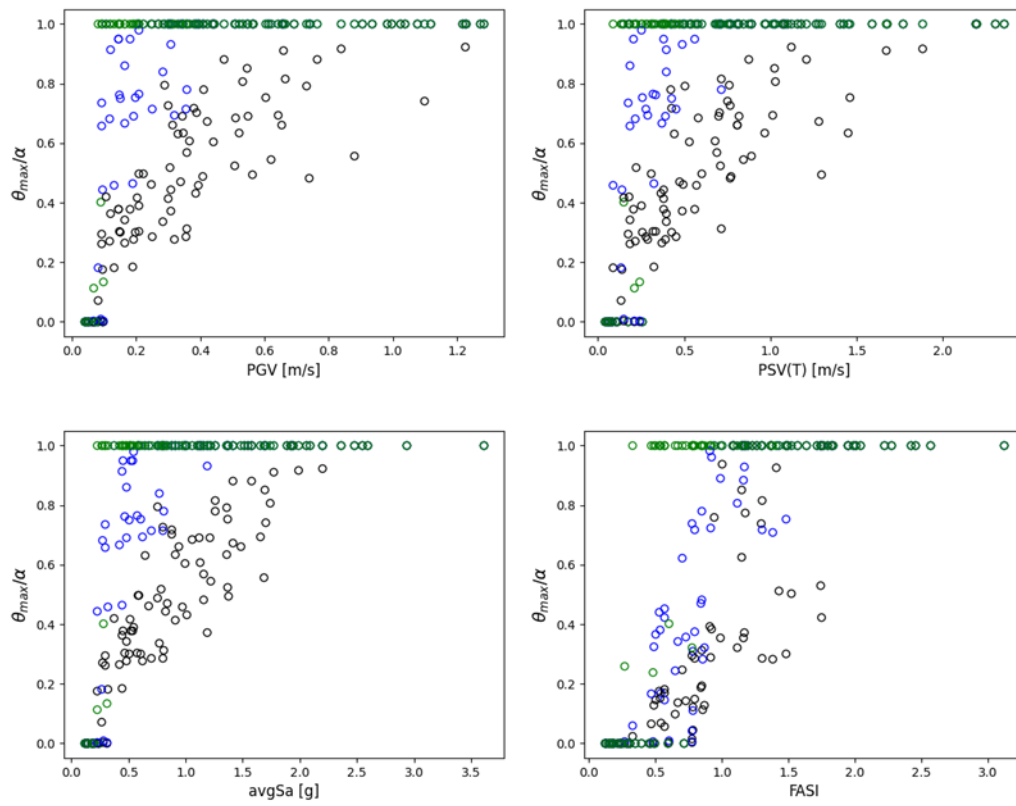
Família 1



Família 2



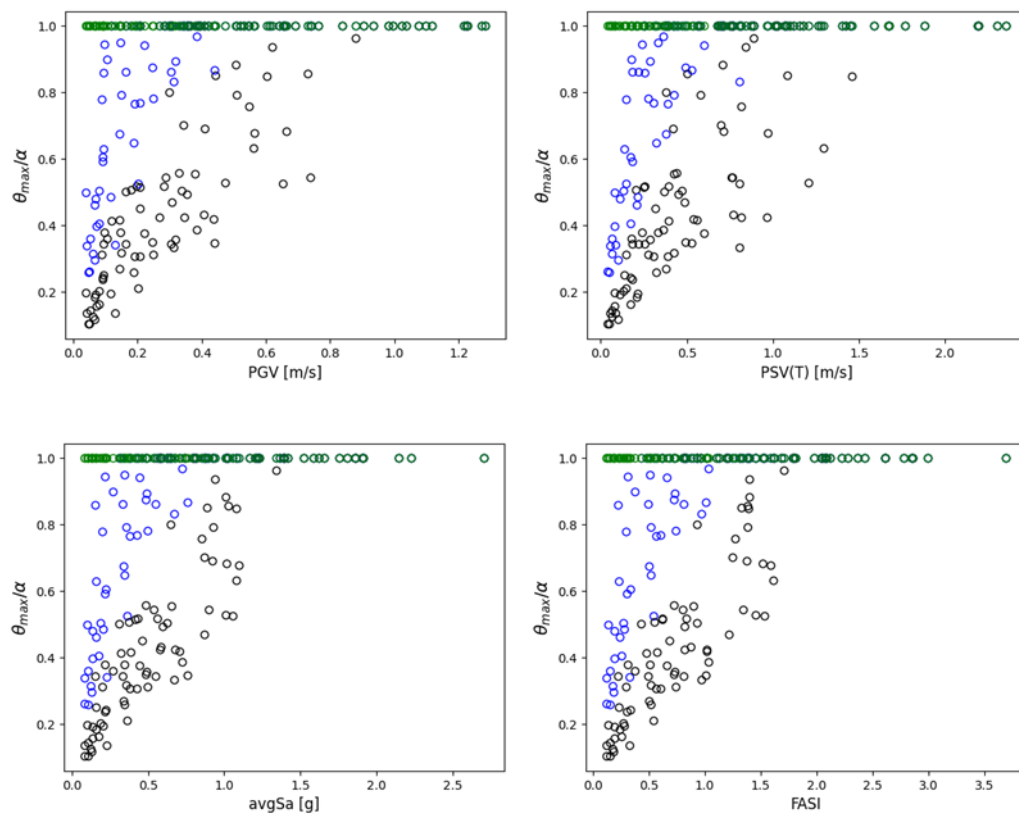
Família 3



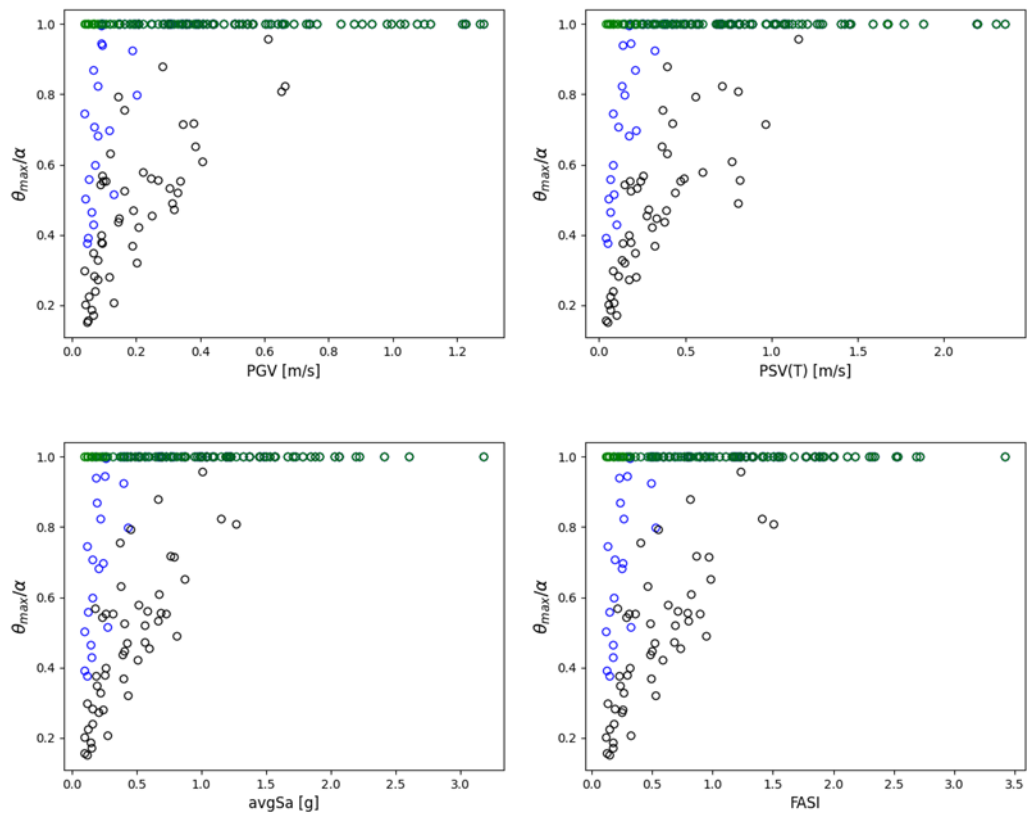
Família 4

Anexo B.3

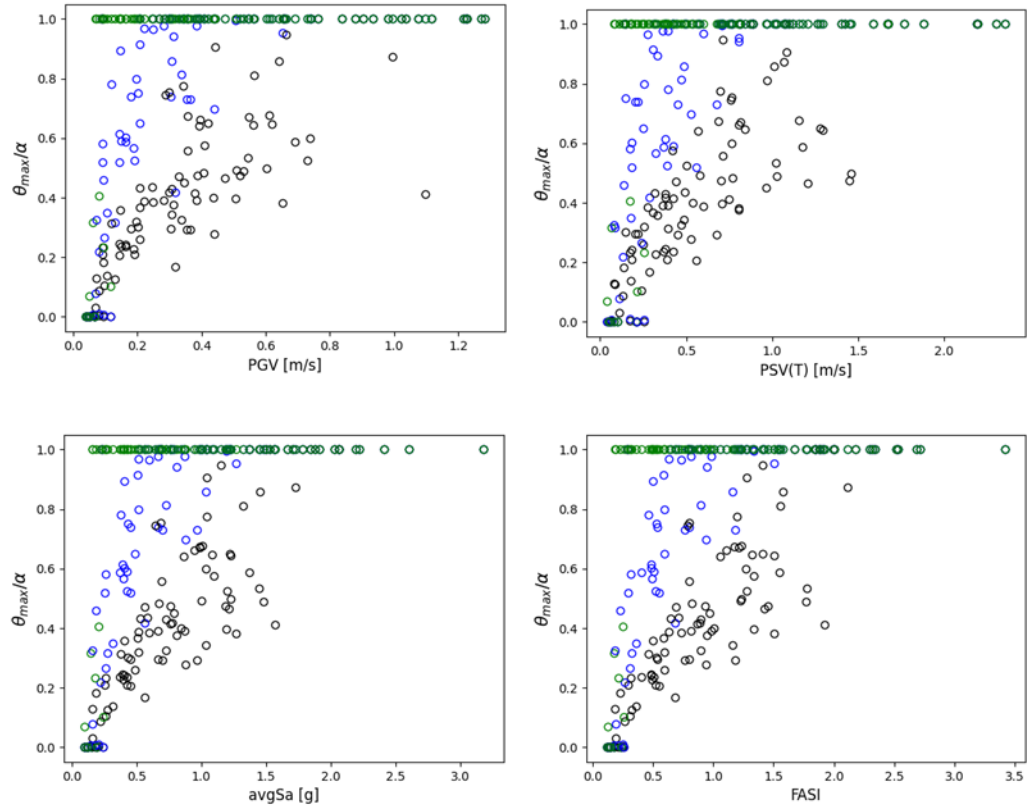
Neste sub-anexo apresentam-se os resultados dos blocos de cada família poisados no topo da fachada do edifício A (considerando comportamento não linear do edifício).



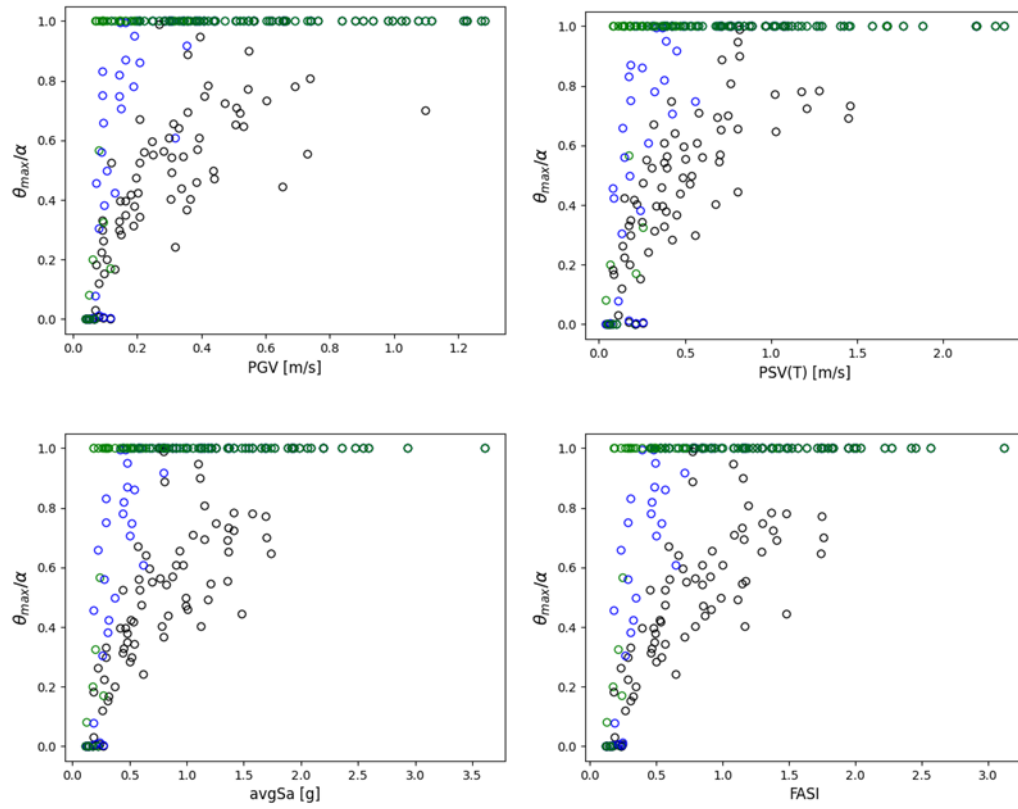
Família 1



Família 2



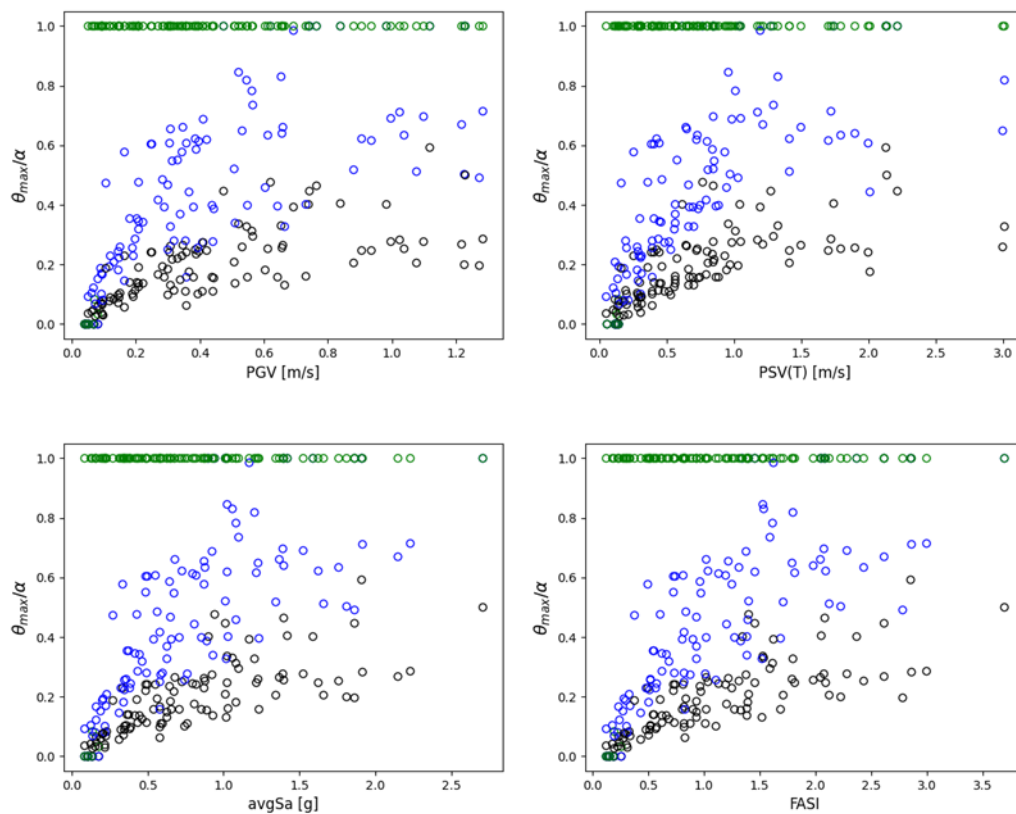
Família 3



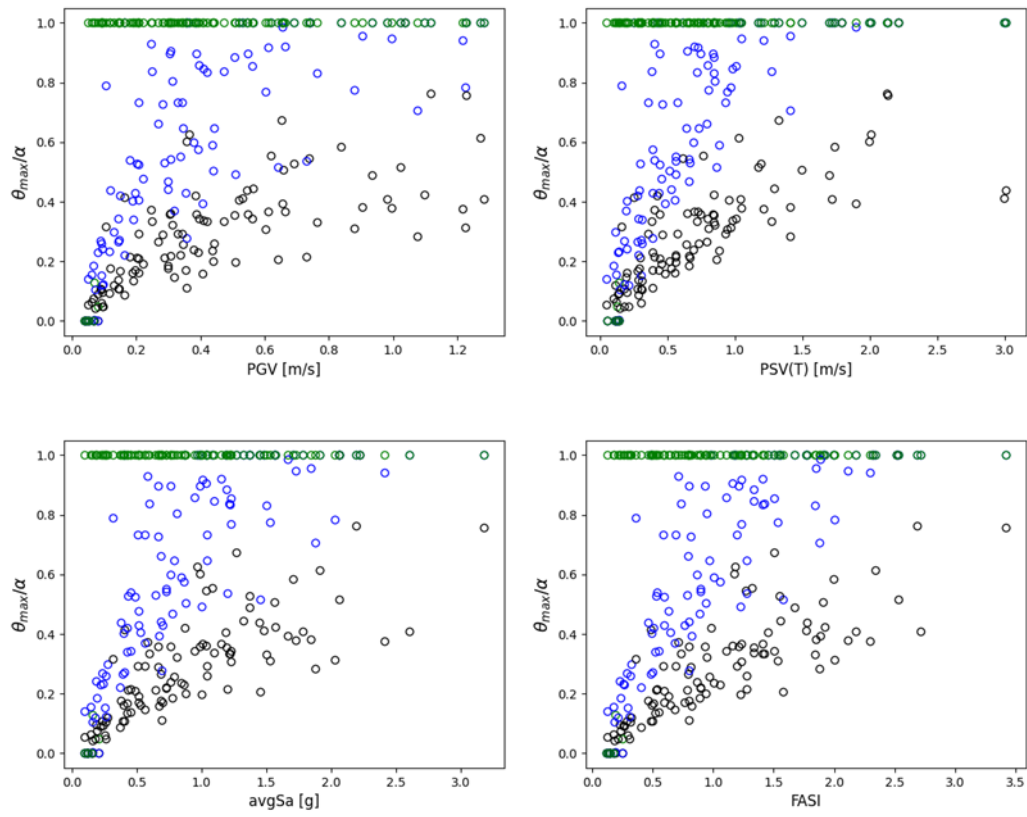
Família 4

Anexo B.4

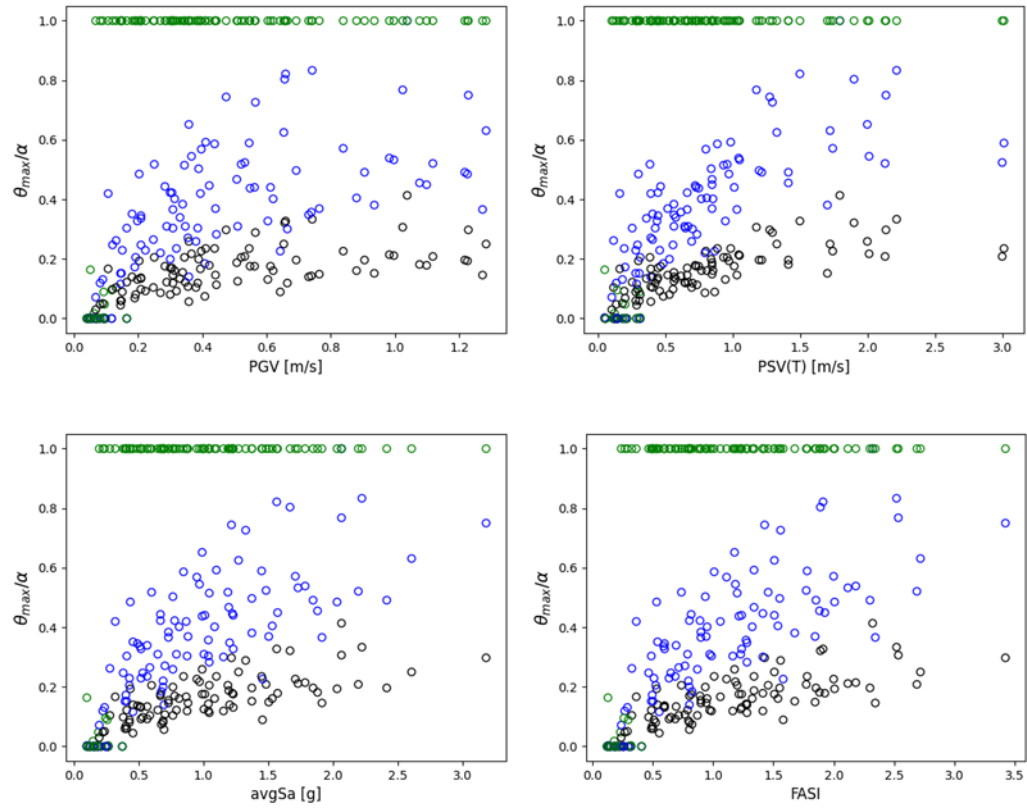
Neste sub-anexo apresentam-se os resultados dos blocos de cada família poisados no topo da fachada do edifício B.



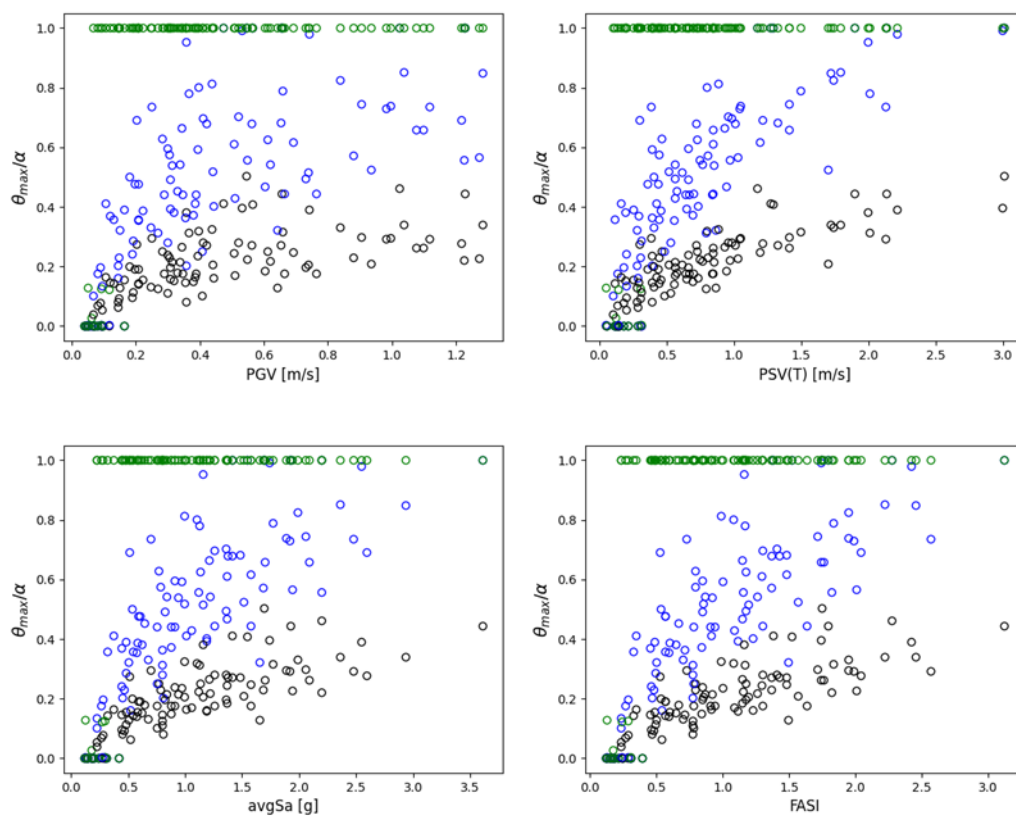
Família 1



Família 2



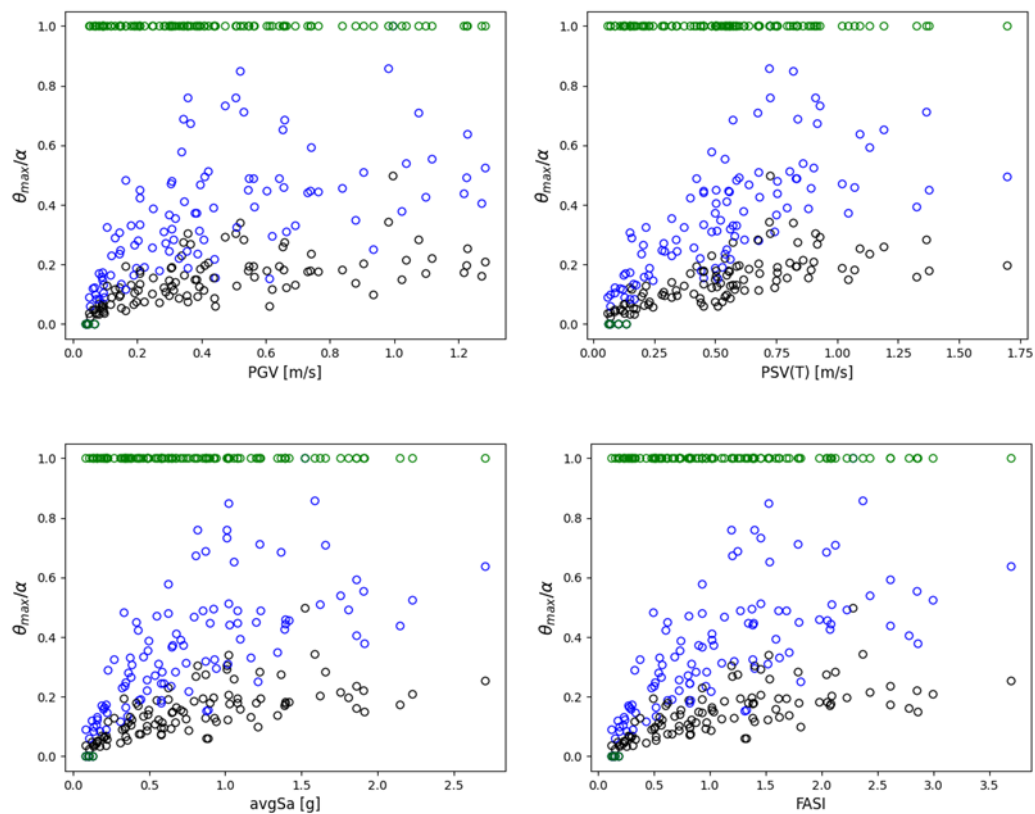
Família 3



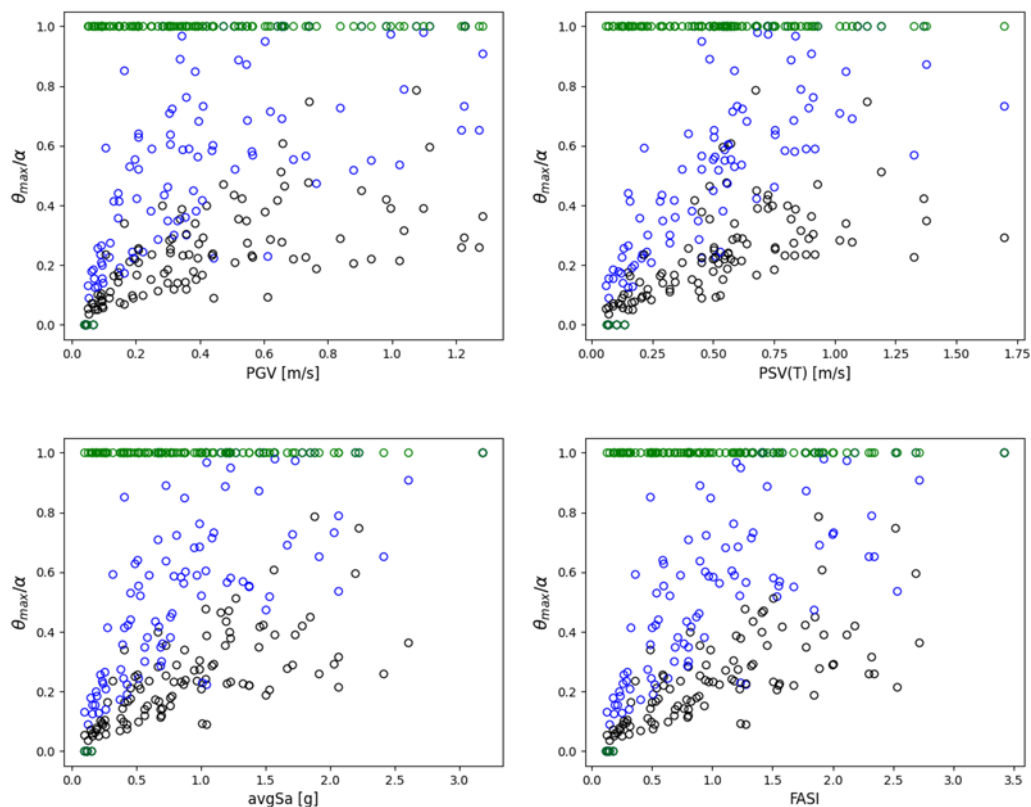
Família 4

Anexo B.5

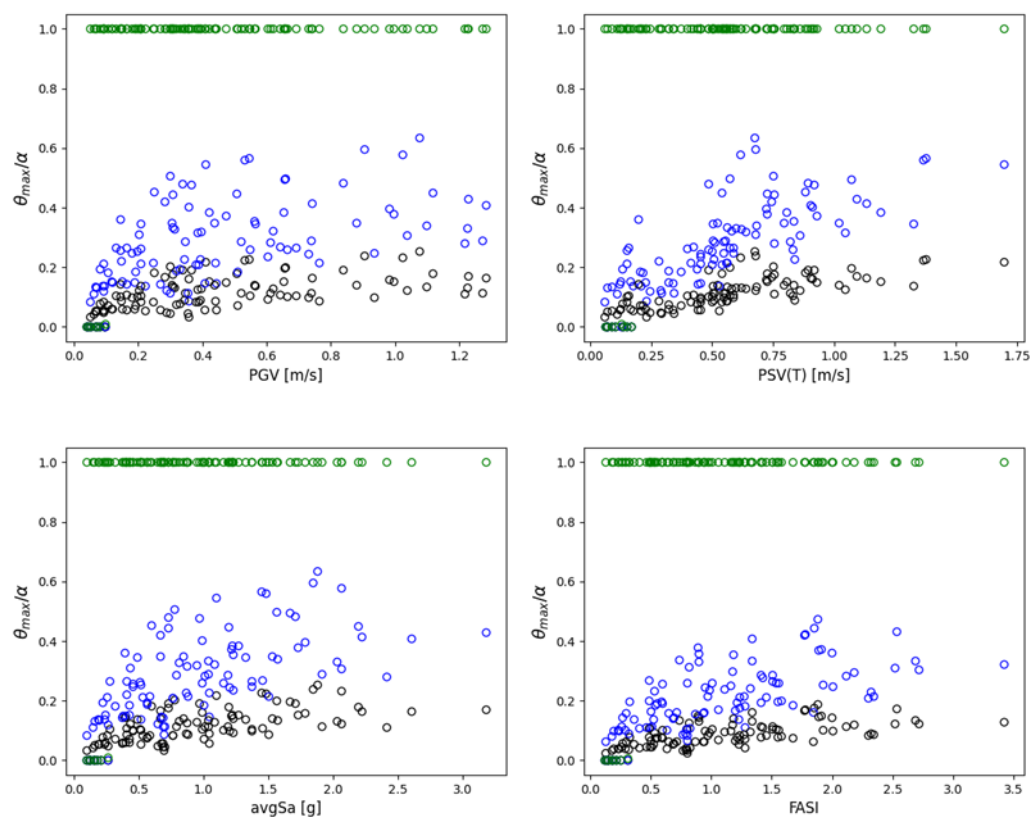
Neste sub-anexo apresentam-se os resultados dos blocos de cada família poisados no topo da fachada do edifício C.



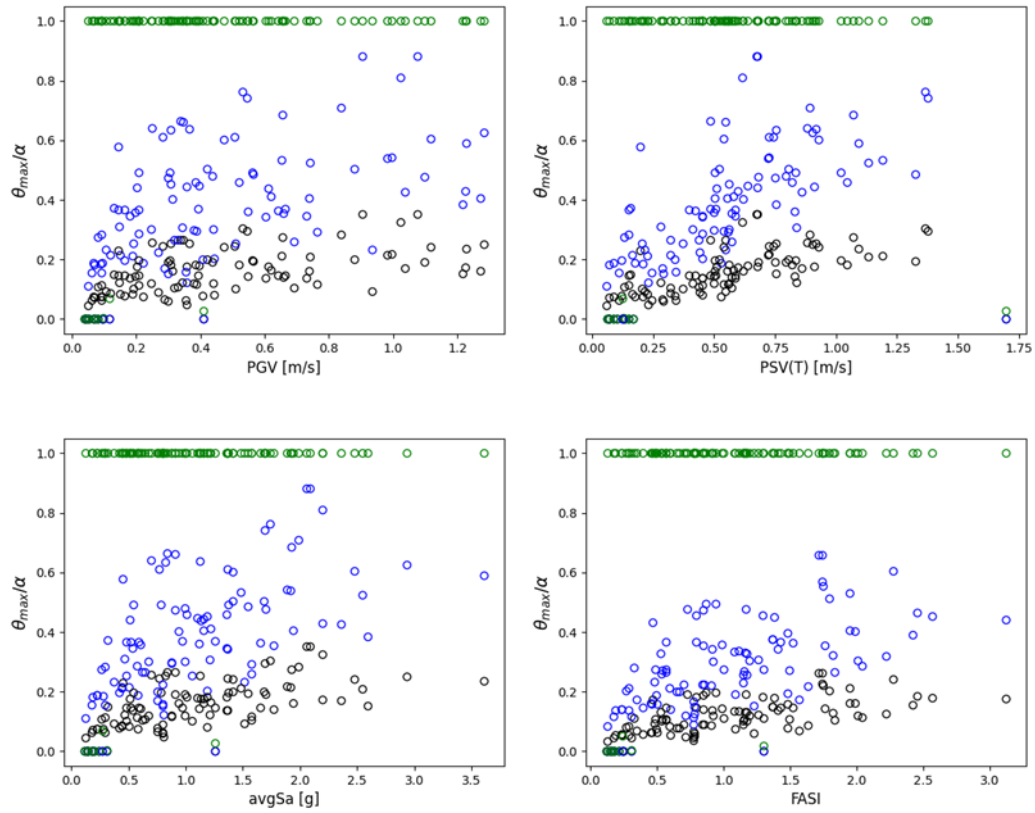
Família 1



Família 2



Família 3



Família 4

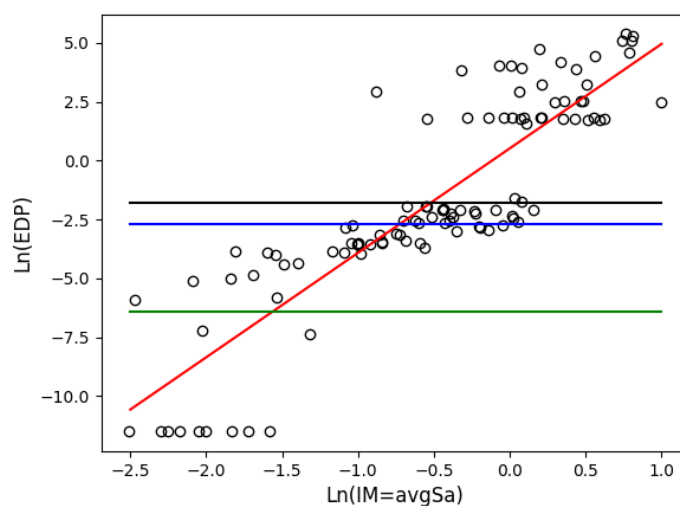
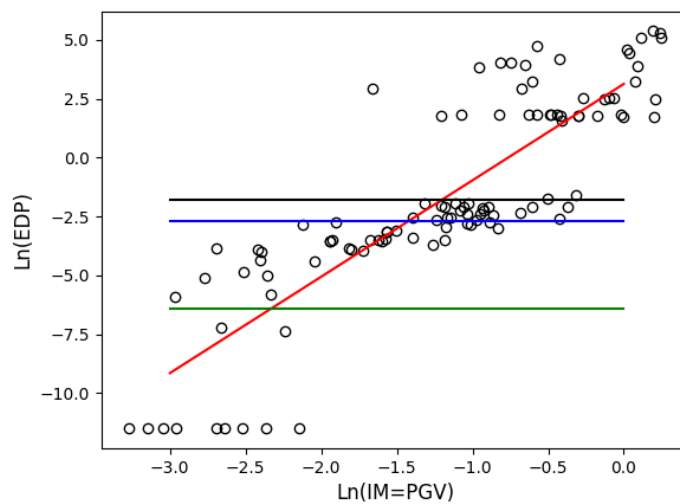
Anexo C

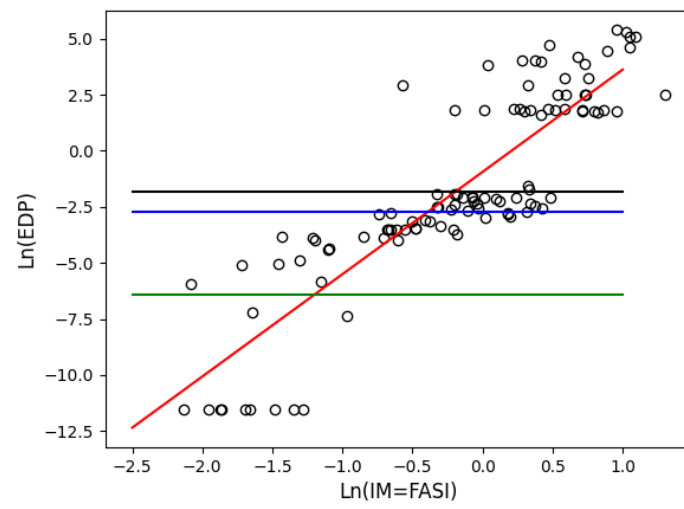
Neste anexo encontram-se os gráficos onde se relaciona a rotação máxima do bloco (EDP) com as diferentes medidas de intensidade adotadas, ambas na escala logarítmica, assim como a reta de regressão linear obtida nesta escala.

Cada círculo representa a relação do EDP com IM; a linha vermelha representa a regressão linear no espaço logarítmico e as linhas horizontais representam cada um dos LS definidos: a linha horizontal negra representa o LS3, a azul o LS2 e a verde o LS1.

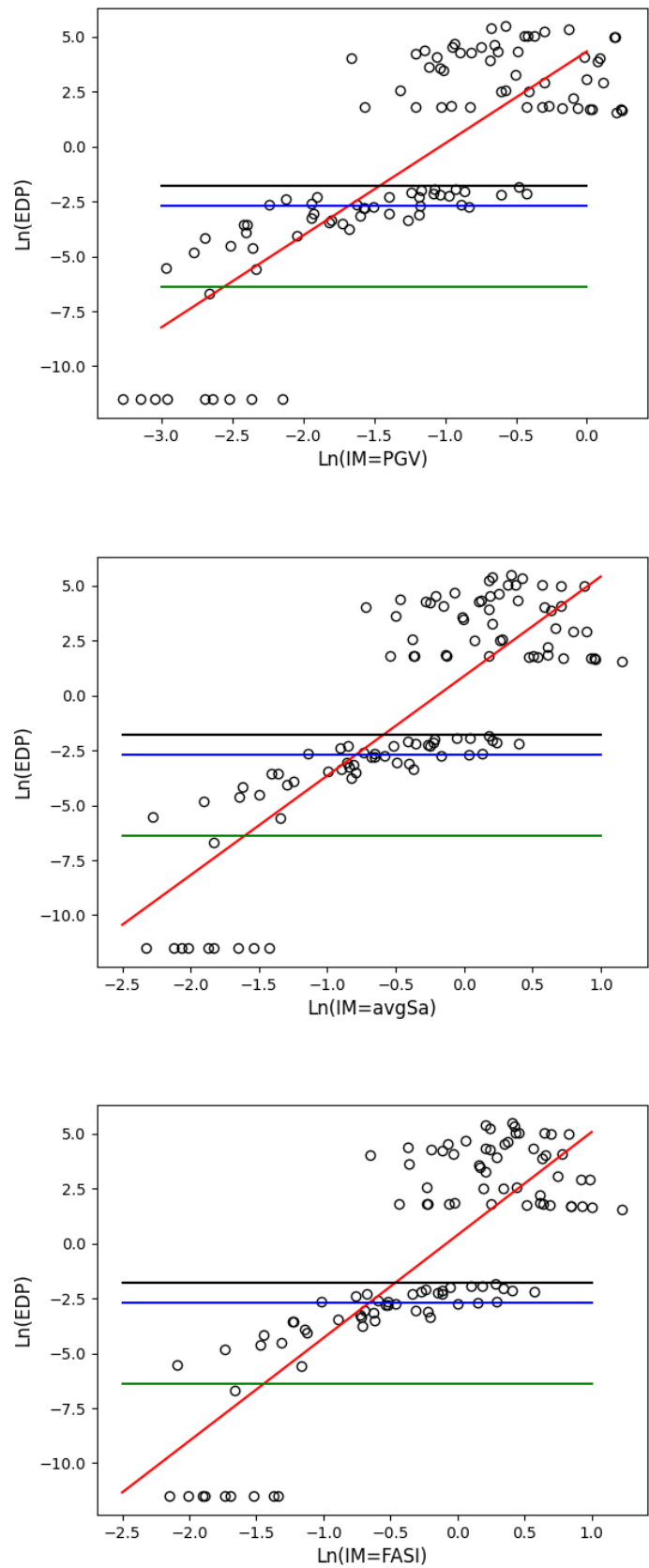
Anexo C.1

Neste sub-anexo apresentam-se os resultados dos blocos de cada família poisados no solo.

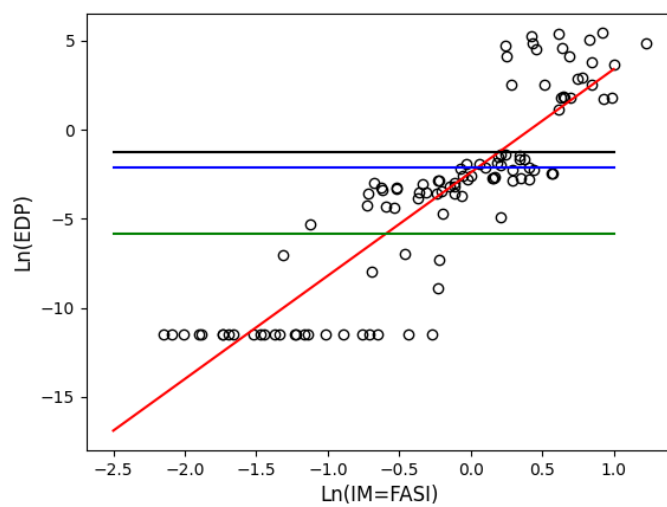
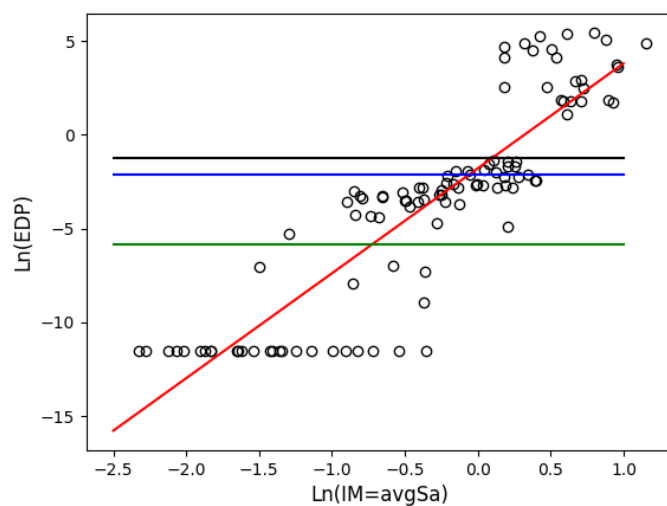
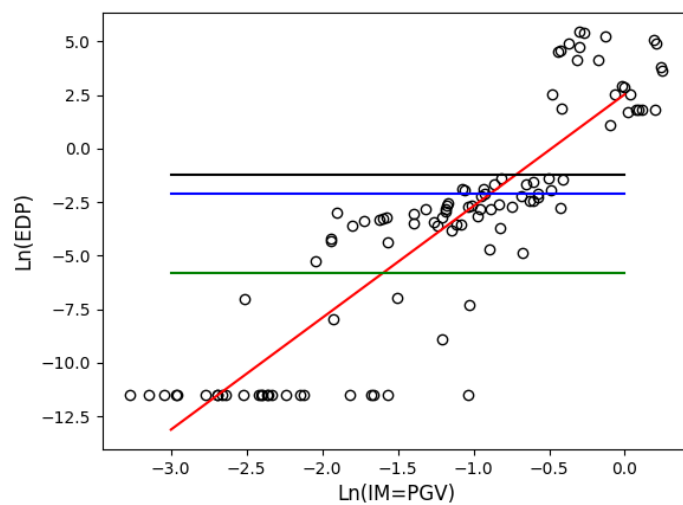




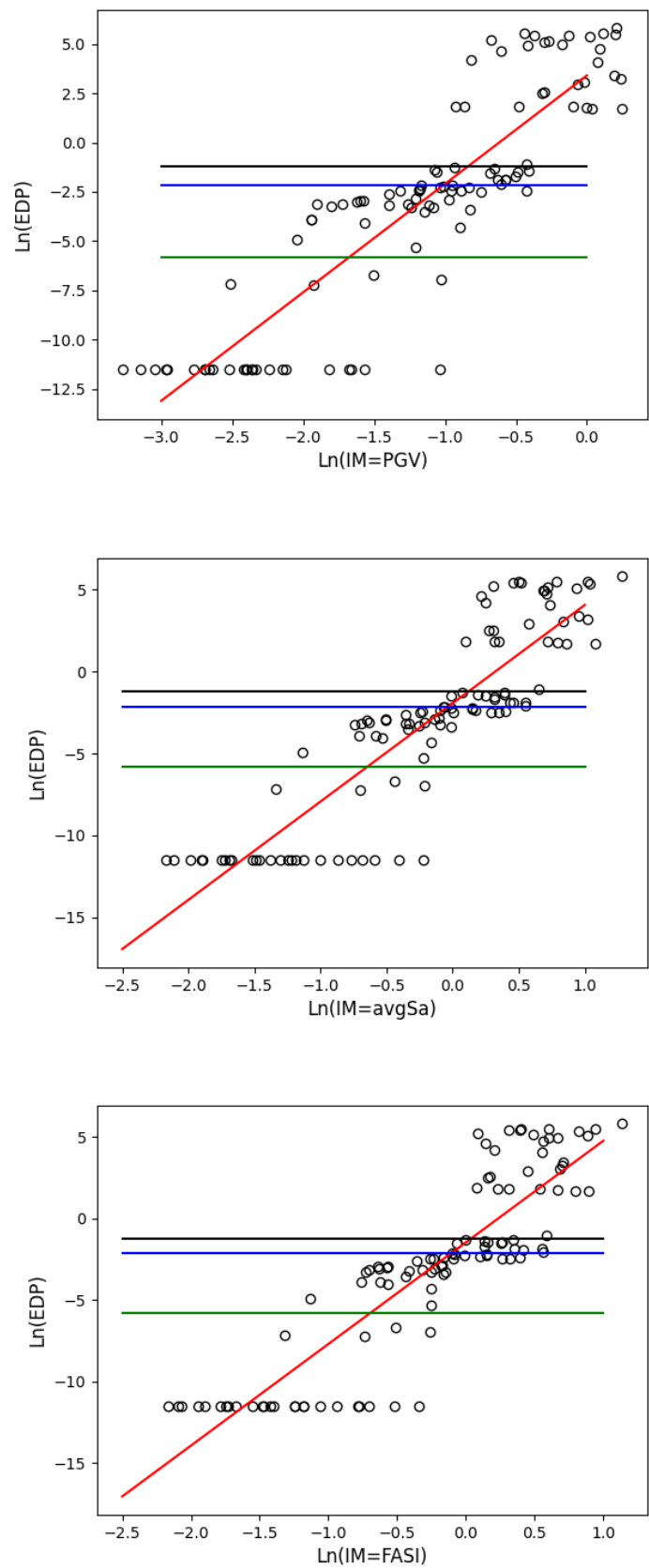
Família 1



Família 2



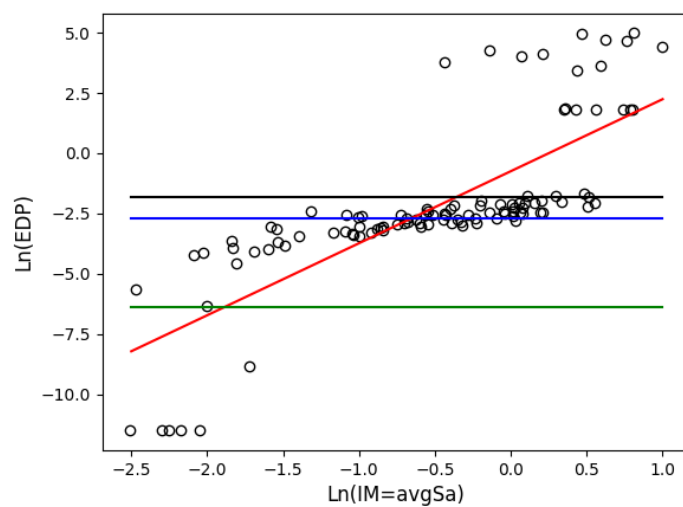
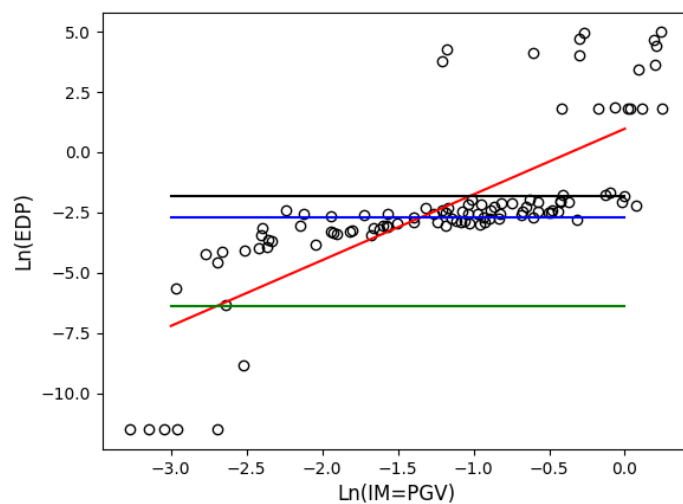
Família 3

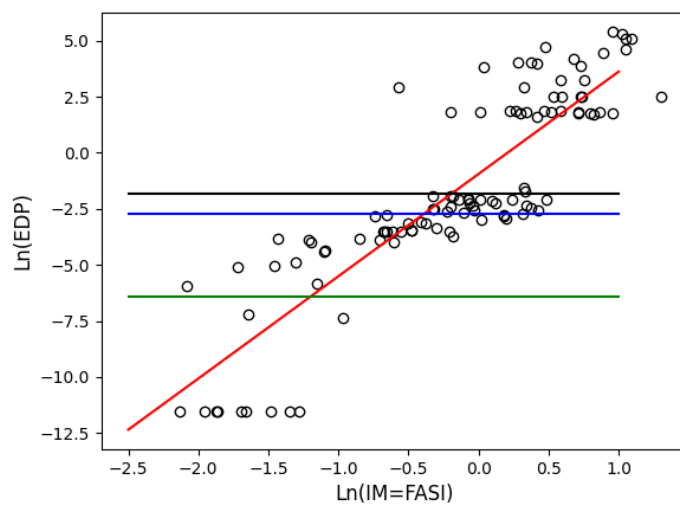


Família 4

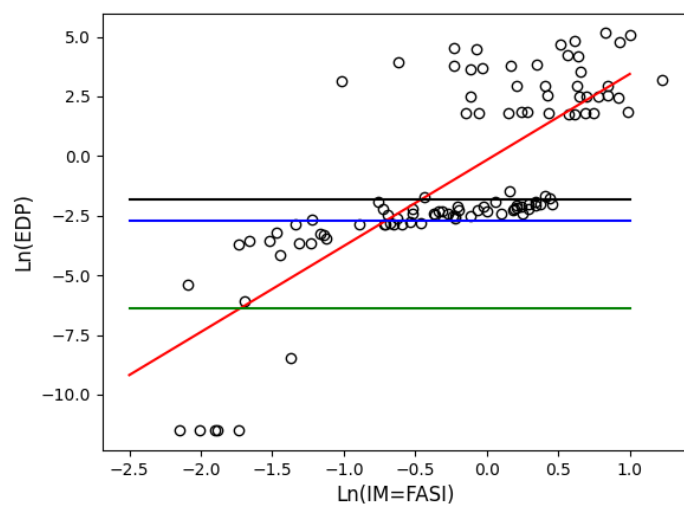
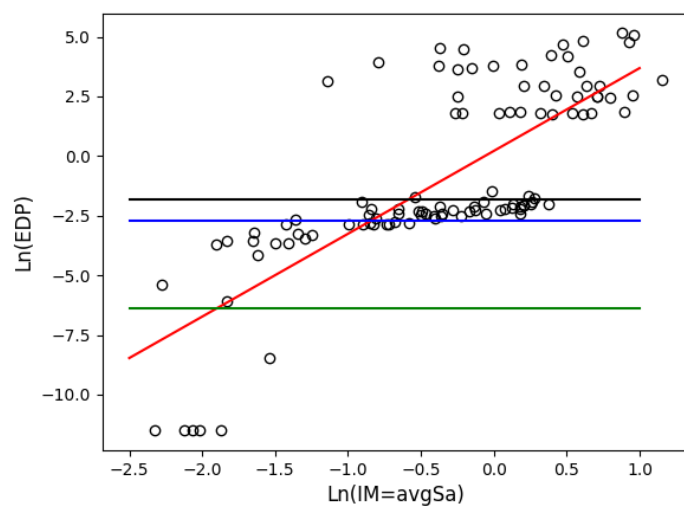
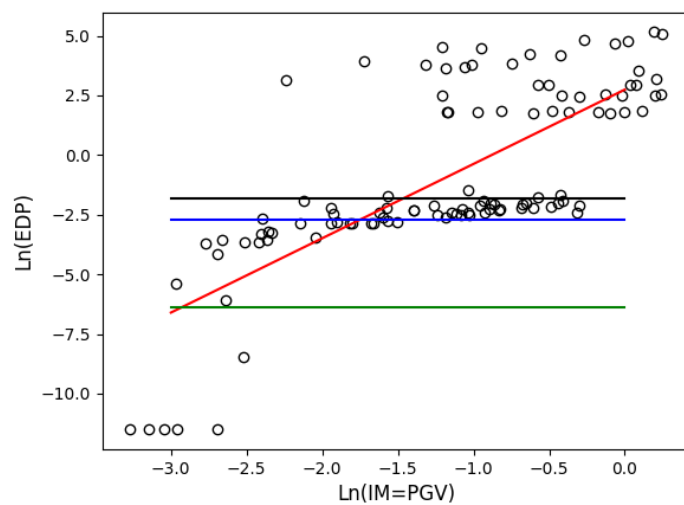
Anexo C.2

Neste sub-anexo apresentam-se os resultados dos blocos de cada família poisados no topo da fachada do edifício A (considerando comportamento linear do edifício).

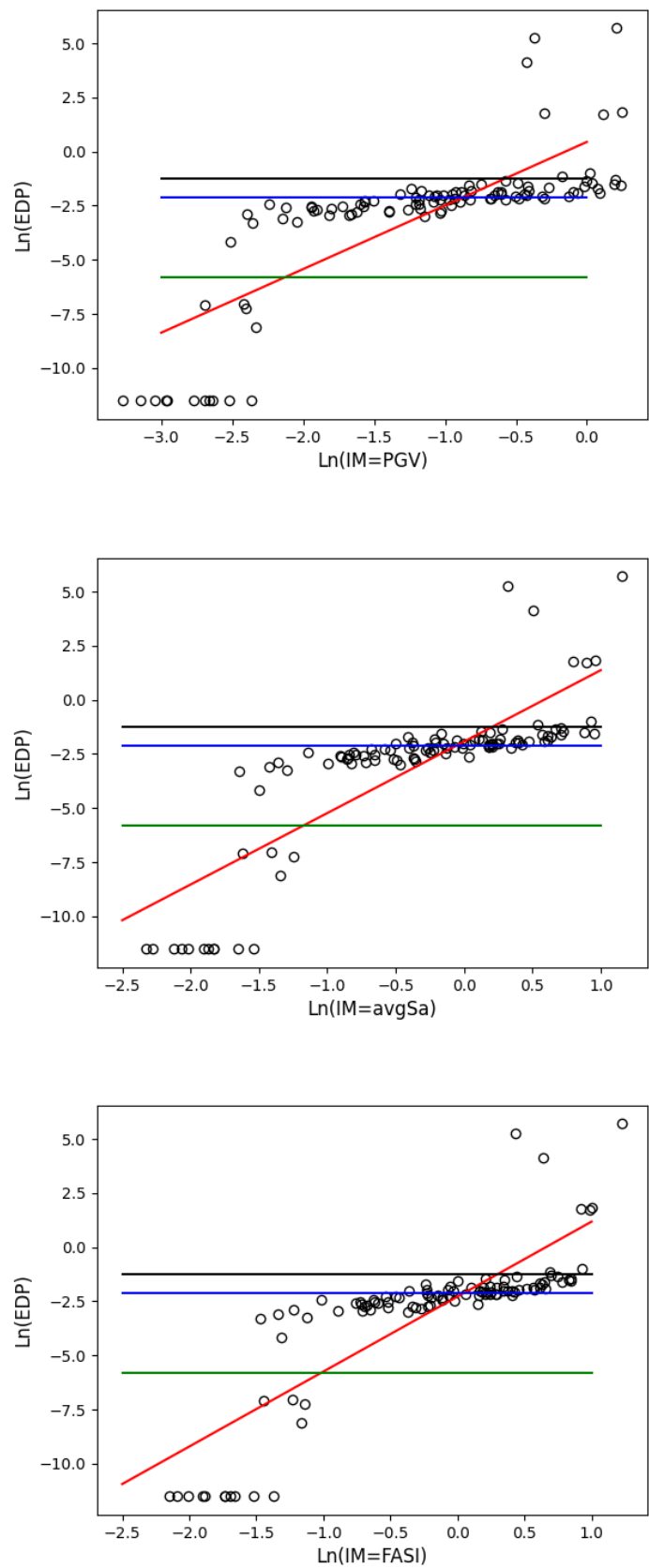




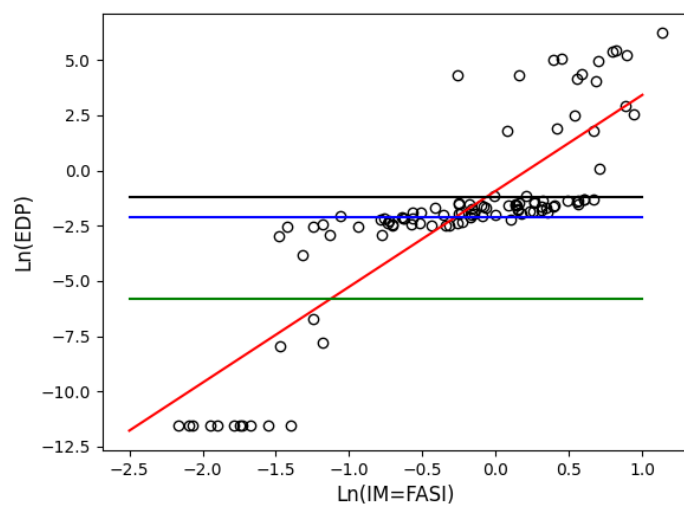
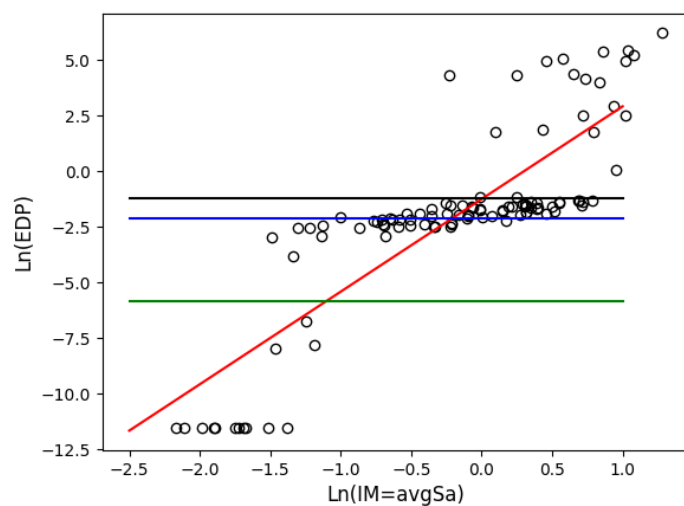
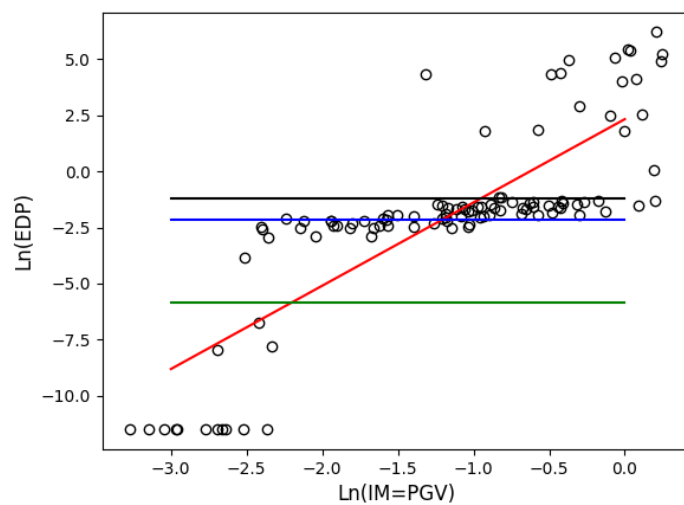
Família 1



Família 2



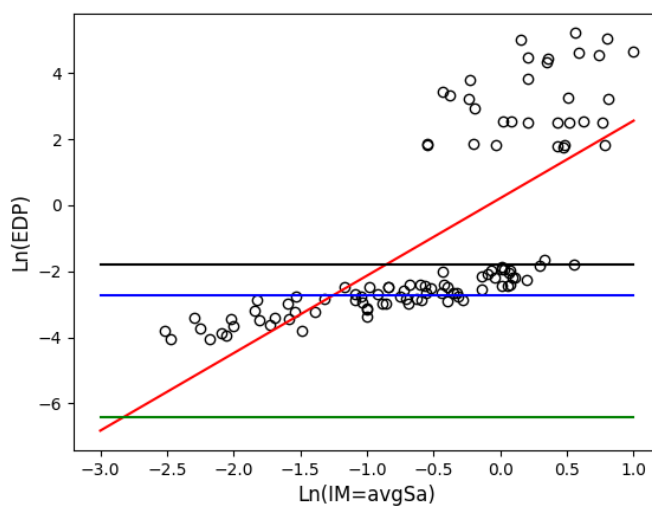
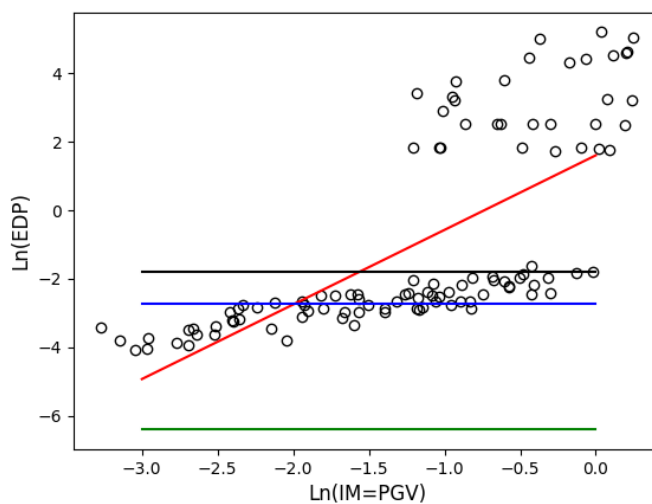
Família 3

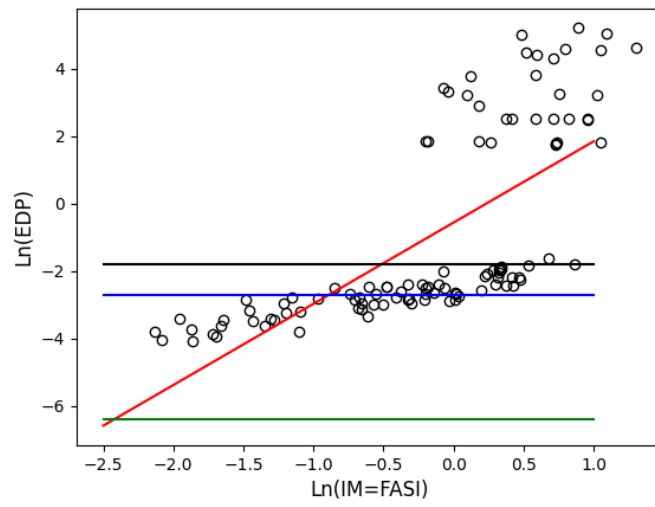


Família 4

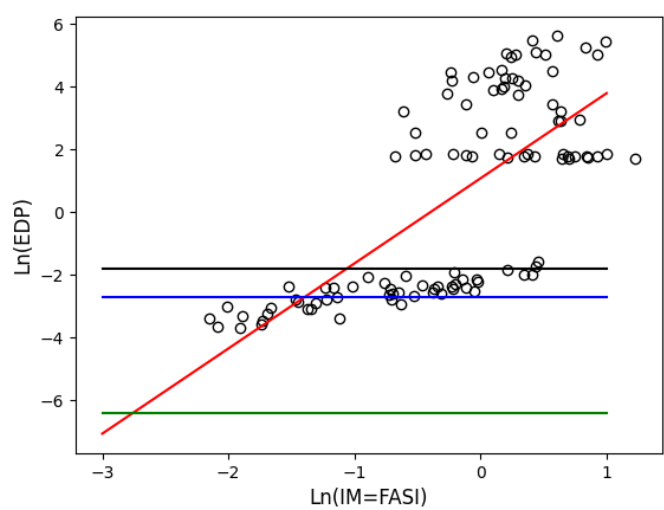
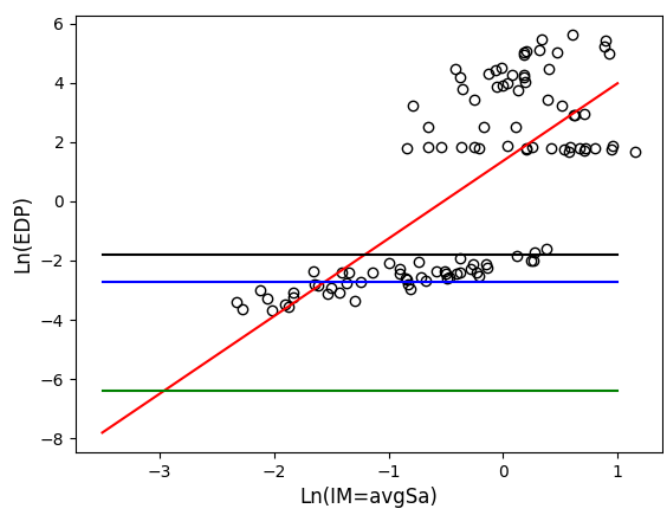
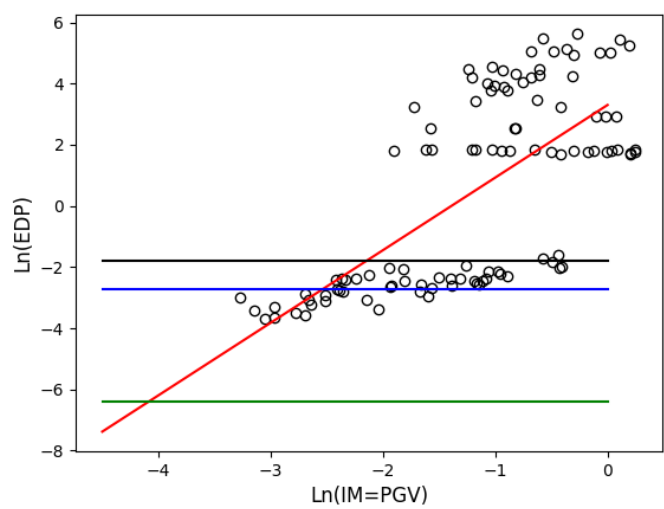
Anexo C.3

Neste sub-anexo apresentam-se os resultados dos blocos de cada família poisados no topo da fachada do edifício A (considerando comportamento não linear do edifício).

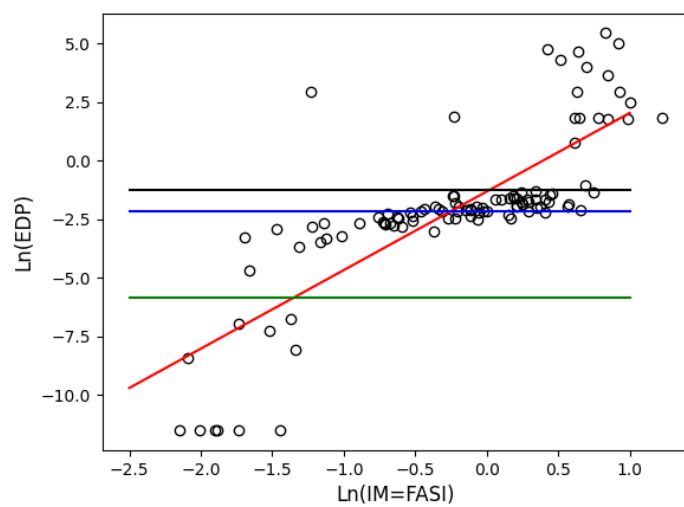
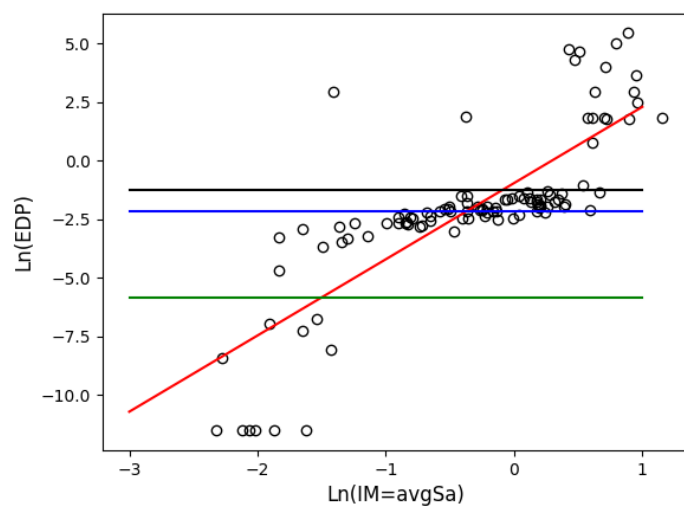
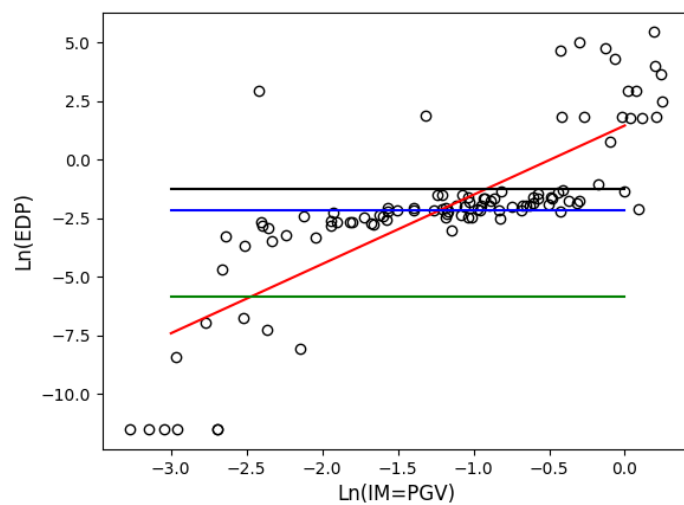




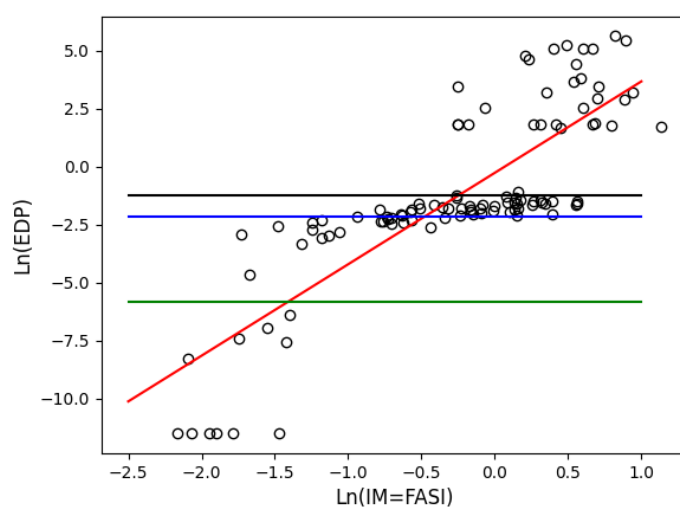
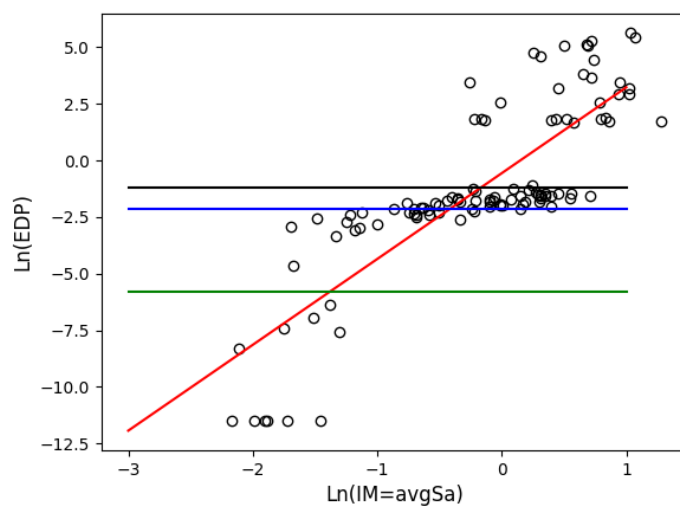
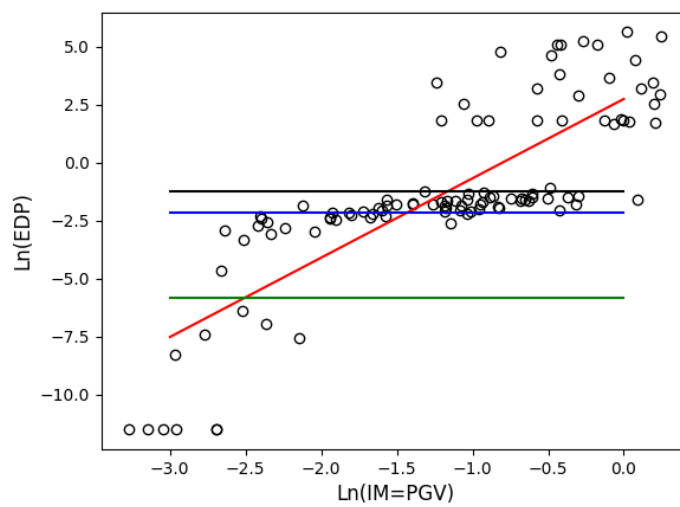
Família 1



Família 2



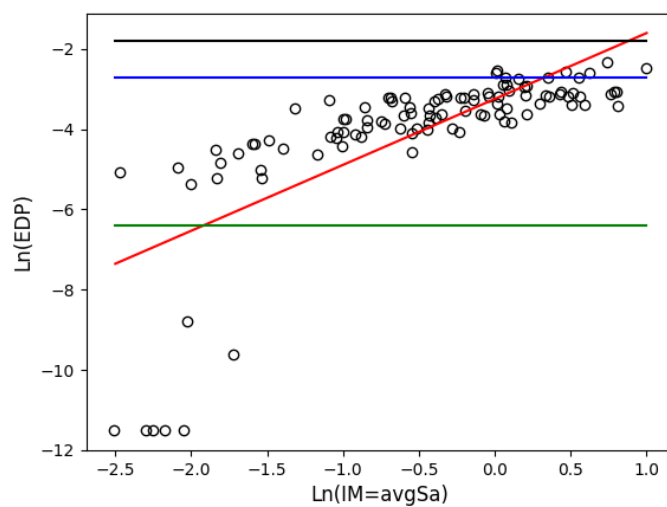
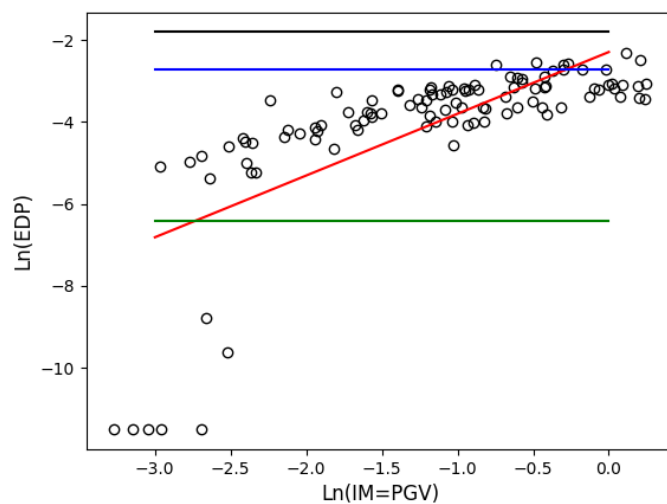
Família 3

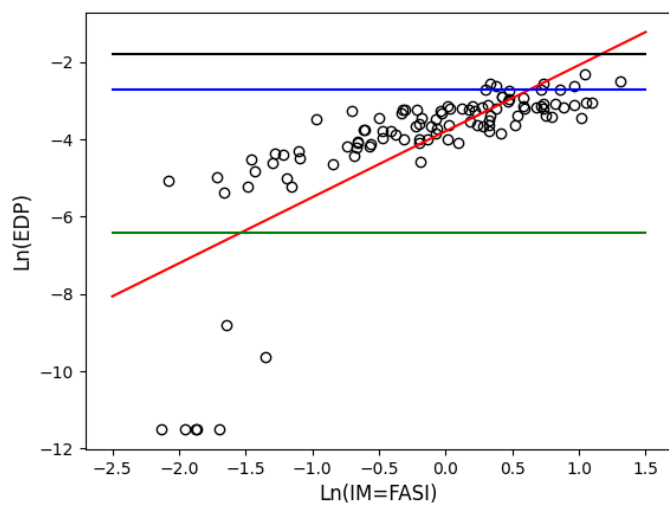


Família 4

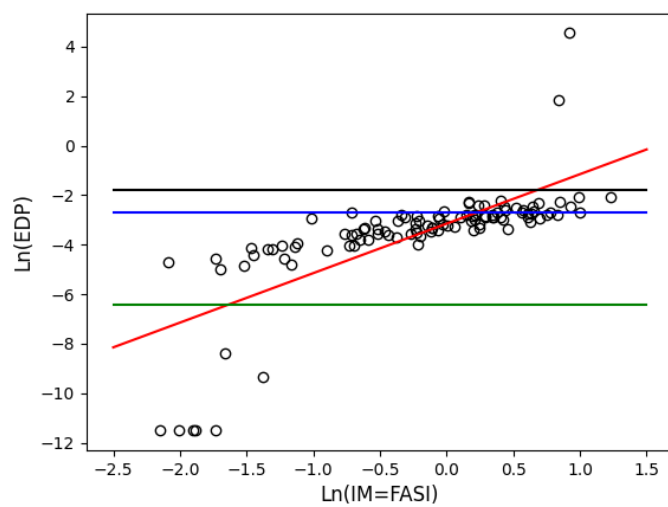
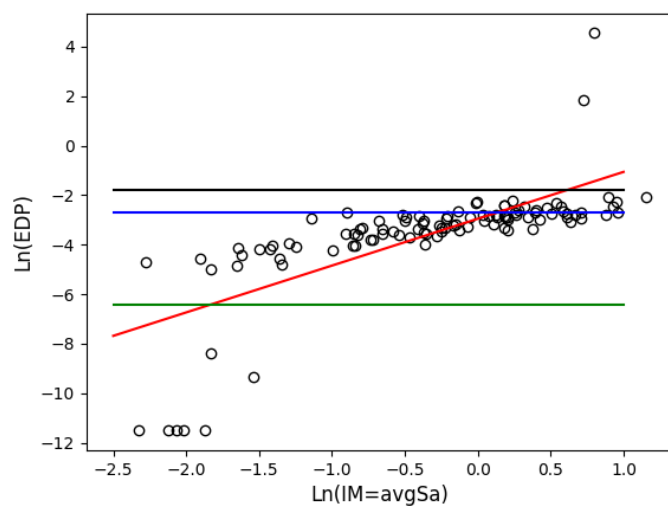
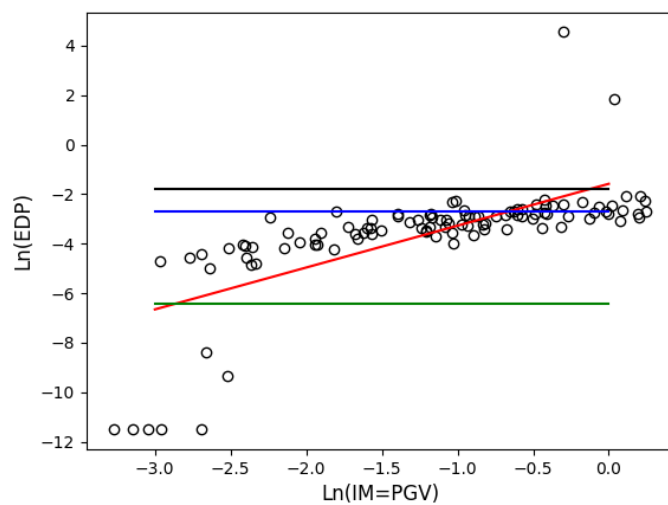
Anexo C.4

Neste sub-anexo apresentam-se os resultados dos blocos de cada família poisados no topo da fachada do edifício B.

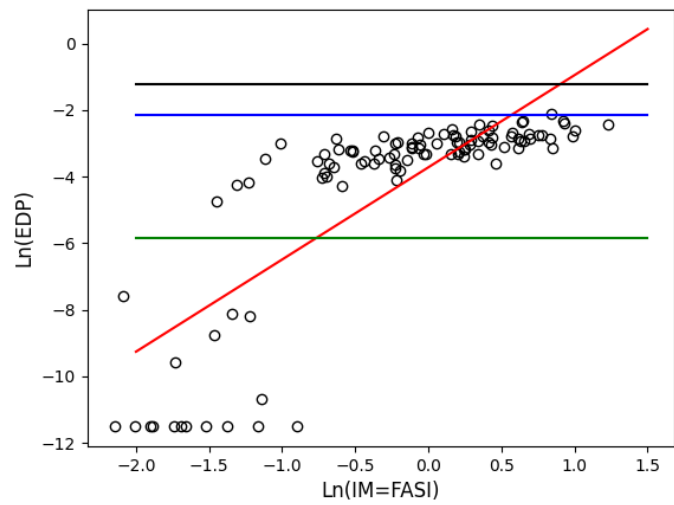
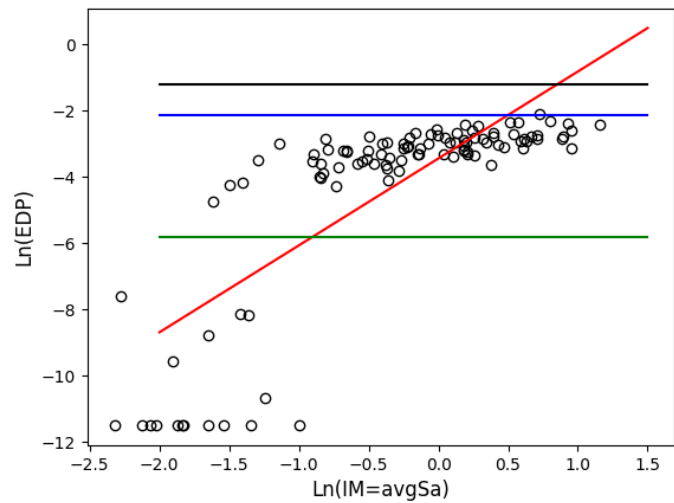
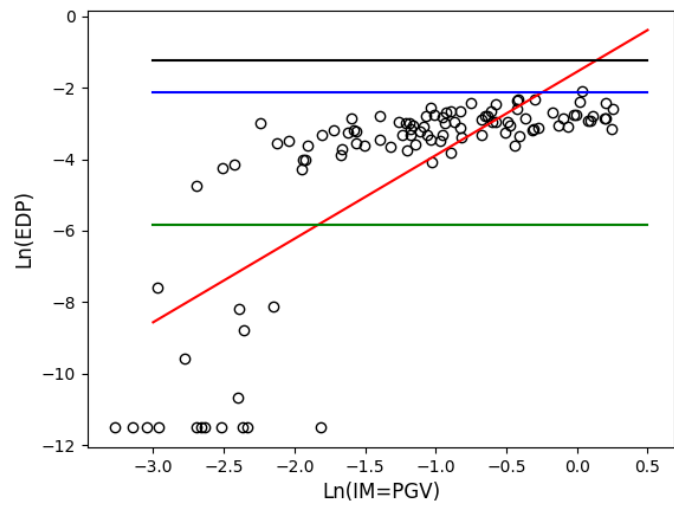




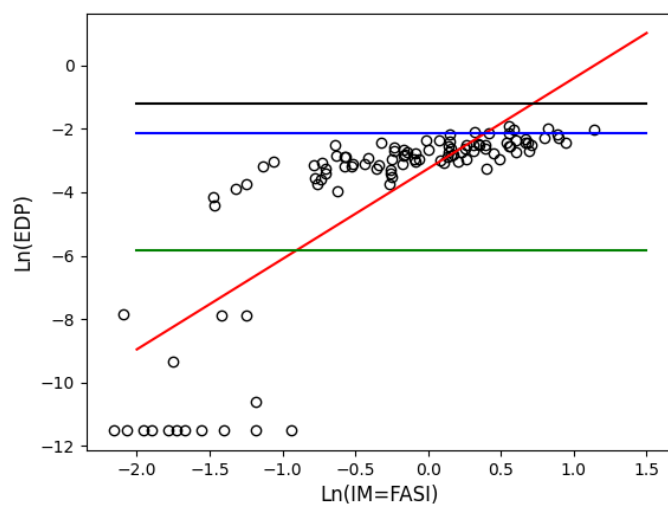
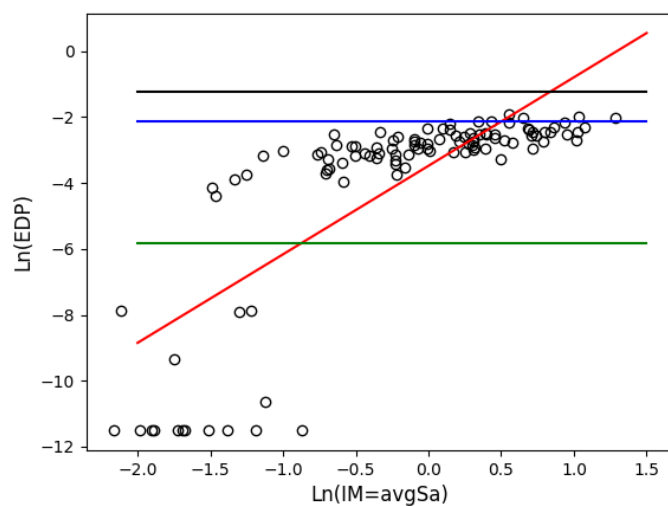
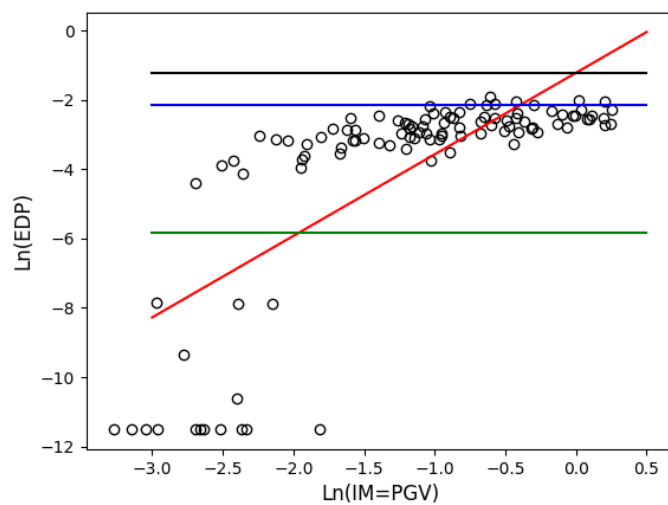
Família 1



Família 2



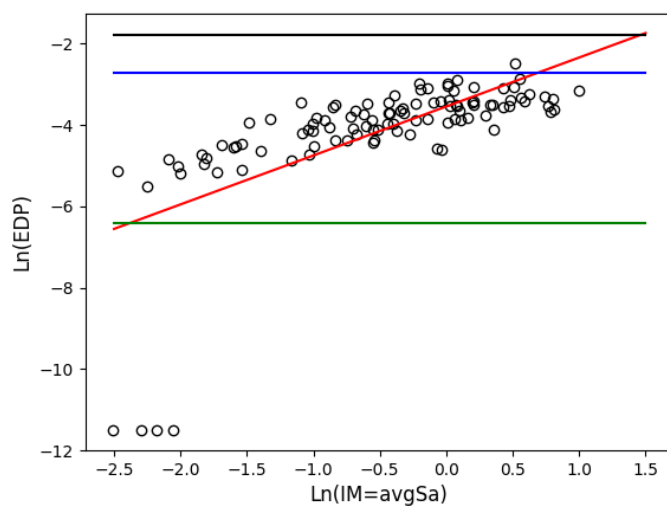
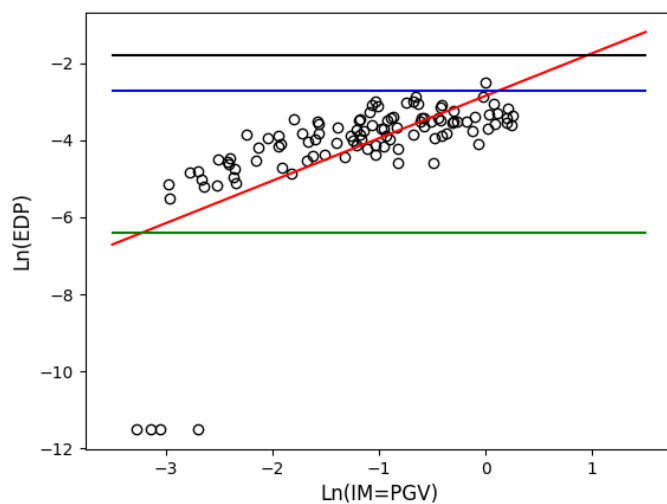
Família 3

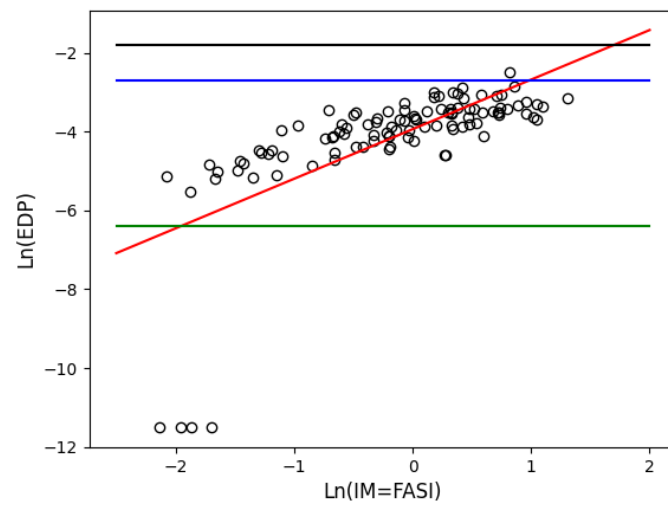


Família 4

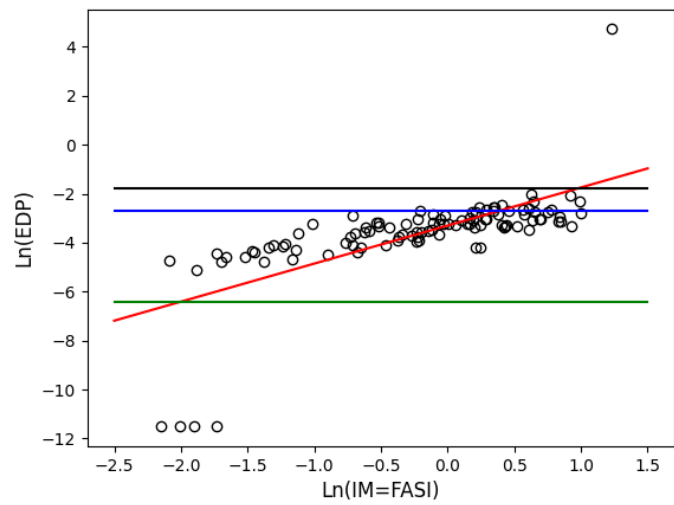
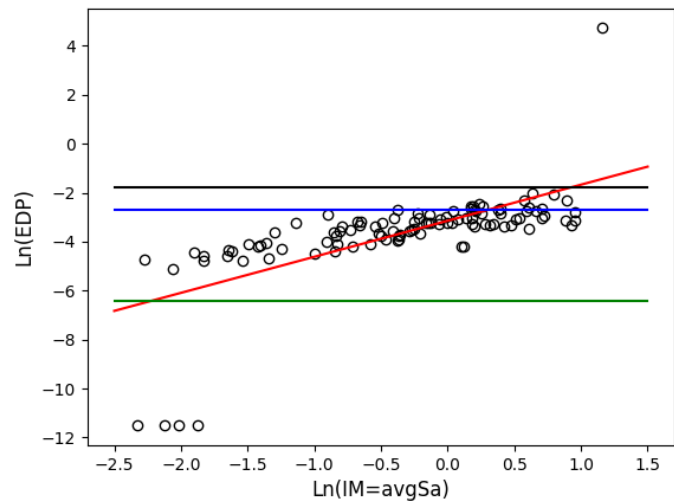
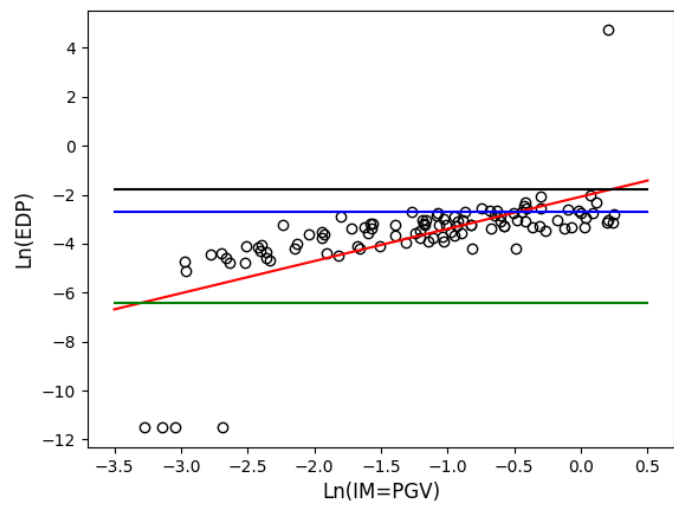
Anexo C.5

Neste sub-anexo apresentam-se os resultados dos blocos de cada família poisados no topo da fachada do edifício C.

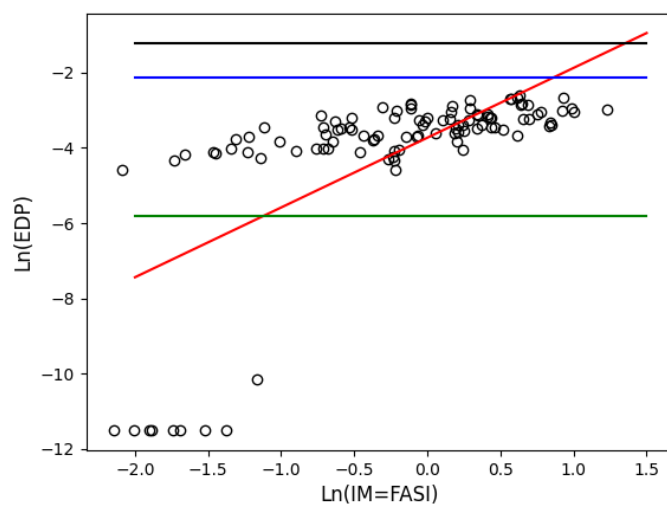
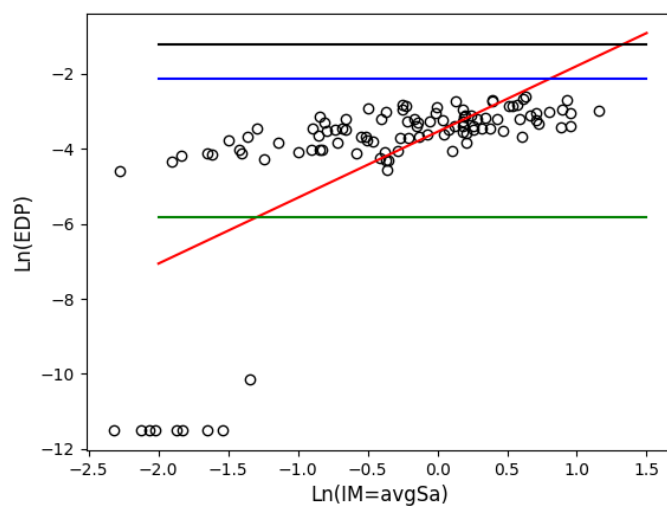
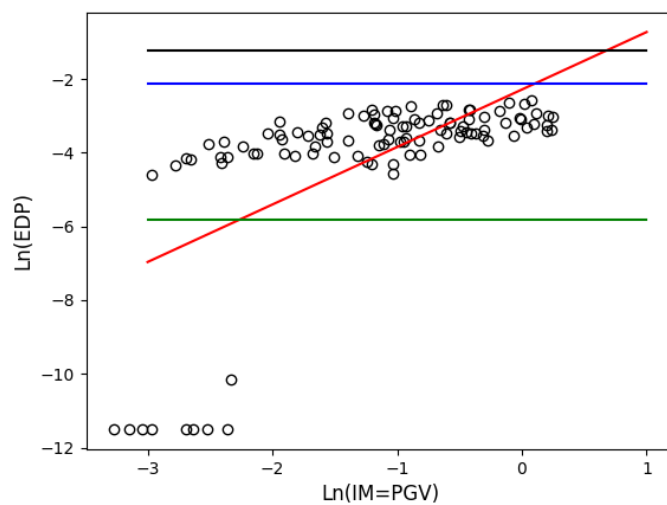




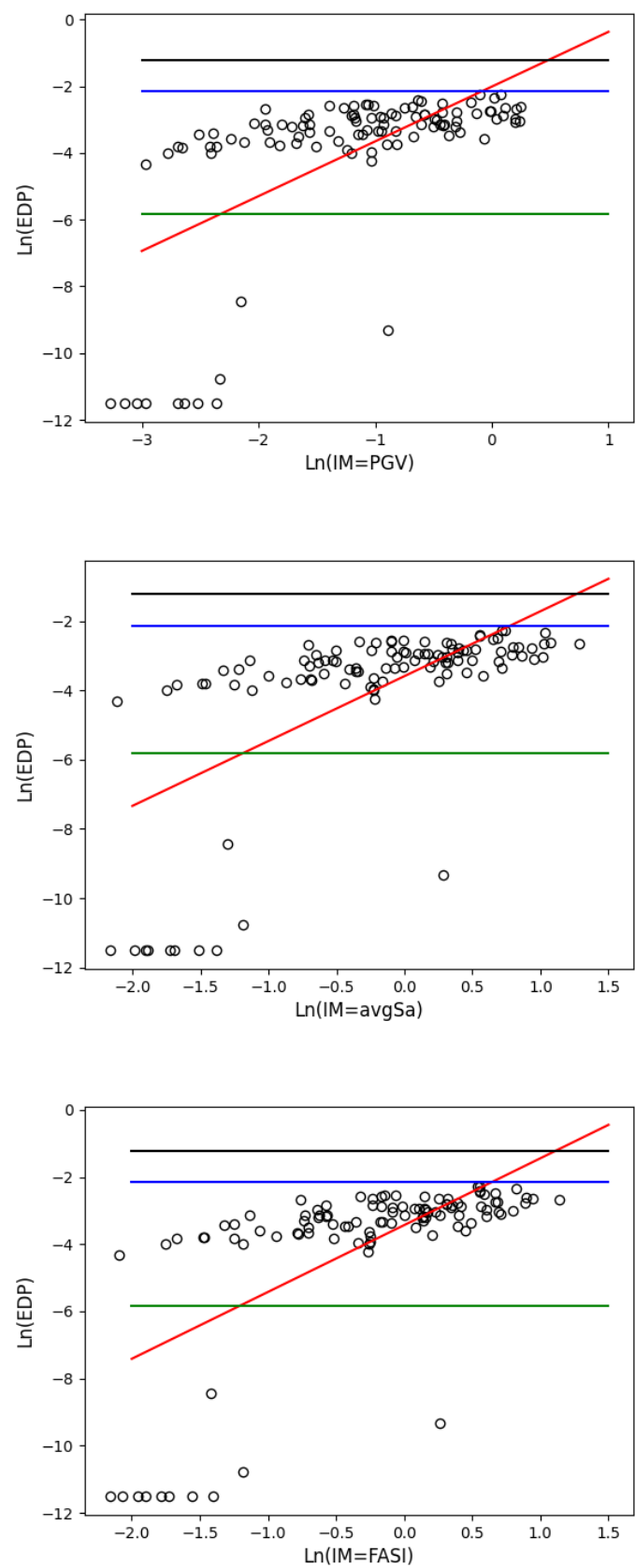
Família 1



Família 2



Família 3



Família 4

Anexo D

Neste anexo encontram-se as tabelas com os valores do coeficiente R^2 obtido da regressão linear, para cada família e IM, considerando o bloco poisado no solo e no topo das fachadas dos edifícios A (considerando comportamento linear e não linear do edifício), B e C.

R^2	Solo			
	Família 1	Família 2	Família 3	Família 4
PGA	0.595	0.490	0.679	0.670
PGV	0.737	0.656	0.788	0.786
P.acc(fr)	0.450	0.415	0.510	0.370
P.vel(fr)	0.400	0.387	0.450	0.280
FASI	0.761	0.656	0.778	0.779
avgSa	0.764	0.660	0.779	0.784
PSV(Tr)	0.620	0.550	0.594	0.600

R^2	Edifício A (comportamento linear)			
	Família 1	Família 2	Família 3	Família 4
PGV	0.567	0.553	0.616	0.670
FASI	0.596	0.591	0.684	0.707
avgSa	0.600	0.590	0.668	0.707
PSV(T)	0.482	0.551	0.611	0.666

R^2	Edifício A (comportamento não linear)			
	Família 1	Família 2	Família 3	Família 4
PGV	0.484	0.480	0.616	0.662
FASI	0.493	0.503	0.633	0.679
avgSa	0.494	0.504	0.641	0.683
PSV(T)	0.487	0.421	0.550	0.649

R ²	Edifício B			
	Família 1	Família 2	Família 3	Família 4
PGV	0.499	0.476	0.562	0.544
FASI	0.535	0.532	0.631	0.616
avgSa	0.522	0.513	0.610	0.595
PSV(T)	0.440	0.451	0.482	0.471

R ²	Edifício C			
	Família 1	Família 2	Família 3	Família 4
PGV	0.403	0.409	0.394	0.369
FASI	0.436	0.456	0.444	0.418
avgSa	0.423	0.441	0.429	0.403
PSV(T)	0.415	0.394	0.428	0.364

Anexo E

Neste anexo apresentam-se as tabelas com os valores da mediana e desvio padrão logarítmico (σ) resultantes da *Cloud Analysis*, para cada bloco poisado no solo e no topo da fachada dos edifícios A (considerando comportamento linear e não linear do edifício), B e C, para os diferentes LS e IM considerados. Apresenta-se também a tabela referente aos valores da mediana e σ , seguindo as recomendações do documento FEMA P-58.

Família	IM	Solo					
		LS1		LS2		LS3	
		Mediana	σ	Mediana	σ	Mediana	σ
1	PGV	0.097	0.240	0.240	0.240	0.300	0.240
	avgSa	0.210	0.242	0.482	0.242	0.592	0.242
	FASI	0.302	0.250	0.677	0.250	0.828	0.250
2	PGV	0.077	0.298	0.186	0.298	0.231	0.298
	avgSa	0.200	0.319	0.452	0.319	0.553	0.319
	FASI	0.235	0.333	0.516	0.333	0.627	0.333
3	PGV	0.202	0.265	0.409	0.265	0.487	0.265
	avgSa	0.485	0.292	0.938	0.292	1.105	0.292
	FASI	0.553	0.304	1.045	0.304	1.224	0.304
4	PGV	0.187	0.282	0.365	0.282	0.431	0.282
	avgSa	0.523	0.309	0.967	0.309	1.126	0.309
	FASI	0.497	0.326	0.898	0.326	1.040	0.326

Família	IM	Edifício A (comportamento linear)					
		LS1		LS2		LS3	
		Mediana	σ	Mediana	σ	Mediana	σ
1	PGV	0.067	0.567	0.258	0.567	0.361	0.567
	avgSa	0.150	0.239	0.517	0.239	0.702	0.239
	FASI	0.218	0.247	0.725	0.247	0.978	0.247
2	PGV	0.053	0.275	0.173	0.275	0.233	0.275
	avgSa	0.149	0.284	0.430	0.284	0.560	0.284
	FASI	0.177	0.294	0.493	0.294	0.636	0.294
3	PGV	0.118	0.228	0.415	0.228	0.567	0.228
	avgSa	0.307	0.228	0.939	0.228	1.239	0.228
	FASI	0.359	0.231	1.042	0.231	1.358	0.231
4	PGV	0.111	0.256	0.300	0.256	0.384	0.256
	avgSa	0.333	0.263	0.808	0.263	1.006	0.263
	FASI	0.323	0.274	0.756	0.274	0.933	0.274

Família	IM	Edifício A (comportamento não linear)					
		LS1		LS2		LS3	
		Mediana	σ	Mediana	σ	Mediana	σ
1	PGV	0.025	0.221	0.137	0.221	0.209	0.221
	avgSa	0.059	0.233	0.287	0.233	0.424	0.233
	FASI	0.089	0.240	0.409	0.240	0.598	0.240
2	PGV	0.017	0.242	0.079	0.242	0.116	0.242
	avgSa	0.052	0.255	0.211	0.255	0.299	0.255
	FASI	0.064	0.265	0.247	0.265	0.346	0.265
3	PGV	0.085	0.229	0.296	0.229	0.403	0.229
	avgSa	0.223	0.239	0.694	0.239	0.920	0.239
	FASI	0.260	0.250	0.781	0.250	1.027	0.250
4	PGV	0.082	0.239	0.240	0.239	0.314	0.239
	avgSa	0.250	0.254	0.660	0.254	0.840	0.254
	FASI	0.244	0.266	0.622	0.266	0.785	0.266

Família	IM	Edifício B					
		LS1		LS2		LS3	
		Mediana	σ	Mediana	σ	Mediana	σ
1	PGV	0.065	0.148	0.753	0.148	1.382	0.148
	avgSa	0.146	0.154	1.380	0.154	2.410	0.154
	FASI	0.216	0.156	1.865	0.156	3.186	0.156
2	PGV	0.058	0.174	0.511	0.174	0.878	0.174
	avgSa	0.161	0.181	1.132	0.181	1.837	0.181
	FASI	0.196	0.184	1.242	0.184	1.965	0.184
3	PGV	0.161	0.202	0.778	0.202	1.151	0.202
	avgSa	0.403	0.206	1.643	0.206	2.329	0.206
	FASI	0.467	0.208	1.769	0.208	2.462	0.208
4	PGV	0.141	0.211	0.677	0.211	0.999	0.211
	avgSa	0.417	0.217	1.646	0.217	2.316	0.217
	FASI	0.405	0.220	1.480	0.220	2.041	0.220

Família	IM	Edifício C					
		LS1		LS2		LS3	
		Mediana	σ	Mediana	σ	Mediana	σ
1	PGV	0.040	0.132	1.126	0.132	2.585	0.132
	avgSa	0.093	0.138	1.993	0.138	4.269	0.138
	FASI	0.141	0.140	2.644	0.140	5.478	0.140
2	PGV	0.037	0.155	0.615	0.155	1.235	0.155
	avgSa	0.109	0.163	1.336	0.163	2.489	0.163
	FASI	0.135	0.166	1.454	0.166	2.621	0.166
3	PGV	0.103	0.190	1.100	0.190	1.979	0.190
	avgSa	0.273	0.199	2.230	0.199	3.758	0.199
	FASI	0.323	0.203	2.363	0.203	3.873	0.203
4	PGV	0.098	0.211	0.927	0.211	1.620	0.211
	avgSa	0.303	0.224	2.170	0.224	3.540	0.224
	FASI	0.300	0.230	1.918	0.230	3.039	0.230

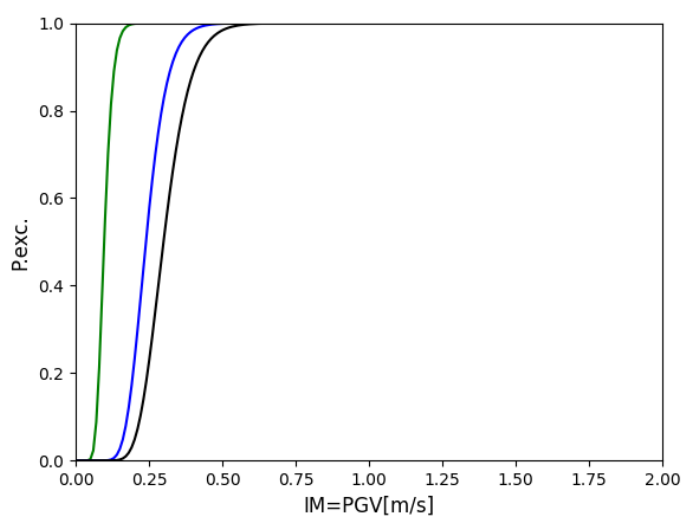
Família	FEMA P-58	
	Mediana	σ
1	0.232	0.500
2	0.189	0.500
3	0.437	0.500
4	0.368	0.500

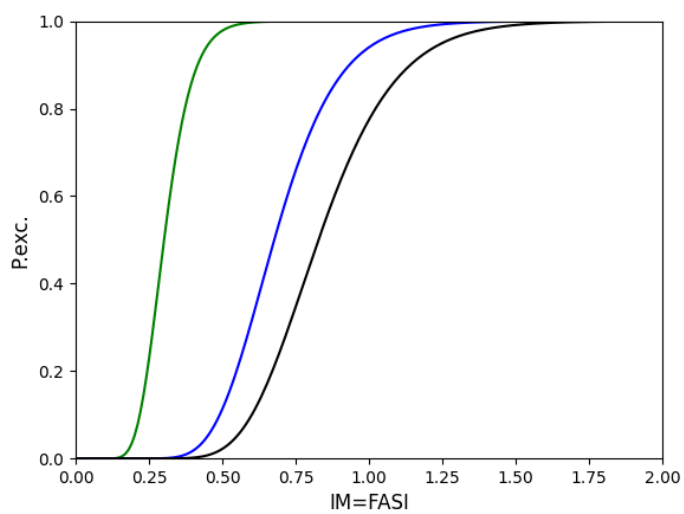
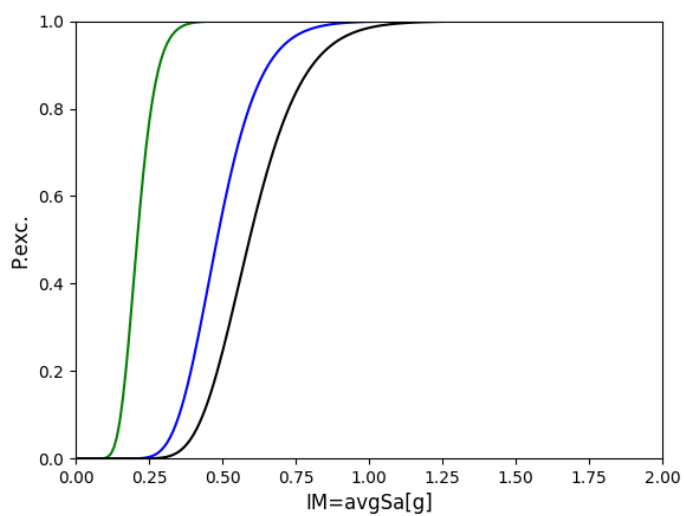
Anexo F

Neste anexo estão presentes as curvas de fragilidade referentes a todas as famílias de blocos, considerando-os poisados no solo ou no topo das fachadas dos edifícios A (considerando comportamento linear e não linear do edifício), B e C, obtidas através do modelo numérico e através das recomendações do documento FEMA P-58.

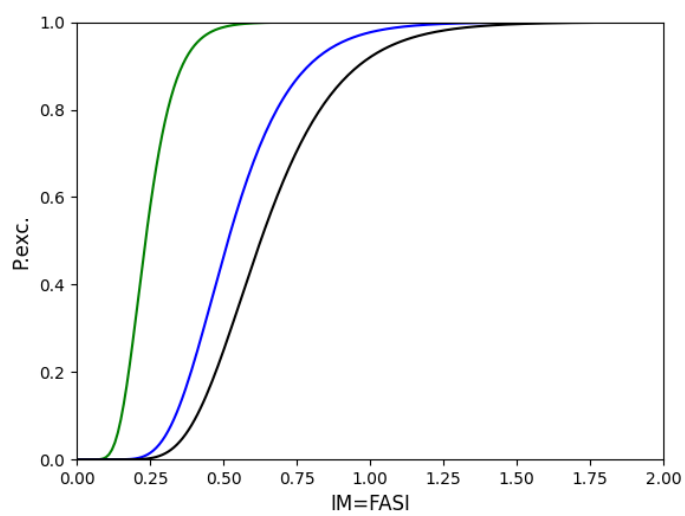
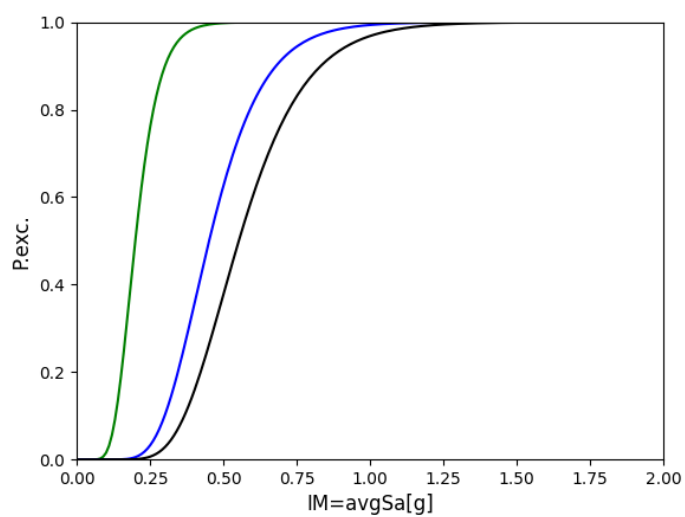
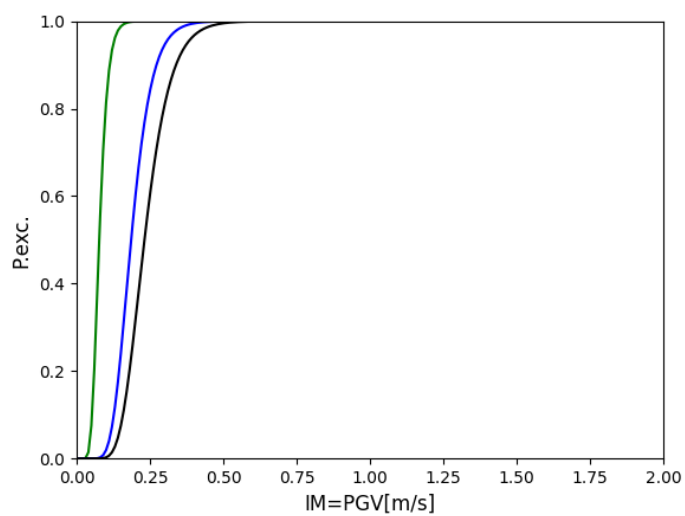
Anexo F.1

Neste sub-anexo apresentam-se os resultados simulando os blocos de cada família poisados no solo. As cores preto, azul e verde representam LS3, LS2 e LS1, respetivamente.

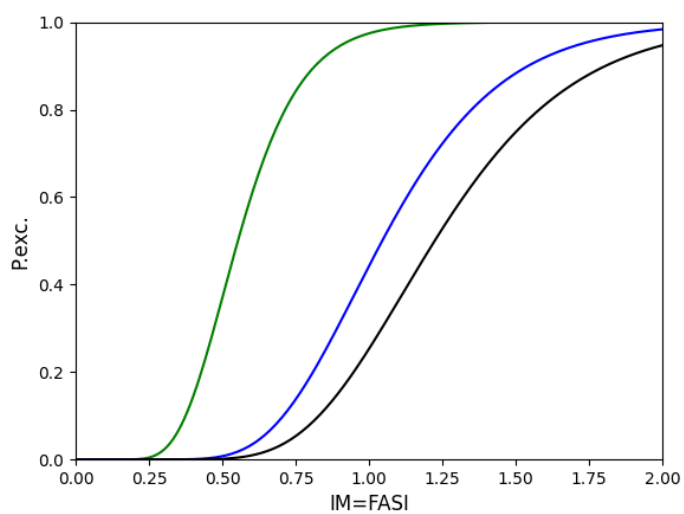
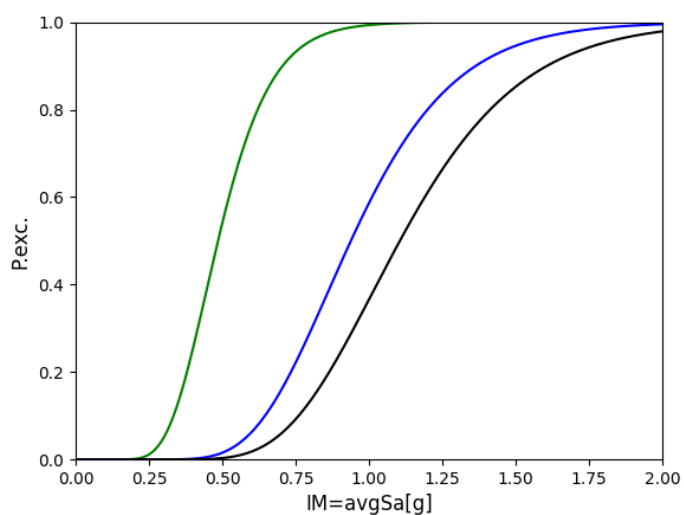
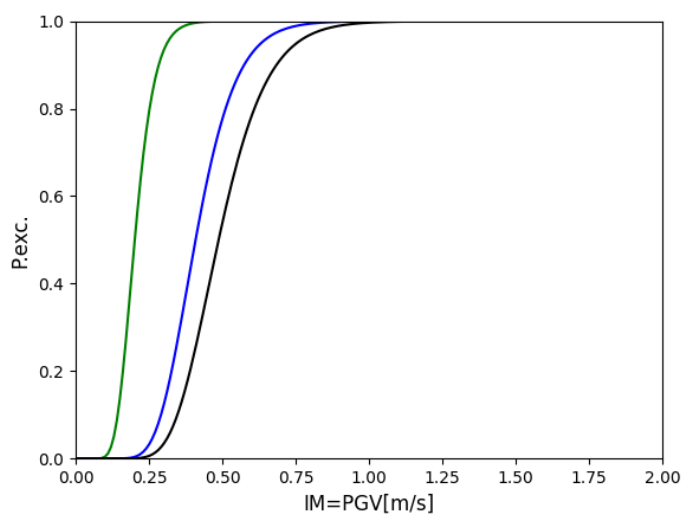




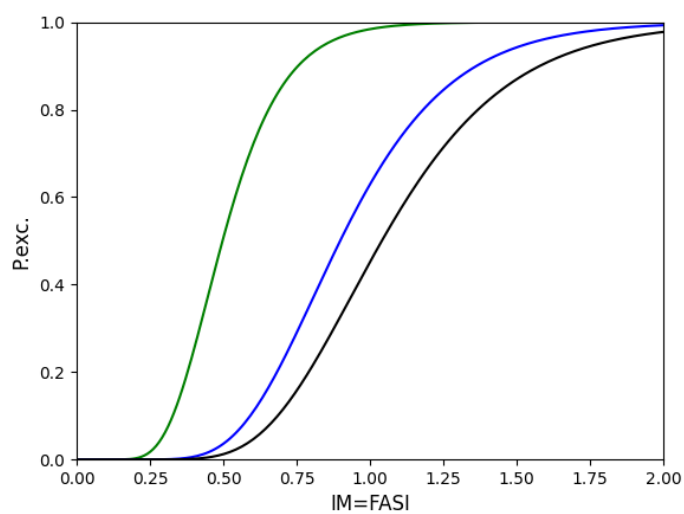
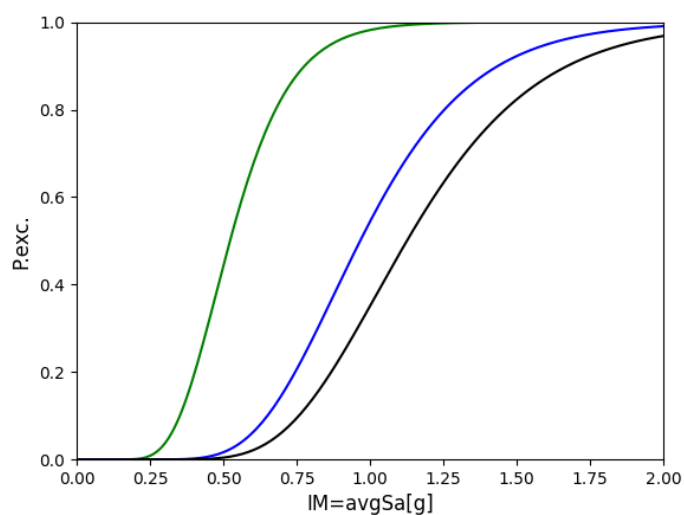
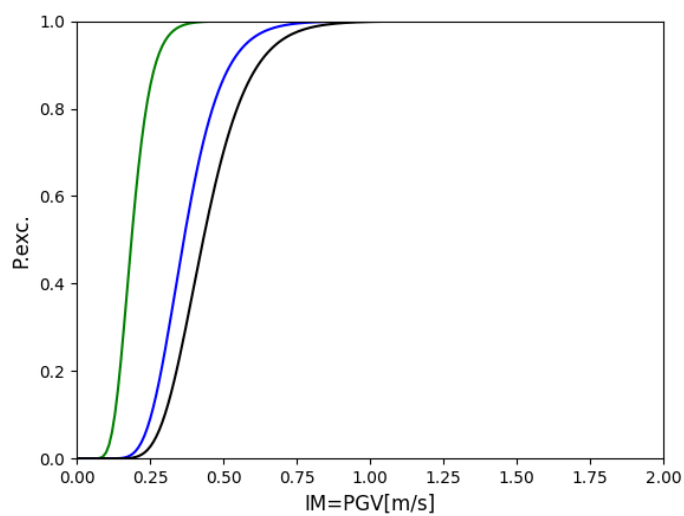
Família 1 – bloco poisado no solo



Família 2 – bloco poisado no solo



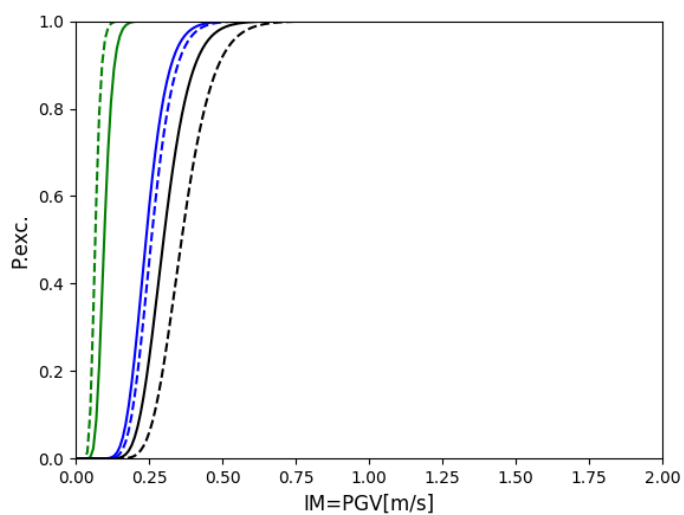
Família 3 – bloco poisado no solo

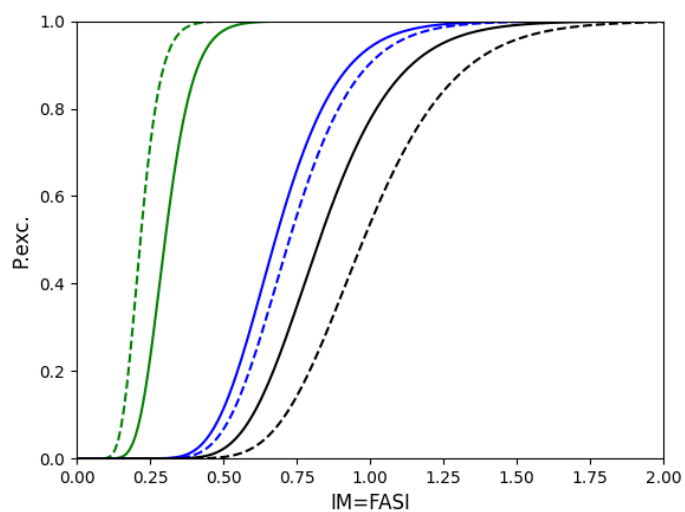
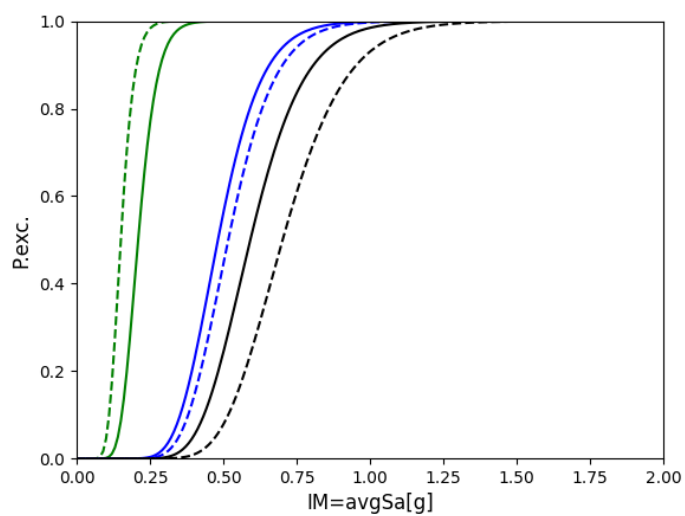


Família 4 – bloco poisado no solo

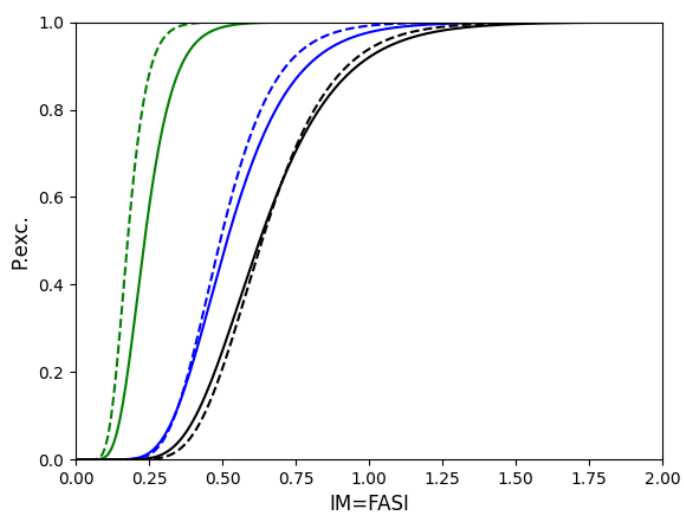
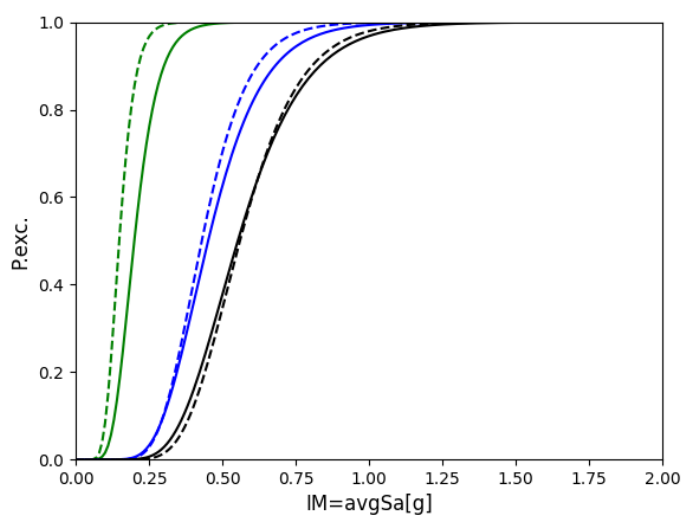
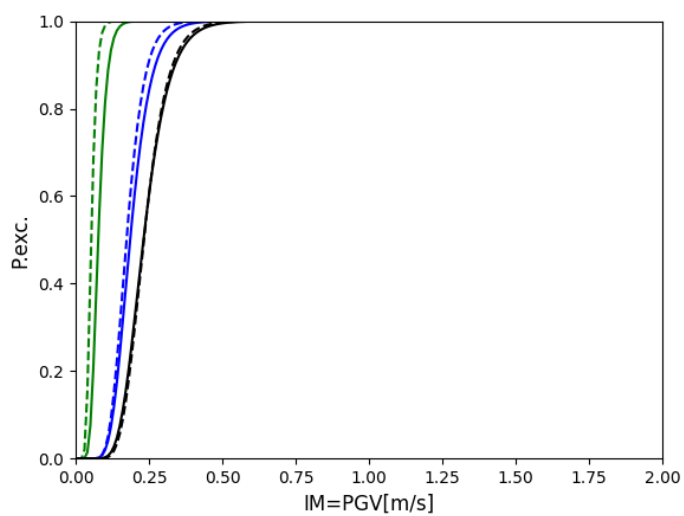
Anexo F.2

Neste sub-anexo são comparados os resultados obtidos considerando os blocos poisados no solo (curvas a cheio) e no topo das fachadas dos edifícios (curvas a tracejado) A, B e C, e supondo comportamento linear. As cores preto, azul e verde representam LS3, LS2 e LS1, respetivamente.

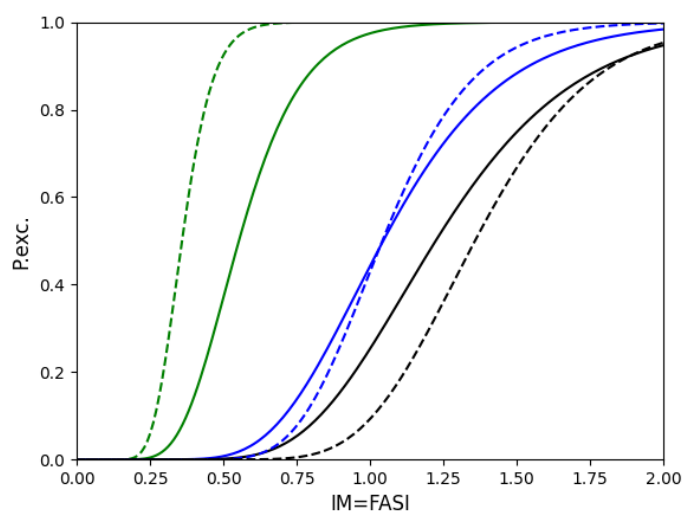
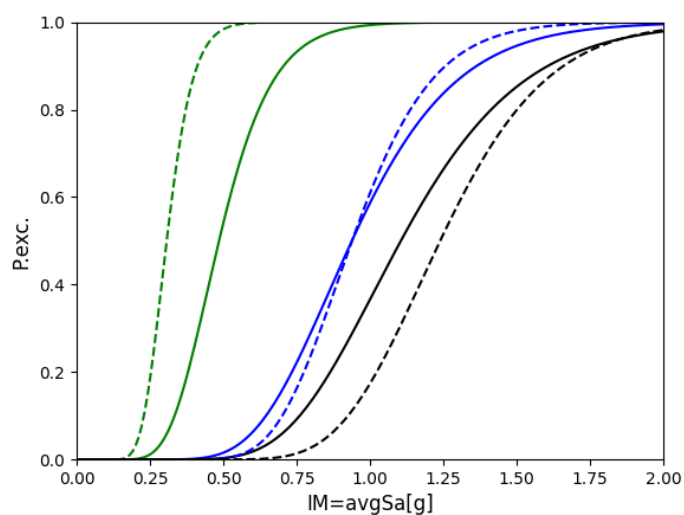
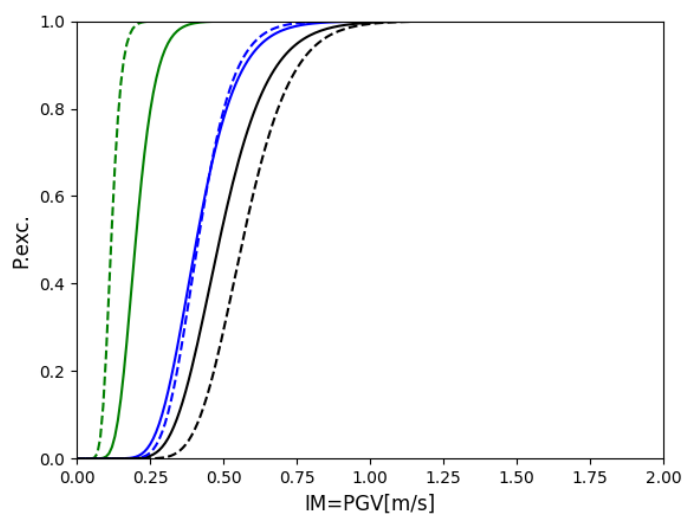




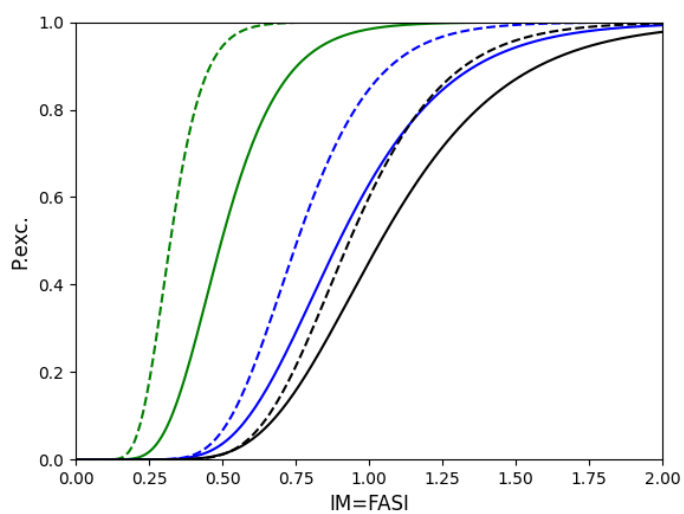
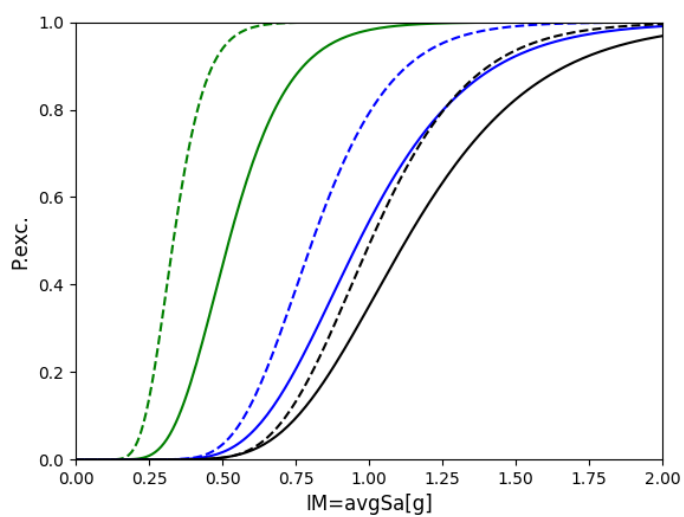
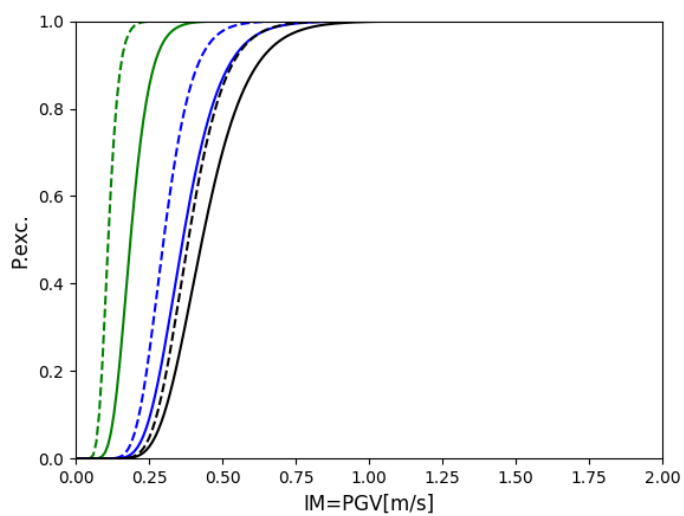
Família 1 – bloco poisado no solo e no topo da fachada do edifício A



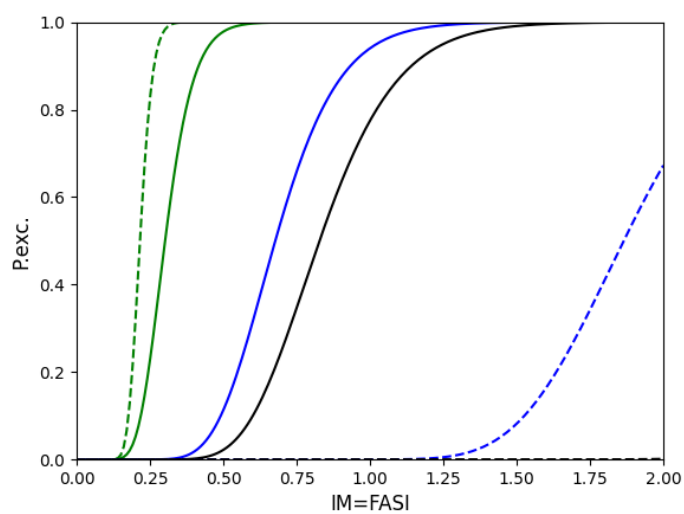
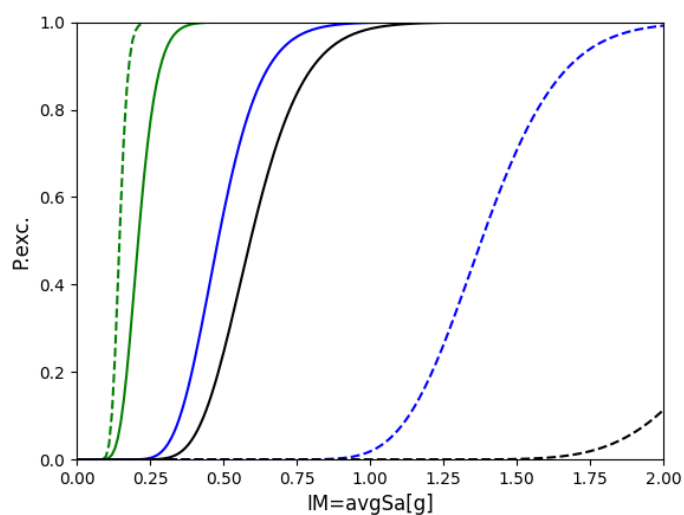
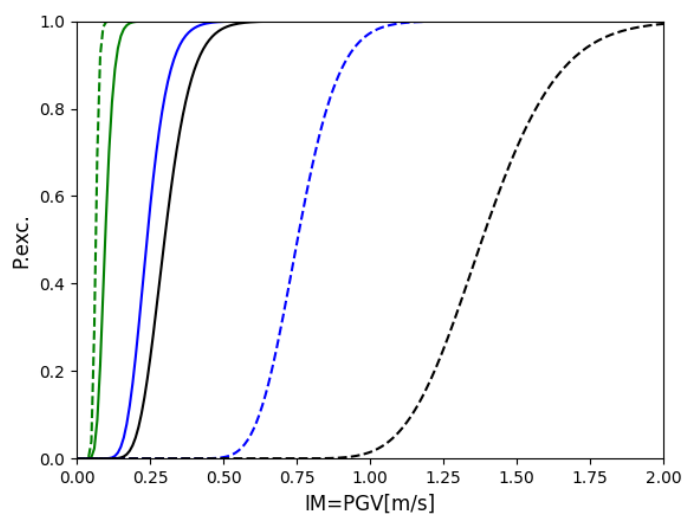
Família 2 – bloco poisado no solo e no topo da fachada do edifício A



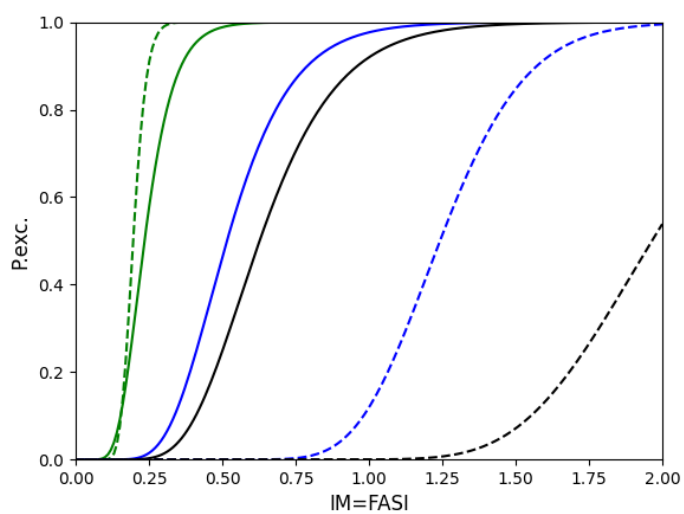
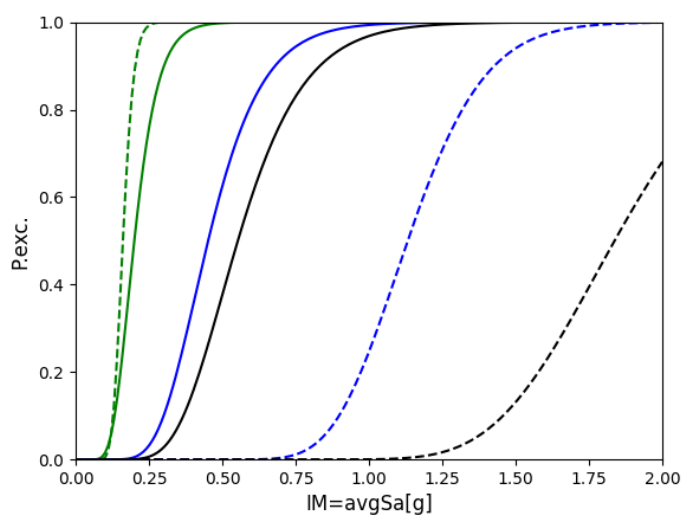
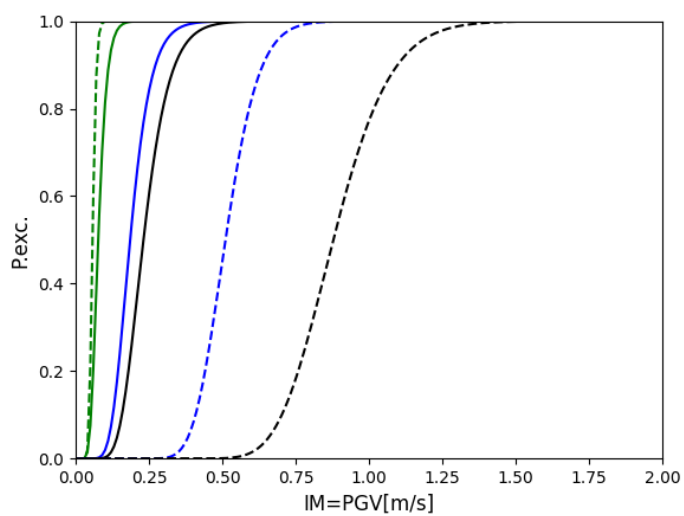
Família 3 – bloco poisado no solo e no topo da fachada do edifício A



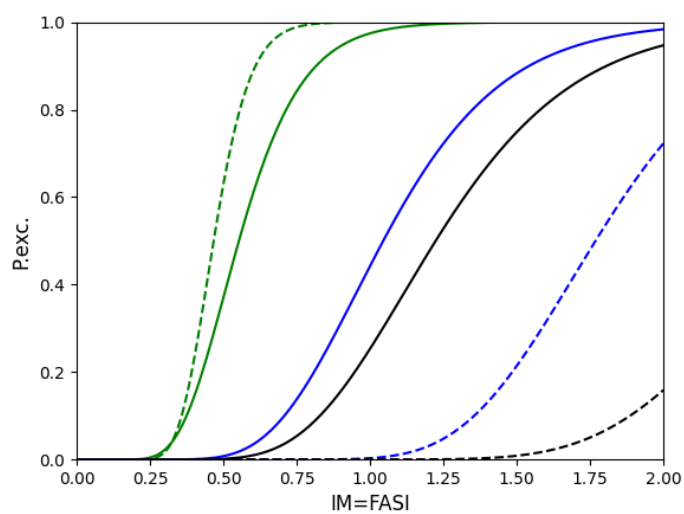
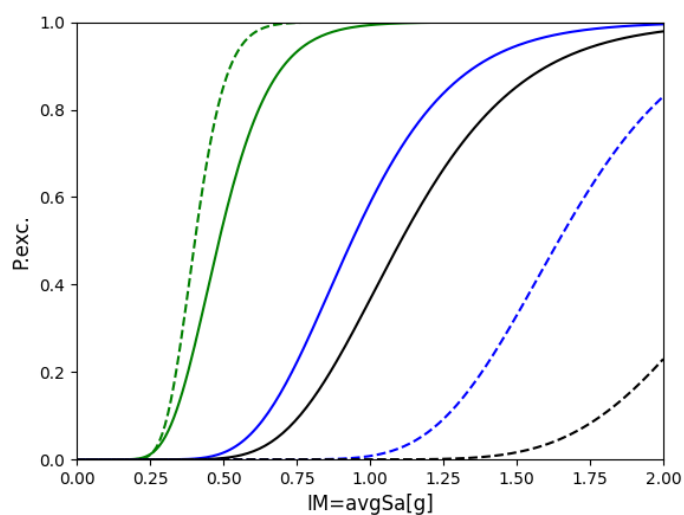
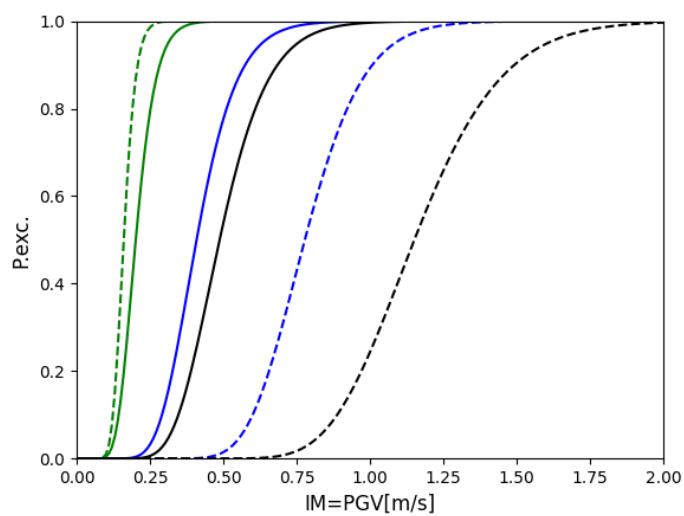
Família 4 – bloco poisado no solo e no topo da fachada do edifício A



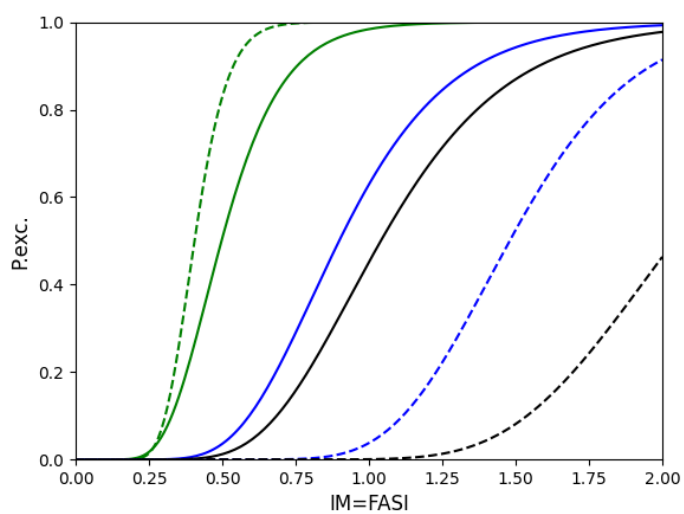
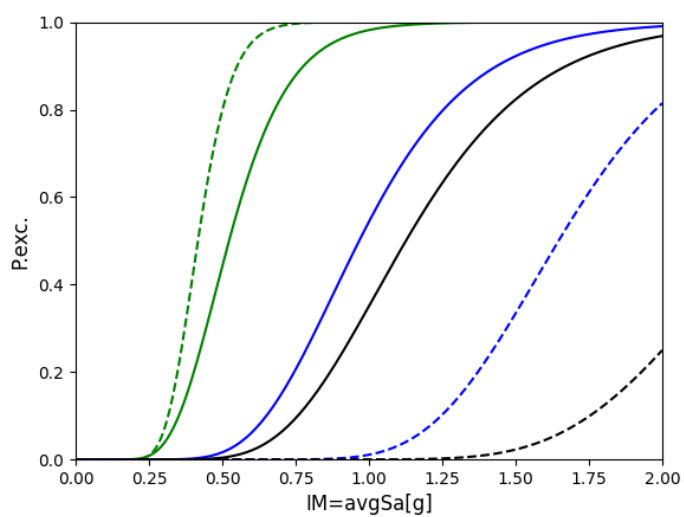
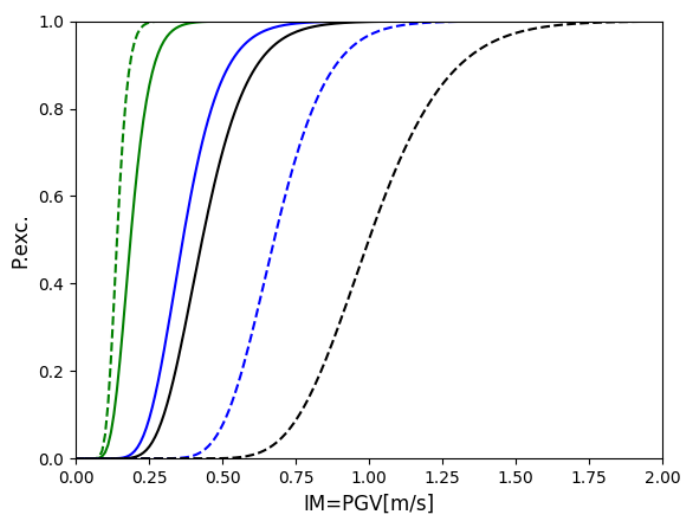
Família 1 – bloco poitado no solo e no topo da fachada do edifício B



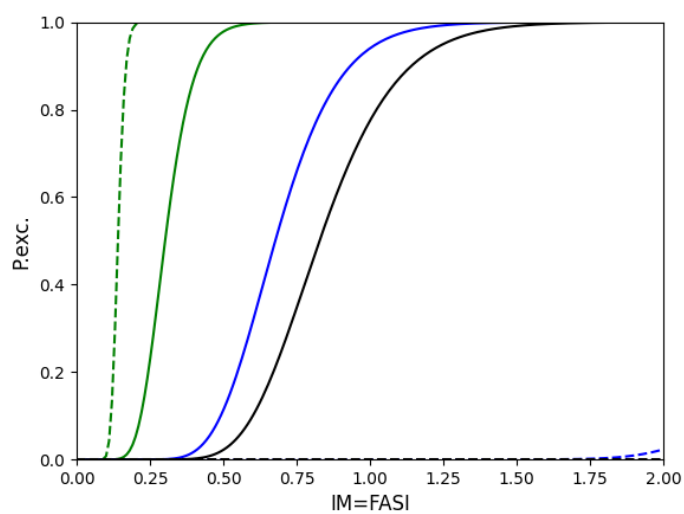
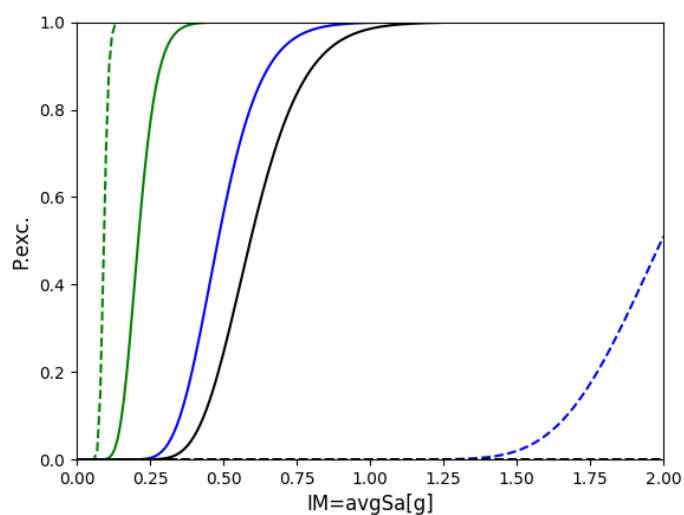
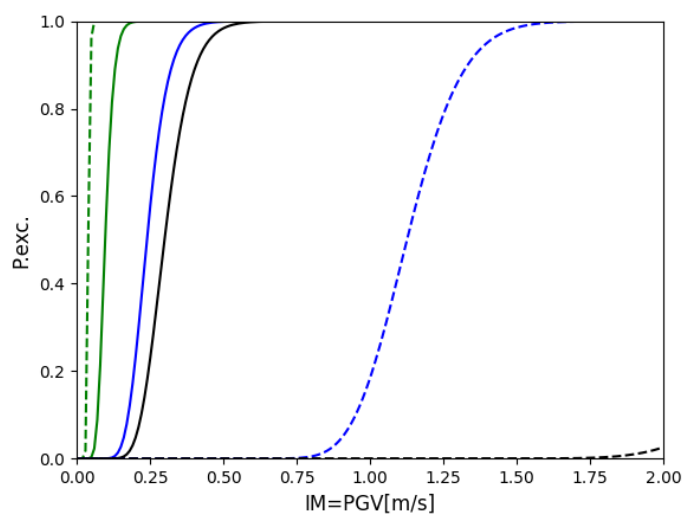
Família 2 – bloco poisado no solo e no topo da fachada do edifício B



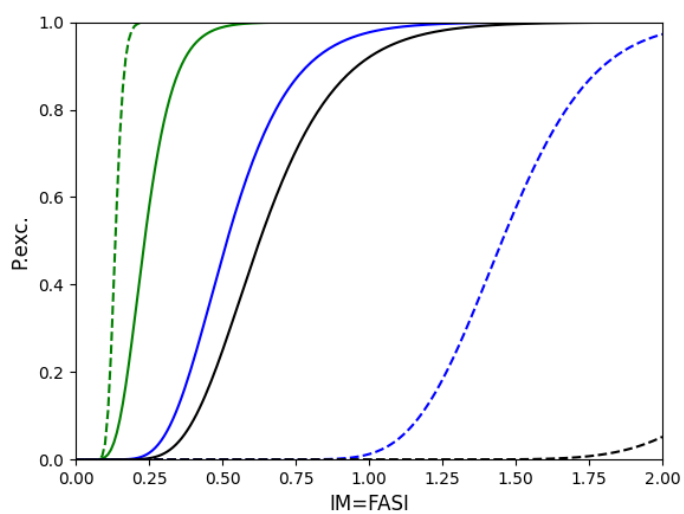
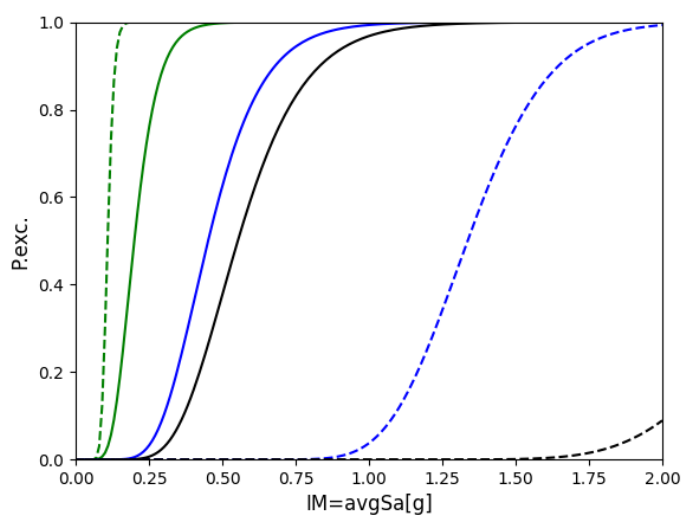
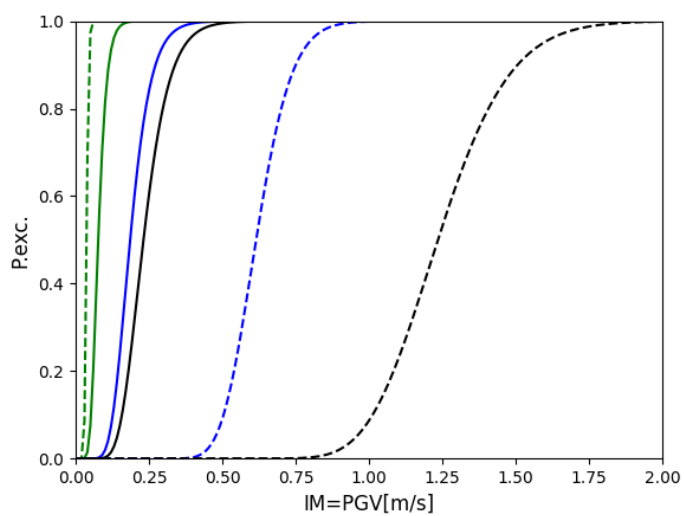
Família 3 – bloco poitado no solo e no topo da fachada do edifício B



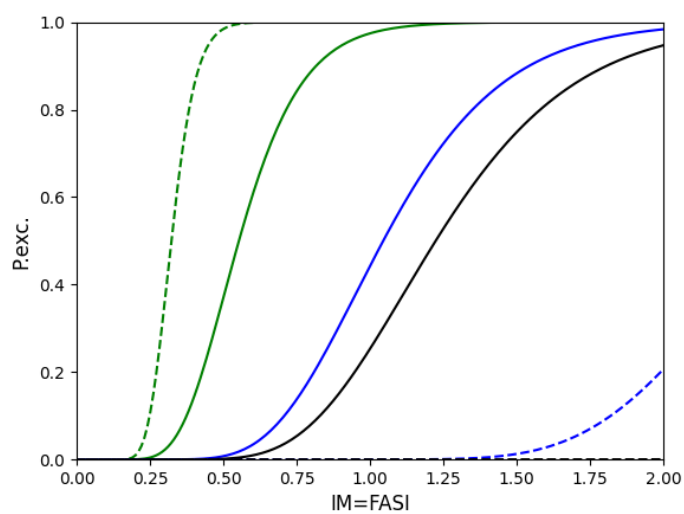
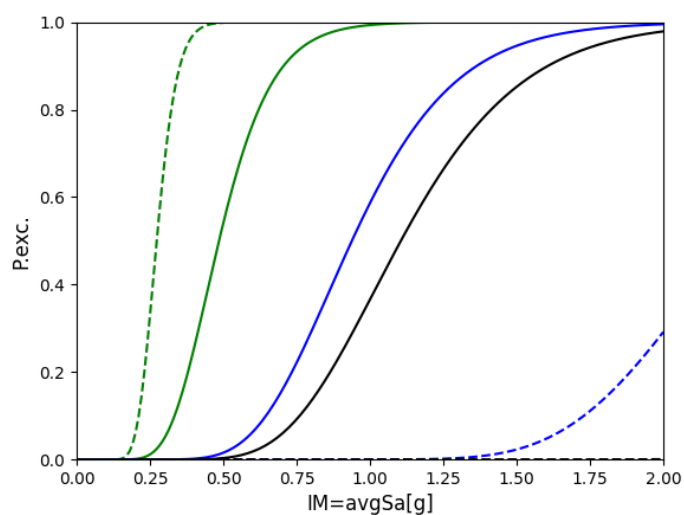
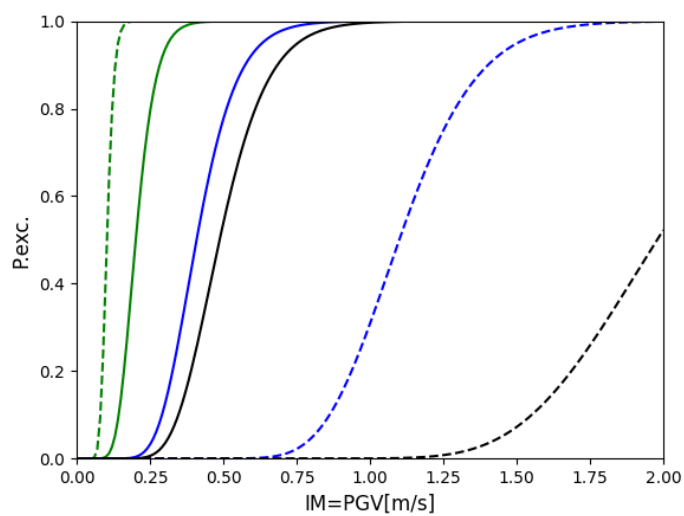
Família 4 – bloco poisado no solo e no topo da fachada do edifício B



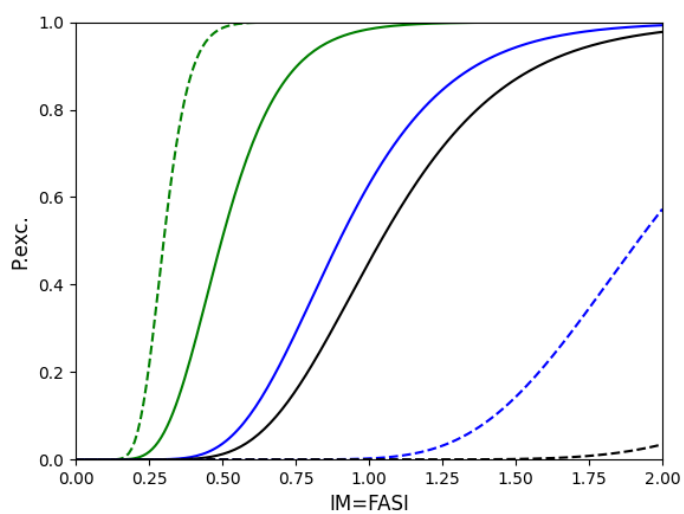
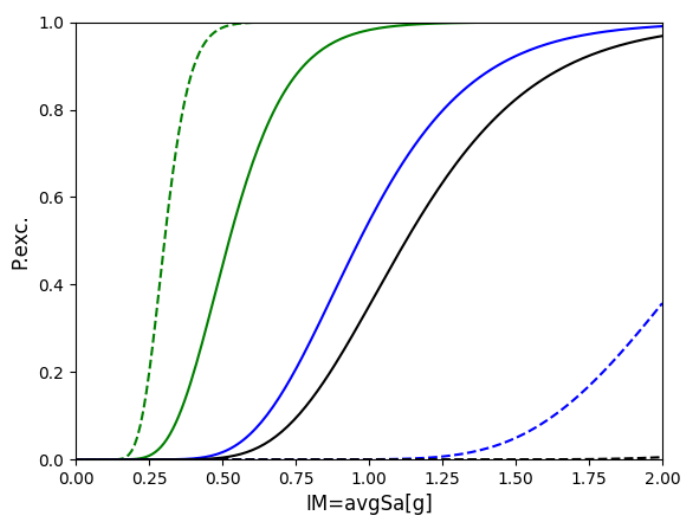
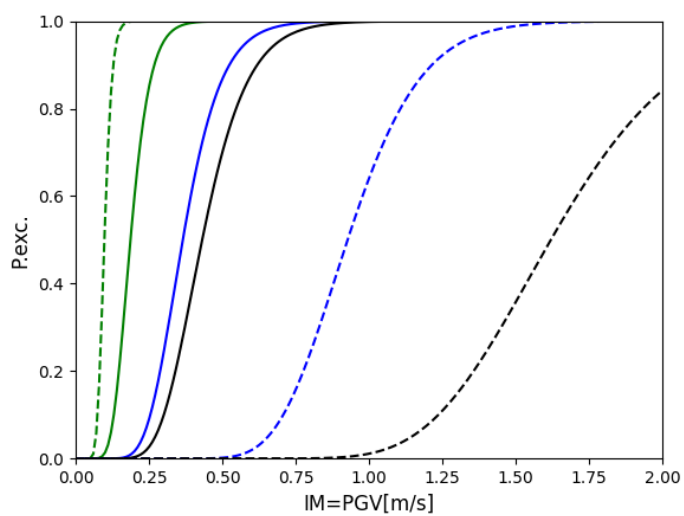
Família 1 – bloco poitado no solo e no topo da fachada do edifício C



Família 2 – bloco poisado no solo e no topo da fachada do edifício C



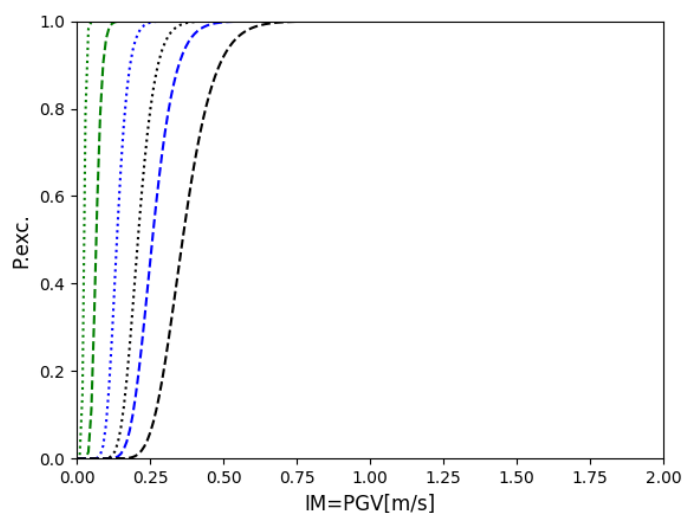
Família 3 – bloco poisado no solo e no topo da fachada do edifício C

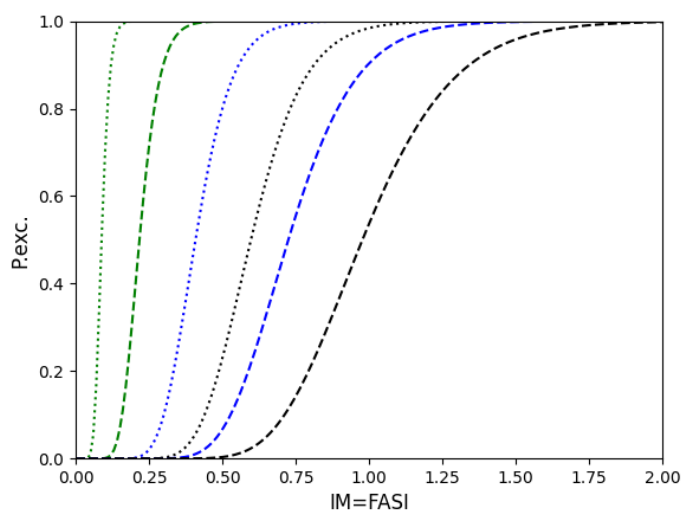
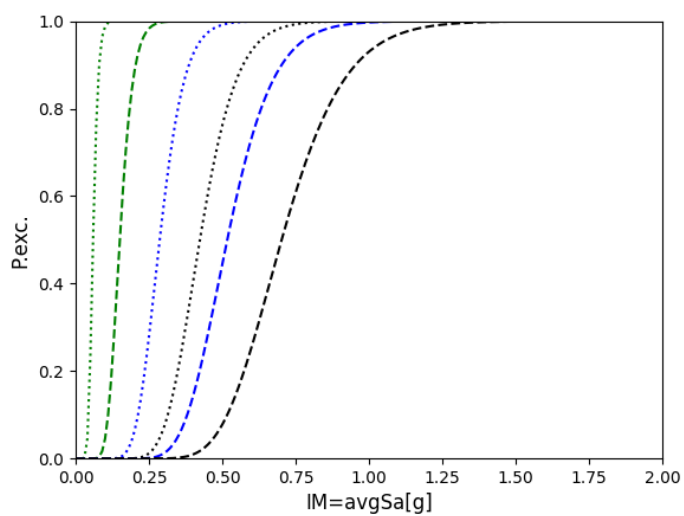


Família 4 – bloco poisado no solo e no topo da fachada do edifício C

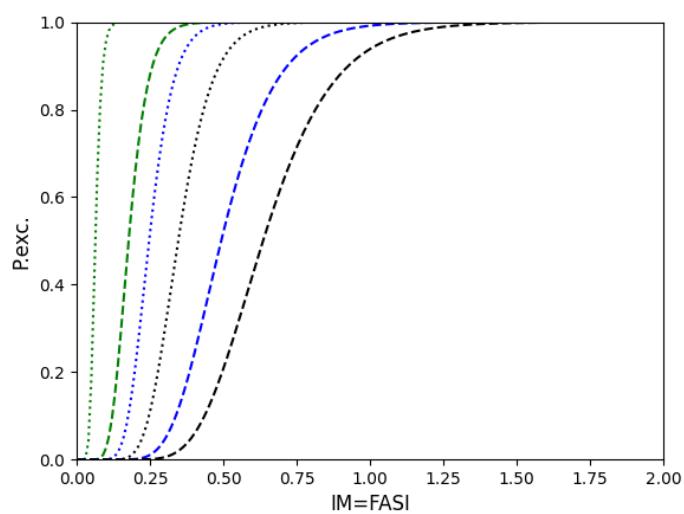
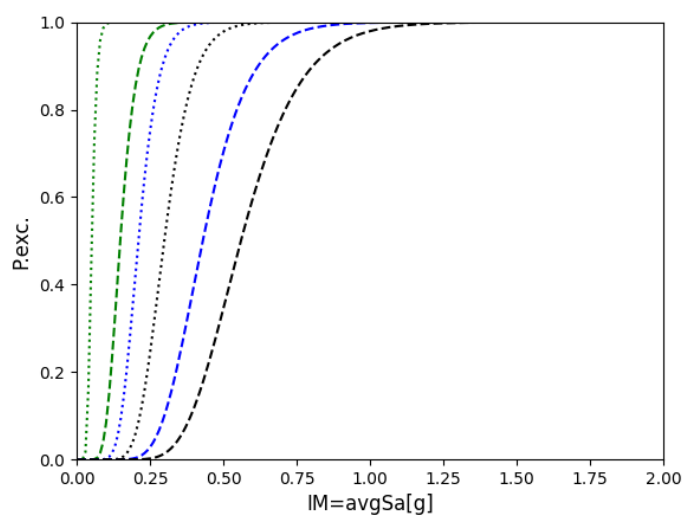
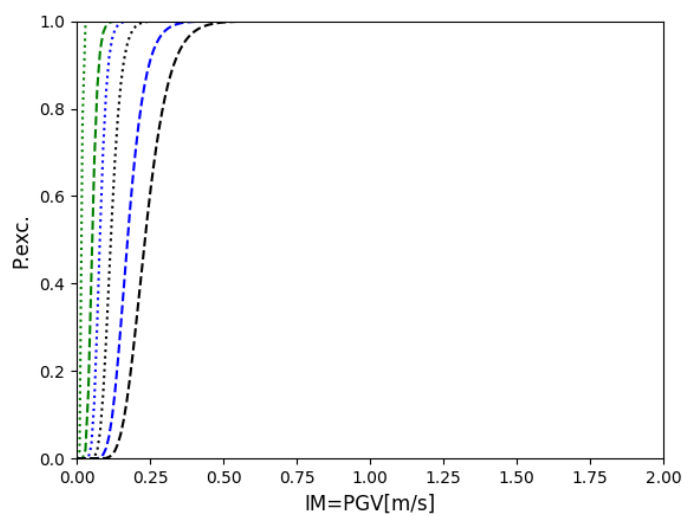
Anexo F.3

Neste sub-anexo são comparados os resultados obtidos considerando os blocos poisados no topo da fachada do edifício A e admitido comportamento linear (tracejado) e não linear (ponteadado) do edifício. As cores preto, azul e verde representam LS3, LS2 e LS1, respetivamente.

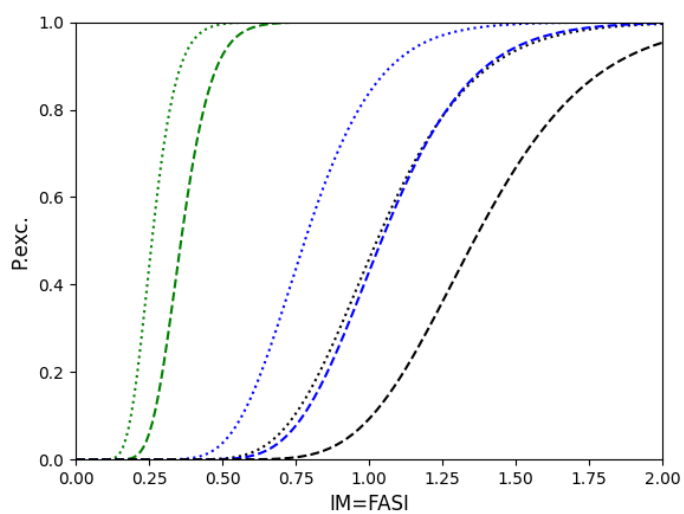
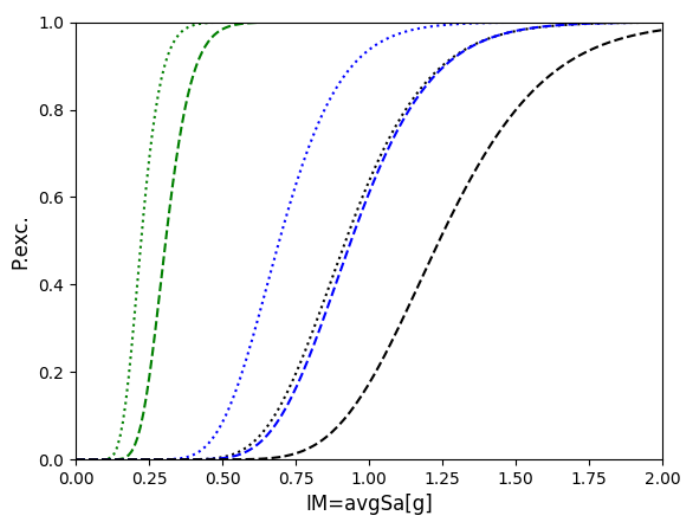
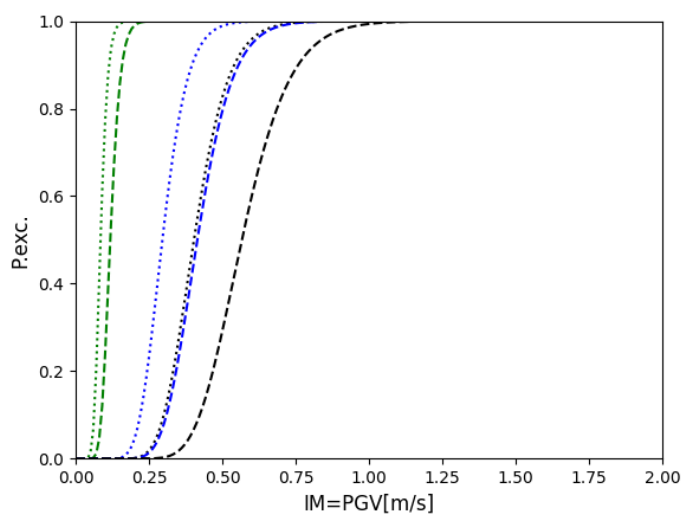




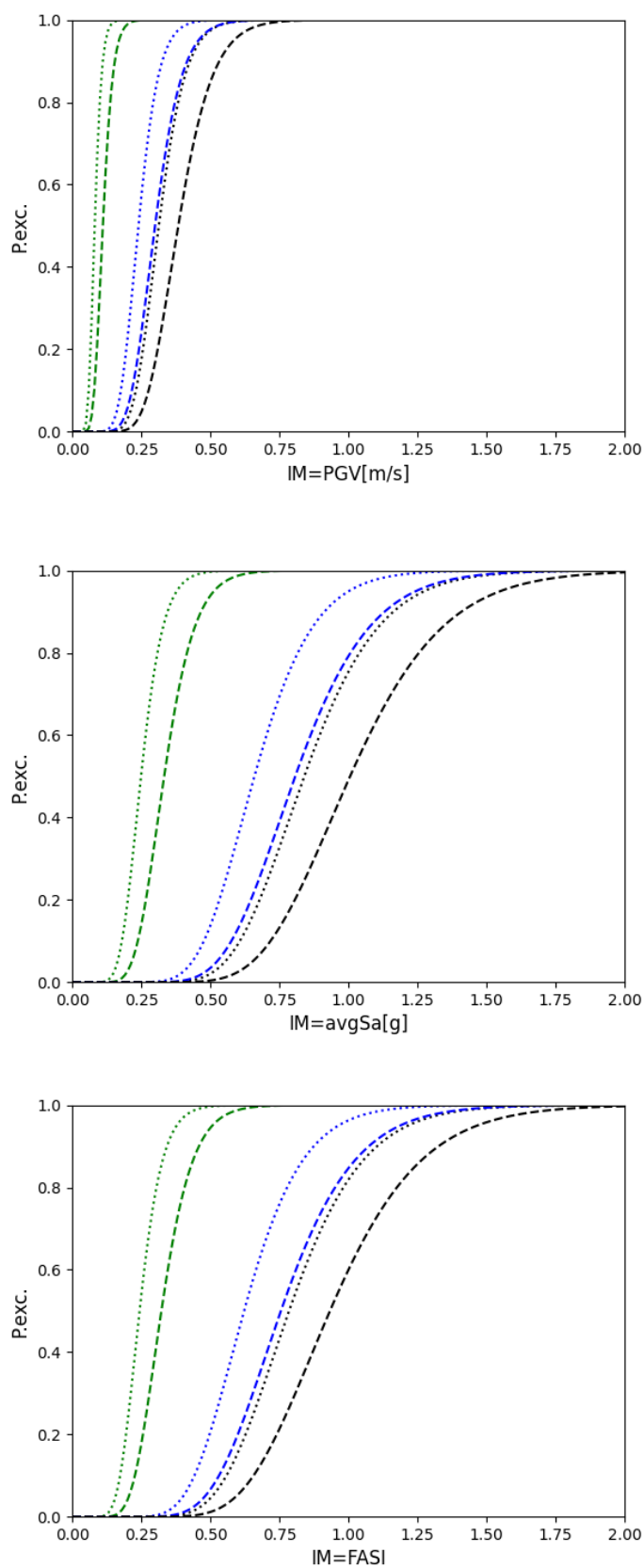
Família 1 - bloco poisado no topo da fachada do edifício A, comportamento linear e não linear



Família 2 - bloco poitado no topo da fachada do edifício A, comportamento linear e não linear



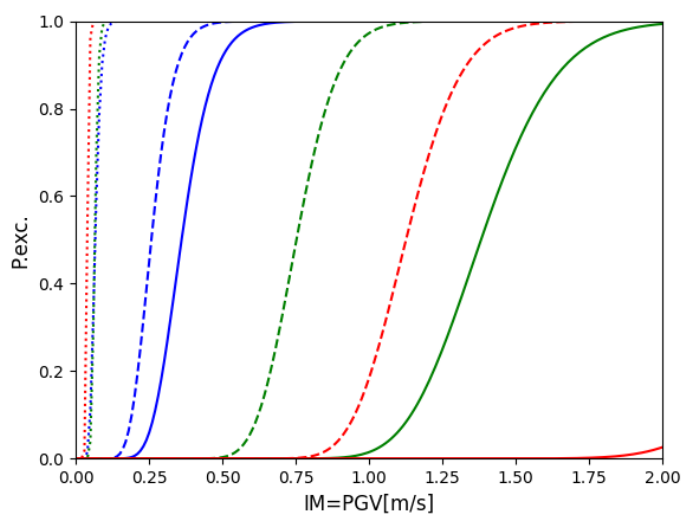
Família 3 - bloco poitado no topo da fachada do edifício A, comportamento linear e não linear

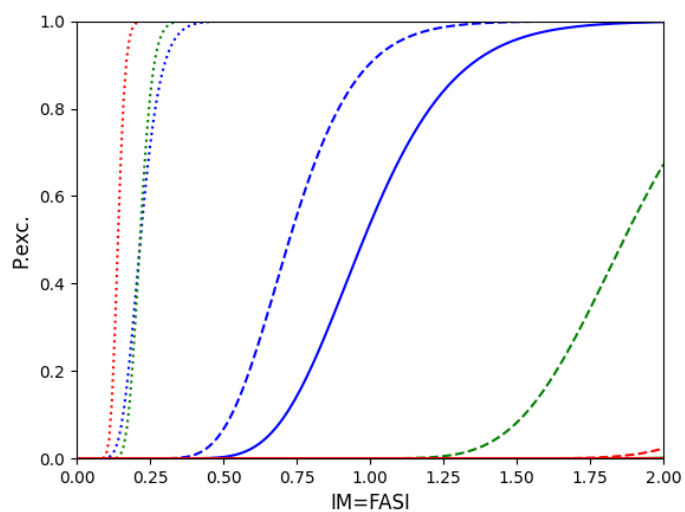
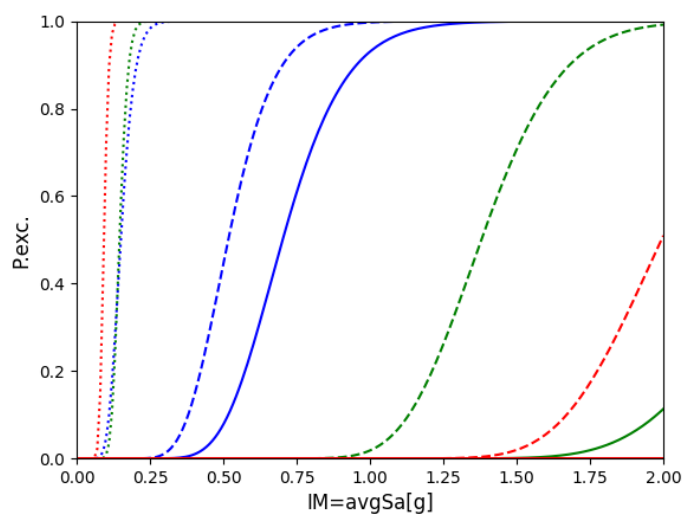


Família 4 - bloco poisado no topo da fachada do edifício A, comportamento linear e não linear

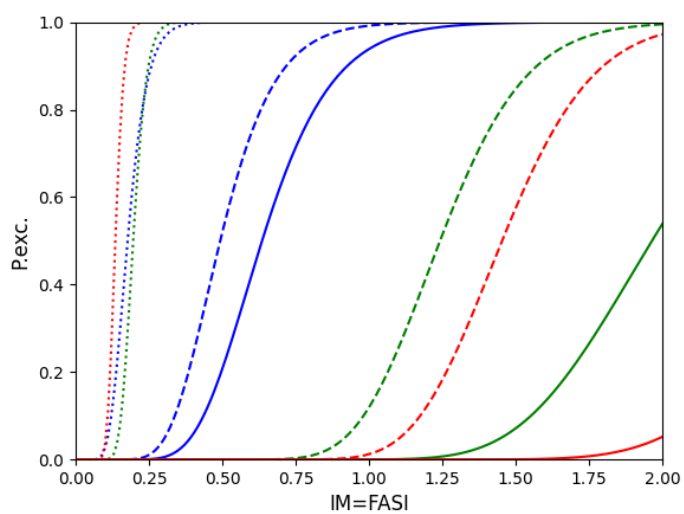
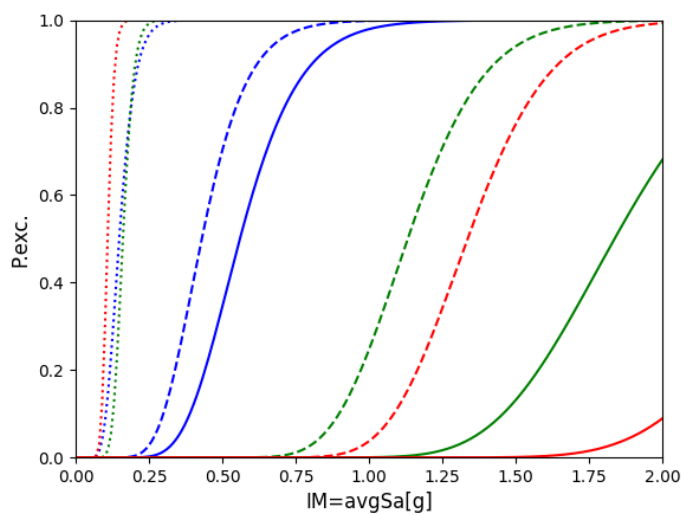
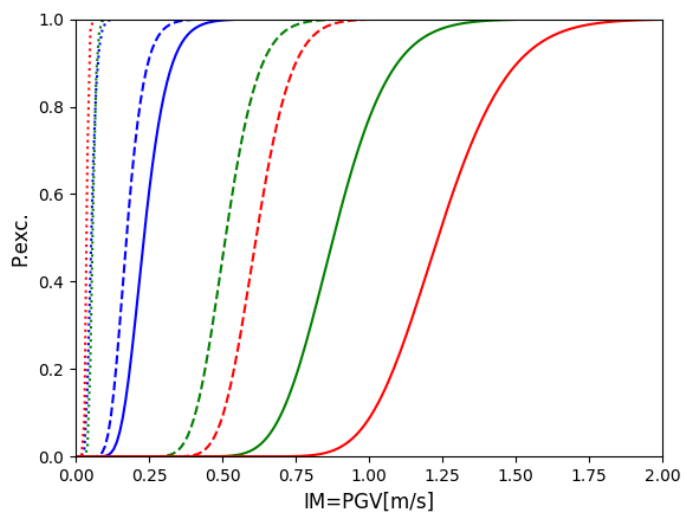
Anexo F.4

Neste sub-anexo são comparados os resultados obtidos considerando os blocos poisados no topo da fachada do edifício A (azul), B (verde) e C (vermelho), e supondo comportamento linear. As linhas a cheio, tracejado e pontado representam o LS3, LS2 e LS1, respectivamente.

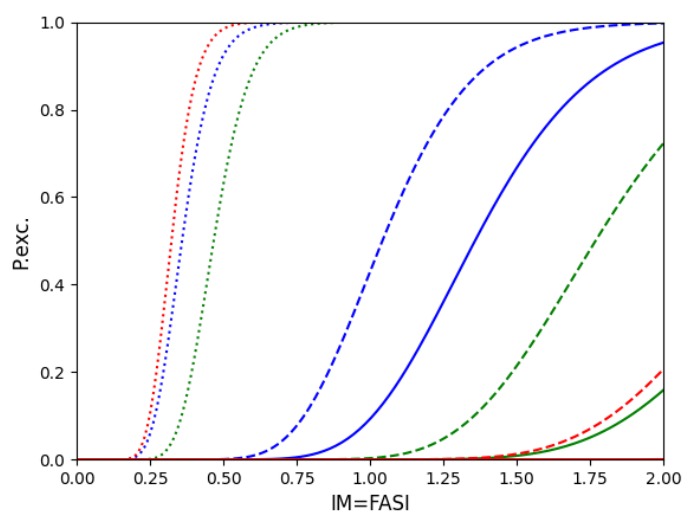
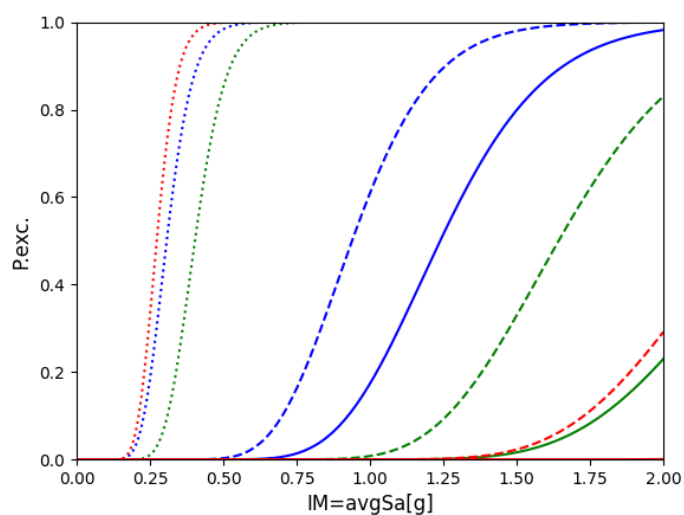
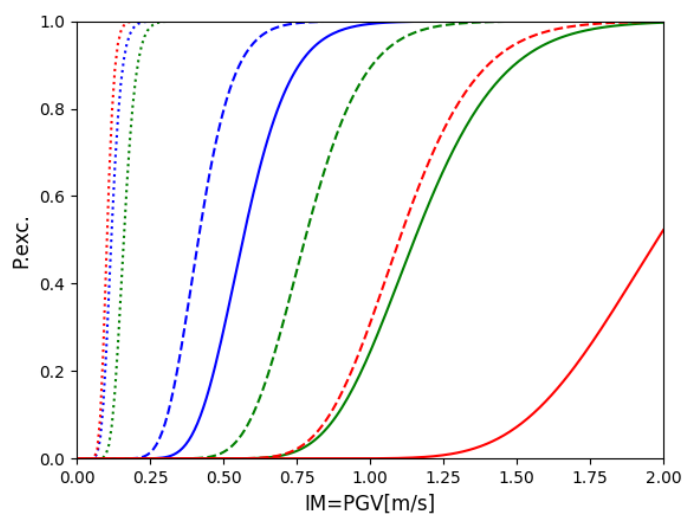




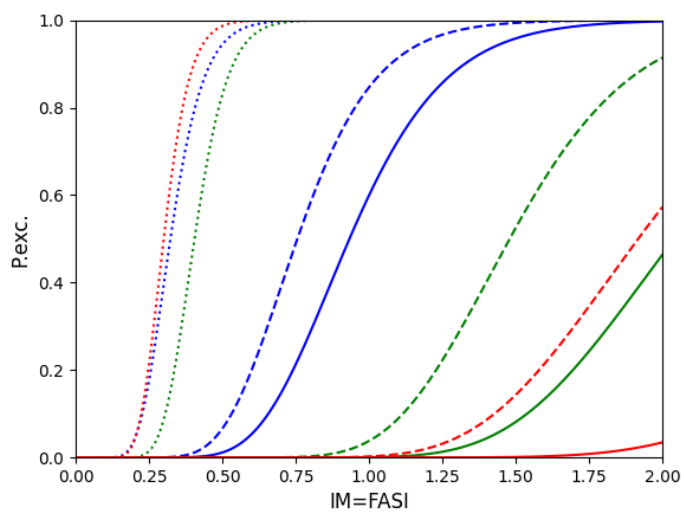
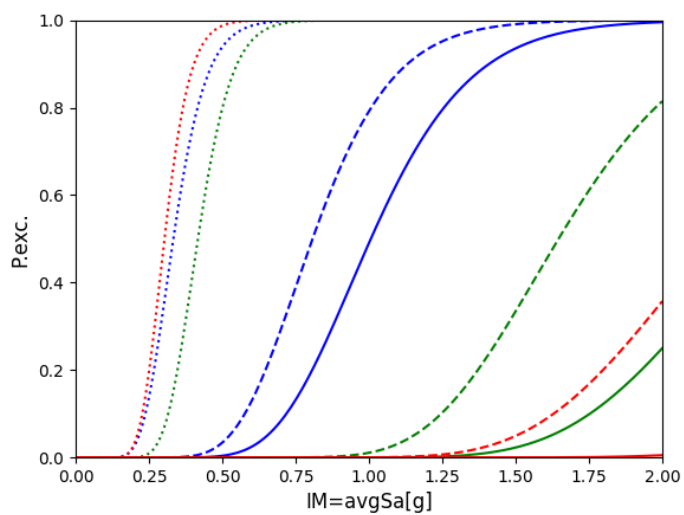
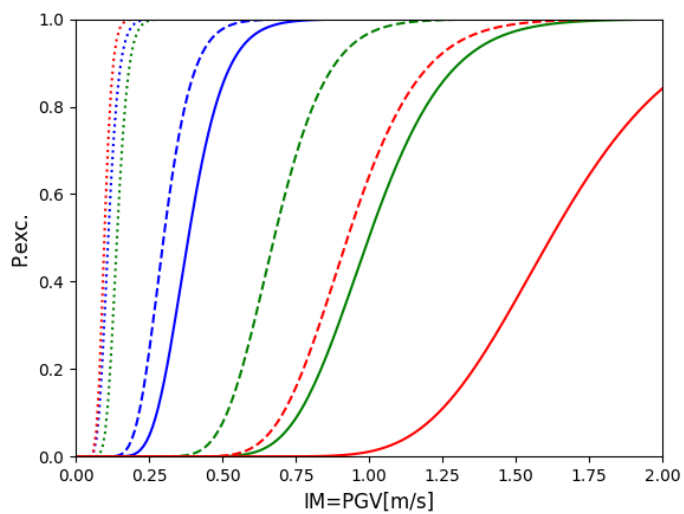
Família 1 – bloco poisado no topo das fachadas dos edifícios A, B e C



Família 2 – bloco poisado no topo das fachadas dos edifícios A, B e C



Família 3 – bloco poiseado no topo das fachadas dos edifícios A, B e C

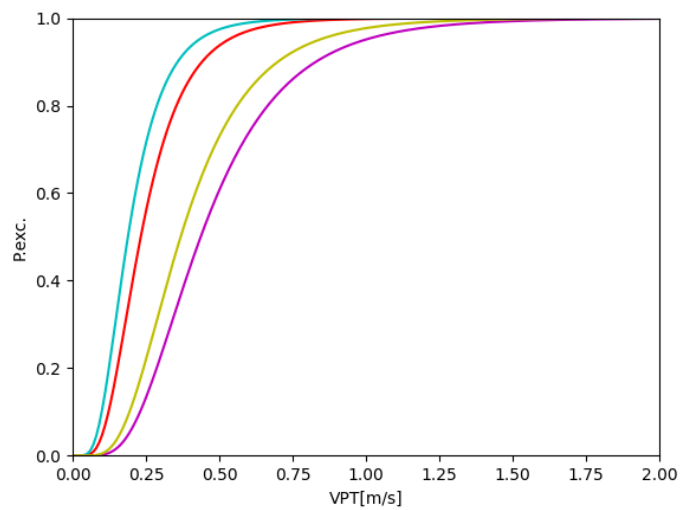


Família 4 – bloco poisado no topo das fachadas dos edifícios A, B e C

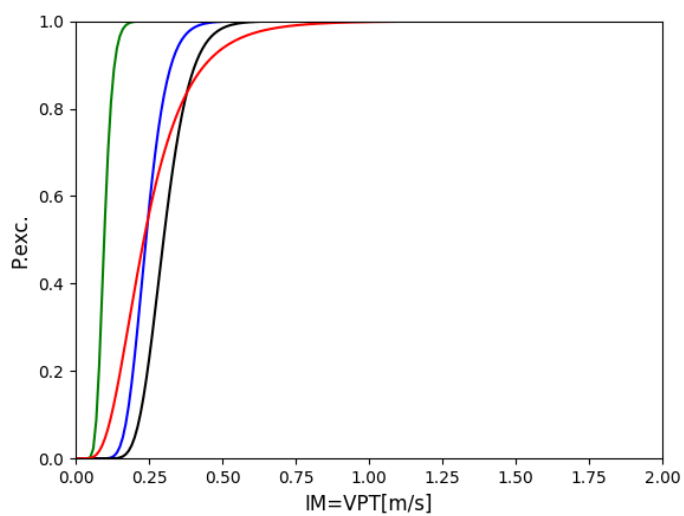
Anexo F.5

Neste sub-anexo são apresentadas as curvas obtidas através das recomendações do FEMA P-58, sendo comparadas com as obtidas considerando o bloco poisado no solo e no topo da fachada do edifício A (considerando comportamento linear). As curvas obtidas seguindo o FEMA P-58 são representadas a cheio com as cores vermelho, ciano, magenta e amarelo, representando estas os blocos da família 1, 2, 3 e 4, respectivamente.

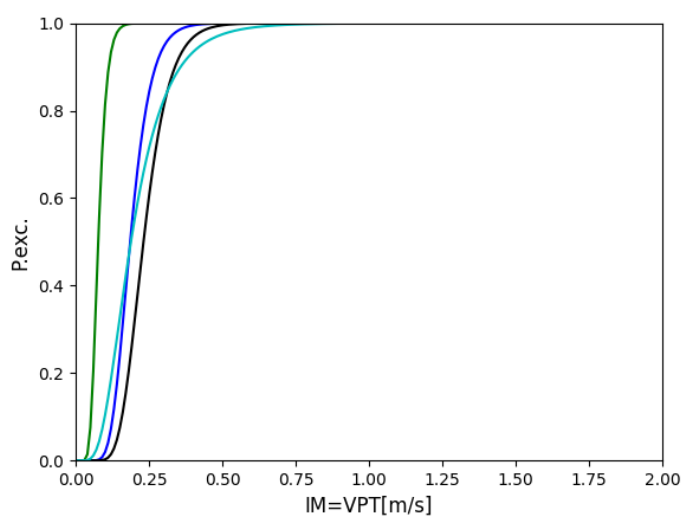
As curvas do bloco poisado no solo são representadas a cheio e as curvas considerando o bloco poisado no topo da fachada do edifício A são representadas a tracejado, com as cores preto (LS3), azul (LS2) e verde (LS1).



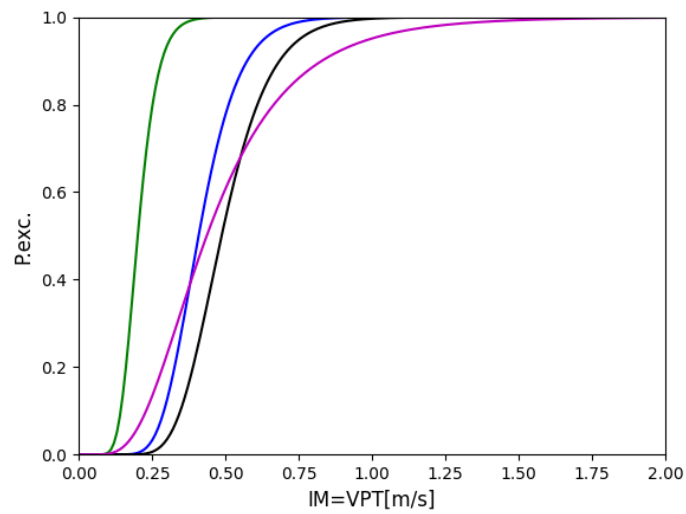
Curvas obtidas de acordo com FEMA P-58, para as 4 famílias de blocos



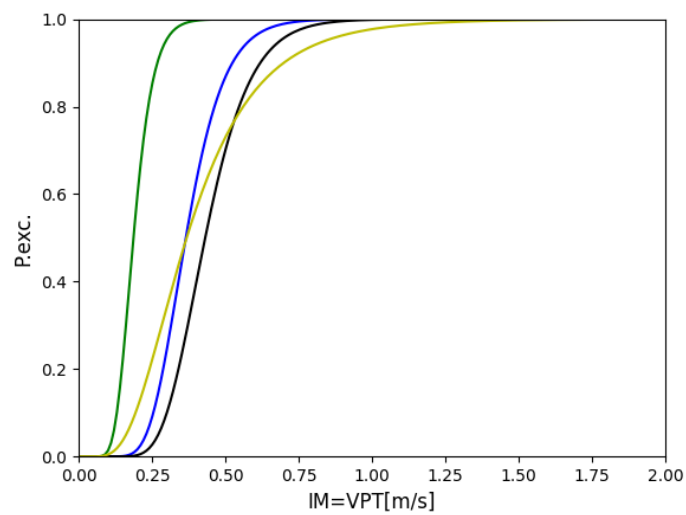
Família 1 considerando o bloco poisado no solo e FEMA P-58



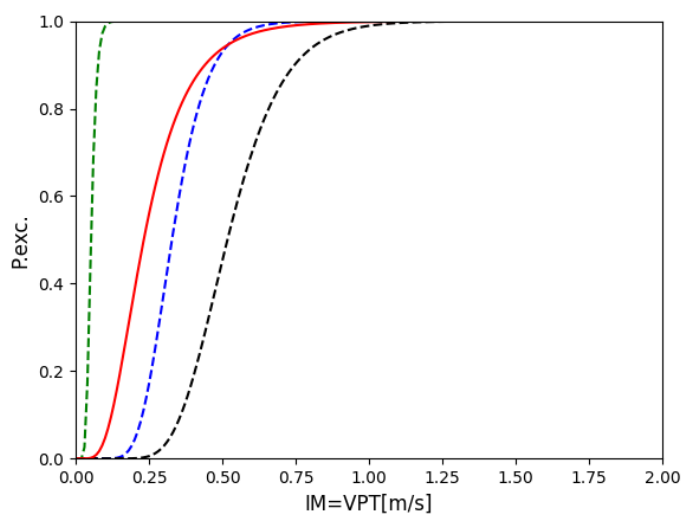
Família 2 considerando o bloco poisado no solo e FEMA P-58



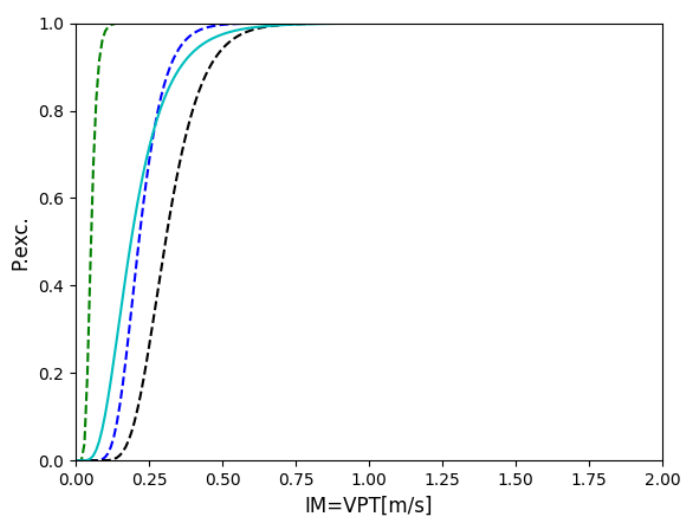
Família 3 considerando o bloco poisado no solo e FEMA P-58



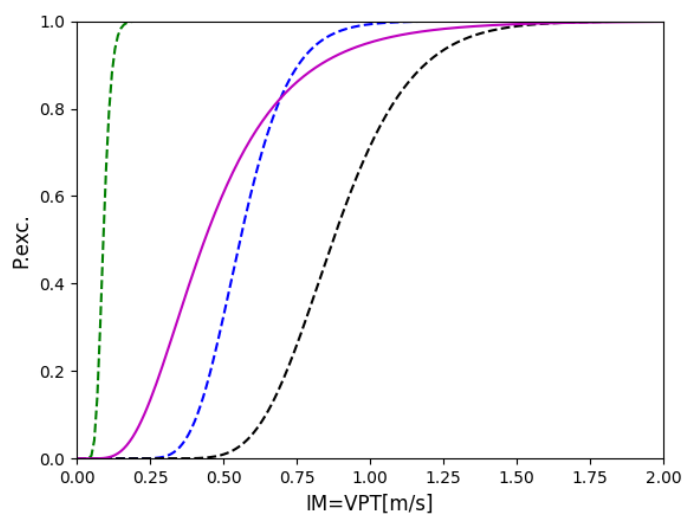
Família 4 considerando o bloco poisado no solo e FEMA P-58



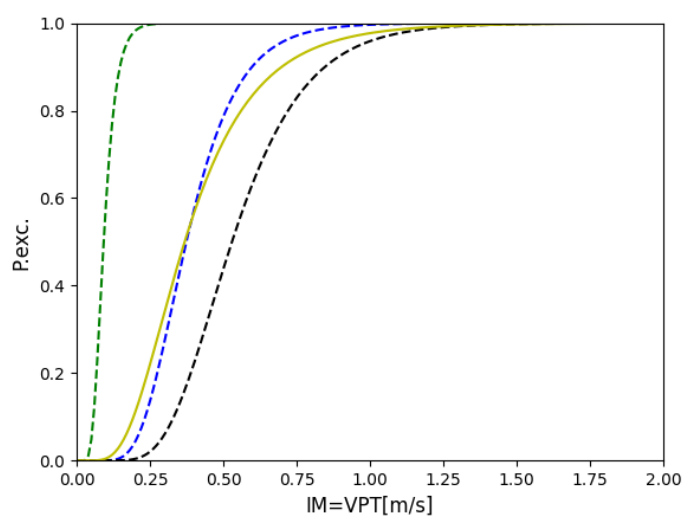
Família 1 considerando o bloco poisado no topo da fachada do edifício A e FEMA P-58



Família 2 considerando o bloco poisado no topo da fachada do edifício A e FEMA P-58



Família 3 considerando o bloco poisado no topo da fachada do edifício A e FEMA P-58



Família 4 considerando o bloco poisado no topo da fachada do edifício A e FEMA P-58