U.PORTO

FEUP FACULDADE DE ENGENHARIA UNIVERSIDADE DO PORTO

ANÁLISE DO DESEMPENHO DE MODELOS NUMÉRICOS SIMPLIFICADOS NA SIMULAÇÃO DA FRAGILIDADE SÍSMICA DE EDIFÍCIOS DE BETÃO ARMADO

PEDRO NUNO DOS SANTOS SILVA

Dissertação submetida para satisfação parcial dos requisitos do grau de

MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL — ESPECIALIZAÇÃO EM ESTRUTURAS

Orientador: Professor Doutor Xavier das Neves Romão

Coorientador: Doutor Nuno Manuel da Silva Pereira

JULHO DE 2019

MESTRADO INTEGRADO EM ENGENHARIA CIVIL 2018/2019
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

Tel. +351-22-508 1901

Fax +351-22-508 1446

✉ miec@fe.up.pt

Editado por

FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO

Rua Dr. Roberto Frias

4200-465 PORTO

Portugal

Tel. +351-22-508 1400

Fax +351-22-508 1440

✉ feup@fe.up.pt

🌍 http://www.fe.up.pt

Reproduções parciais deste documento serão autorizadas na condição que seja mencionado o Autor e feita referência a *Mestrado Integrado em Engenharia Civil - 2018/2019 - Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2019*.

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

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

Aos meus Pais

Sê todo em cada coisa. Põe quanto és no mínimo que fazes

Ricardo Reis

AGRADECIMENTO

Agradeço ao Professor Xavier Romão pela imensa disponibilidade e orientação no trabalho especialmente a nível de conceitos teóricos que me permitiram aprender bastante e enquadrar as tarefas executadas num propósito concreto e científico.

Agradeço ao Engenheiro Nuno Pereira, coorientador desta dissertação, pela ajuda incansável e horas disponibilizadas em esclarecimentos e trabalho. Sem a sua ajuda esta tese não teria sido possível de realizar.

Agradeço a todos os professores que me acompanharam neste percurso desde as primeiras palavras escritas até às últimas do meu percurso académico na Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.

Agradeço aos meus amigos que sempre me apoiaram e que sempre me brindaram com companheirismo e amizade.

Agradeço à minha família pelo apoio que sempre me deram e pelo amor que me prestaram.

Por último, o maior agradecimento vai para os meus pais. Obrigado pelo amor, carinho e compreensão incondicionais.

RESUMO

Um sismo é um fenómeno que pode trazer consequências devastadoras para a sociedade. As perdas associadas a este evento são geralmente devido a danos estruturais de edifícios pelo que é necessário estudar os seus efeitos nas estruturas e formas de os prever. Nas últimas décadas têm sido estudados modelos matemáticos e numérico preditivos que possam antecipar com precisão a reação estrutural dos edifícios perante um sismo.

Este trabalho usou um estudo prévio (Skoulidou & Romão, 2019) no qual foram modelados três edifícios regulares de betão armado com paredes em alvenaria de 3, 4 e 5 pisos no *software Opensees*. As estruturas foram testadas para um conjunto de sinais retirados de registos de sismos e de seguida feita uma análise dinâmica não linear incremental (IDA).

Esta dissertação pretende avaliar se um modelo numérico simplificado apresenta uma resposta de comportamento aproximada da de um modelo complexo quando sujeita às mesmas solicitações sísmicas. Para tal foi feita uma análise estática não linear (*pushover*) do modelo tridimensional que permitiu transformar essa estrutura de múltiplos graus de liberdade numa estrutura simplificada de 1 grau de liberdade (SDOF). Modelaram-se as estrutura simplificadas (uma por piso) no *Opensees* usando diversas combinações para captar o amortecimento, rigidez e libertação histerética de energia, sendo o modelo "Pinching4 Material" (Lowes, Mitra, & Altoontash, 2003) o que obteve melhores performances.

Fez-se uma análise dinâmica não linear incremental (IDA) para que a estrutura simplificada fosse sujeita, para os mesmos sinais da estrutura tridimensional, a uma aceleração de base que a levasse até ao colapso. Conseguindo captar todo o comportamento da estrutura desde o regime elástico até aos limites do regime plástico permitiu estabelecer um conjunto de estados limite que servem de comparação entre o modelo de um grau de liberdade e o modelo de múltiplos graus de liberdade. Após a compatibilização dos estados limites, através do fator de participação modal retirado do método N2, usaram-se testes estatísticos para verificar o grau de aproximação entre o modelo complexo e o modelo simplificado.

PALAVRAS-CHAVE: OPENSEES, SISMO, SDOF, MDOF, ANÁLISE SÍSMICA, ANÁLISE ESTÁTICA NÃO LINEAR, PUSHOVER, ANÁLISE DINÂMICA NÃO LINEAR, CURVAS DE FRAGILIDADE, PARÂMETRO DE EXIGÊNCIA DE ENGENHARIA

ABSTRACT

An earthquake is a phenomenon that can have devastating consequences for society. The losses associated to these events are usually due to structural damages in buildings, so it is necessary to study their effects on structures and ways to predict them. Predictive mathematical and numerical models that can accurately prevent the structural reaction of buildings to an earthquake have been studied in recent decades.

This work used a previous study (Skoulidou & Romão, 2019), in which three regular reinforced concrete buildings with masonry infills with 3, 4 and 5 floors were modeled using the software *Opensees*. The structures were tested for a set of signals, taken from earthquakes records, and then subjected to an incremental nonlinear dynamic analysis (IDA).

This thesis intends to evaluate if a simplified numerical model presents an approximate behavioral response to a complex model when subjected to the same seismic forces. To obtain this, a nonlinear static analysis (pushover) of the three-dimensional models were made so it allowed to transform the structure of multiple degrees of freedom into a simplified structure with a single degree of freedom (SDOF). The simplified structures (one by story) were modeled in *Opensees* using various combinations to capture damping, stiffness and hysteresis release of energy with "Pinching4 Material" (Lowes et al., 2003) having the best performances.

For the same set of records of the three-dimensional structure an incremental nonlinear dynamic analysis (IDA) was performed with ground acceleration values that could lead to its collapse. Being able to capture all behavior of the structure from the elastic behavior until the limits of the plastic behavior allowed to establish a set of limit damage states that serve as a narrow comparison between the single degree of freedom model and the multiple degrees of freedom model. After the compatibilization of the damage limit states, through the modal participation factor taken from the N2 method, statistical tests were performed to check the degree of approximation between the complex model and the simplified model.

KEYWORDS: OPENSEES, EARTHQUAKE, SDOF, MDOF, SEISMIC ANALYSIS, NONLINEAR STATIC ANALYSIS, N2 METHOD, FRAGILITY CURVE, NONLINEAR DYNAMIC ANALYSIS, ENGINEERING DEMAND PARAMETERS

.

ÍNDICE GERAL

CONTEÚDO

AGRADECIMENTO I
RESUMO III
ABSTRACT V
ÍNDICE GERAL VII
CONTEÚDO VII

1. INTRODUÇÃO 11
1.1. ENQUADRAMENTO GERAL 11
1.2. OBJETIVOS E METODOLOGIA DE TRABALHO 12
1.3. ORGANIZAÇÃO DO TRABALHO 12

2. REVISÃO E ABORDAGENS PARA AVALIAÇÃO DA VULNERABILIDADE SÍSMICA DE EDIFICIOS – ESTADO DA ARTE 13
2.1. INTRODUÇÃO 13
2.2. ABORDAGEM HISTÓRICA AO FENÓMENO SÍSMICO EM PORTUGAL 13
2.3. ABORDAGENS USADAS NO PRESENTE PARA A AVALIAÇÃO SÍSMICA DE EDIFÍCIOS 15
2.4. PERIGO SÍSMICO 16
2.4.1. REPRESENTAÇÃO GRÁFICA DO PERIGO SÍSMICO 17
2.5. MODELO DE EXPOSIÇÃO 18
2.6. MOVIMENTOS SÍSMICOS *(GROUND MOTIONS)* 19
2.7. REPRESENTAÇÃO DA AÇÃO 20
2.8. ESTRUTURA 24
2.9. PARÂMETROS DE EXIGÊNCIA DE ENGENHARIA – *ENGINEERING DEMAND PARAMETERS (EDP)* 24
2.10. ANÁLISES ESTÁTICAS NÃO LINEARES (*PUSHOVER*) – MÉTODOS PROPOSTOS NO EC8 26
2.10.1. MÉTODO N2 26
2.11. ANÁLISE DINÂMICA NÃO LINEAR INCREMENTAL (IDA) 29
2.12. DECISÃO 30

3. DESCRIÇÃO DA METODOLOGIA USADA E DESCRIÇÃO DOS MODELOS DAS ESTRUTURAS 33

3.1. INTRODUÇÃO 33

3.1.1. SELEÇÃO DE SINAIS E REPRESENTAÇÃO DOS MOVIMENTOS SÍSMICOS 34

3.2. OPENSEES E MODELO 3D 36

3.2.1. ABORDAGEM AO PROGRAMA *OPENSEES* 36

3.2.2. EDIFÍCIO ANALISADO 36

3.2.3. MODELAÇÃO NUMÉRICA DO SISTEMA MDOF 38

3.2.4. PROGRAMAÇÃO E CÁLCULO DE UM PÓRTICO 39

3.3. ABORDAGEM À ESTRUTURA 3D 44

3.3.1. TIPO DE ANÁLISE USADA NA ESTRUTURA 3D 45

3.4. PASSAGEM DE UM SISTEMA DE MÚLTIPLOS GRAUS DE LIBERDADE (MDOF) PARA UM SISTEMA DE 1 GRAU DE LIBERDADE (SDOF) 50

3.5. ESTADOS DE DANO NO FORMATO ADRS 60

3.5.1. ABORDAGEM AO FORMATO ADRS 60

3.6. ANÁLISE NÃO LINEAR DINÂMICA DO SISTEMA SDOF (IDA) 66

3.6.1. MODELAÇÃO DO SISTEMA DE 1 GRAU DE LIBERDADE NO OPENSEES 66

3.6.2. PERÍODOS CONSIDERADOS NA MODELAÇÃO DO SDOF NO OPENSEES 67

3.6.3. AMORTECIMENTOS CONSIDERADOS NA MODELAÇÃO DO SDOF NO OPENSEES 68

3.6.4 ANÁLISE DO SDOF MODELADO 73

3.7. REPRESENTAÇÃO GRÁFICA DOS RESULTADOS 75

3.7.1. ESTADOS LIMITE DE DANO (DS) 75

3.7.2. CURVAS IDA E CURVAS DE MEDIDAS CENTRAIS 76

3.8. MÉTODOS DE ANÁLISE COMPARATIVA ENTRE OS SISTEMA SDOF E MDOF 78

3.8.1. TESTES REALIZADOS E PROCEDIMENTO SEGUIDO 78

4. RESULTADOS COMPARATIVOS ENTRE SDOF E MDOF 81

4.1. INTRODUÇÃO 81

4.2. COMPARAÇÃO DE RESULTADOS 81

4.2.1. RESULTADOS DOS TESTES PARA O ESTADO DE DANO DS1 81

4.2.2. RESULTADOS DOS TESTES PARA O ESTADO DE DANO DS2 85

4.2.3. RESULTADOS DOS TESTES PARA O ESTADO DE DANO DS3 88

4.2.4. RESULTADOS DOS TESTES PARA O ESTADO DE DANO DS4 91

4.3. RANKING DOS RESULTADOS 95

4.3.1. *RANKING* DOS TESTES DE HIPÓTESE POR ESTADO DE DANO PARA OS TESTES DE DISTRIBUIÇÃO 95
4.3.2. *RANKING* DOS TESTES DE HIPÓTESE POR ESTADO DE DANO PARA OS TESTES DE TENDÊNCIA CENTRAL 97
4.3.3. *RANKING* DOS TESTES DE HIPÓTESE POR ESTADO DE DANO PARA OS TESTES DE DISPERSÃO 99
4.3.4. *RANKING* DE TODOS OS TESTES DE HIPÓTESE POR ESTADO DE DANO 101
4.3.5. RANKING DE CADA TESTE DE HIPÓTESE PARA TODOS OS ESTADOS DE DANO 103
4.3.6. RANKING DE TODOS OS TESTES DE HIPÓTESE PARA TODOS OS ESTADOS DE DANO 105

5. CONCLUSÕES E DESENVOLVIMENTOS FUTUROS 107

5.1. CONCLUSÕES 107
5.2. DESENVOLVIMENTOS FUTUROS 108

ANEXOS 115

ANEXO A1 – CURVAS DE RESULTADOS DA ESTRUTURA 3D 117
ANEXO A2 – CURVAS DE RESULTADOS PARA VÁRIAS MODELAÇÕES DO SISTEMA SDOF 121

1 Introdução

1.1. ENQUADRAMENTO GERAL

Um sismo é um fenómeno maioritariamente natural causada pela libertação de energia na crosta terrestre e propagado sob a forma de ondas sísmicas. A sua ocorrência é imprevisível e frequente no planeta e tem consequências sociais e económicas que não são completamente dominadas pelo Homem. Sendo uma catástrofe assumida como "natural" a verdade é que a maior parte das perdas patrimoniais e humanas não é natural mas sim consequência dos danos sofridos pela obra projetada e construída por diversos intervenientes, especialmente os engenheiros civis.

Ao longo dos tempos os engenheiros tentaram desenvolver estruturas mais resistentes a sismos com dimensionamentos mais robustos apoiados em legislações cada vez mais científicas e conservativas. Atualmente está em vigor na União Europeia o "Eurocódigo 8: Projecto de estruturas para resistência aos sismos" (2009) que se foca no requisito de não colapso e no requisito da limitação de danos das estruturas sujeitas a sismos. Esta legislação vem adicionar uma segurança extra, já que as diferentes estruturas têm de cumprir simultaneamente outras legislações como, por exemplo, é o caso do "Eurocódigo 2: Projecto de Estruturas de Betão" (2010) para estruturas de betão armado e o "Eurocódigo 3 – Projecto de Estruturas de Aço" (2010) para estruturas de aço.

No entanto as legislações em vigor focam-se no dimensionamento e pormenorização construtiva e não no comportamento das estruturas perante as solicitações causadas pelas ondas sísmicas. É de extrema importância compreender o desempenho das estruturas não só para melhorar e otimizar o seu dimensionamento assim como para compreender os efeitos económicos e sociais que as estruturas podem desencadear aquando de um sismo.

Para esta compreensão é preciso fazer diversas análises que nos permitam avaliar o desempenho das estruturas sendo algumas delas bastante complexas como é o caso das análises dinâmicas não lineares para estruturas tridimensionais (3D) que requerem grandes meios computacionais e bases de dados fiáveis. Para tornar estas análises menos morosas e mais simples houve a necessidade de desenvolver métodos mais rápidos e aproximadamente fidedignos que nos garantam uma boa análise do comportamento das estruturas.

Com este trabalho pretende-se fazer um estudo que envolva a transformação de um edifício em betão armado com paredes de alvenaria com múltiplos graus de liberdade (MDOF), desenvolvido previamente num estudo que serve de base a este trabalho, num sistema mais simples com um grau de liberdade (SDOF) e comparar os resultados do desempenho estrutural entre os dois para perceber se os resultados são próximos e o quão fidedignas são as análises mais simples.

1.2. OBJETIVOS E METODOLOGIA DE TRABALHO

O objetivo desta dissertação é a compreensão do quão aproximadas são as análises a fragilidade sísmica baseadas em modelos numéricos mais simples das análises baseadas em modelos numéricos mais robustos para se perceber o grau de fiabilidade que as primeiras apresentam e assim concluir se podem ser usadas como alternativa às análises complexas. Os modelos de estudo são três edifícios-tipo de betão armado com paredes de alvenaria com 3, 4 e 5 pisos para observação de como a altura pode influenciar os resultados.

A metodologia usada envolveu a análise não linear estática de uma estrutura de múltiplos graus de liberdade (MDOF) para representar na curva de comportamento global Força-Deslocamento (curva *pushover*), a qual foi posteriormente transformada na curva de capacidade da estrutura com um grau de liberdade (SDOF) correspondente. Esta estrutura foi então analisada com análises não lineares dinâmicas, cujos resultados foram comparados com os resultados obtidos no estudo da estrutura MDOF.

Durante a execução deste trabalho recorreu-se a ferramentas como o *Matlab*, linguagem em que estavam as análises já previamente corridas, assim como o *software* de elementos finitos *Opensees (parsing* em *TCL*) e no tratamento de dados e obtenção de resultados usou-se *MS Excel*, *Matlab* e a linguagem de programação *Python*.

1.3. ORGANIZAÇÃO DO TRABALHO

Este trabalho encontra-se organizado em cinco capítulos.

Neste primeiro capítulo faz-se um enquadramento geral e indicam-se a metodologia e objetivos do trabalho.

O segundo capítulo, intitulado de "Revisão e Abordagens para Avaliação da Vulnerabilidade Sísmica de Edifícios", é o Estado da Arte e pretende mostrar a evolução de como eram encarados os fenómenos sísmicos até ao dia de hoje. Neste capítulo faz-se uma introdução histórica e mostram-se as diversas formas, usadas atualmente, de analisar o comportamento estrutural perante as solicitações sísmicas, de o representar, assim como tratar todo o processo que culmina na obtenção gráfica da Vulnerabilidade Sísmica que um edifício pode ter.

O terceiro capítulo trata da descrição das estruturas estudadas e ações provocadas e descreve a metodologia usada para atingir os objetivos. Faz-se uma introdução ao Software *Opensees* (Zhu, McKenna, & Scott, 2018), essencial neste trabalho.

No quarto capítulo compara-se os resultados da estrutura com múltiplos graus de liberdade (MDOF) com a estrutura com um grau de liberdade (SDOF).

O quinto capítulo contém as conclusões a retirar da comparação de resultados e reflexão sobre futuros estudos sobre o tema.

Por último encontra-se o anexo A que apresenta uma comparação dos resultados gráficos obtidos entre a estrutura tridimensional e alguns casos modelados ao longo deste trabalho.

2
REVISÃO E ABORDAGENS PARA AVALIAÇÃO DA VULNERABILIDADE SÍSMICA DE EDIFICIOS – ESTADO DA ARTE

2.1. INTRODUÇÃO

De forma a prever o impacto que o fenómeno sísmico tem no património e antecipar os potenciais efeitos houve necessidade de estabelecer parâmetros que avaliem a vulnerabilidade dos edifícios perante um sismo. Neste capítulo procura-se fazer uma abordagem das regras mais aceites a nível internacional e expor como se aplicam às estruturas de betão armado especialmente os edifícios "modelo" assim como uma introdução histórica à forma como o fenómeno sísmico era tratado pelos especialistas de antigamente.

A análise sísmica tem sido uma área que tem sofrido avanços constantes principalmente desde o início do século XXI, quer pela exigência crescente da sociedade quer pela evolução tecnológica e computacional que permitem ter acesso a registos mais fiáveis e a análises mais robustas e refinadas.

Far-se-á uma exposição de como se desenrola todo o processo de análise que é despoletado pelo perigo de um sismo até à entrega dos dados tratados à sociedade. Cabe, portanto, ao engenheiro analisar e tratar os dados, tal como representado de forma simples na figura 1, da forma mais eficiente possível para que a vulnerabilidade do património seja entendida e tratada com realismo.

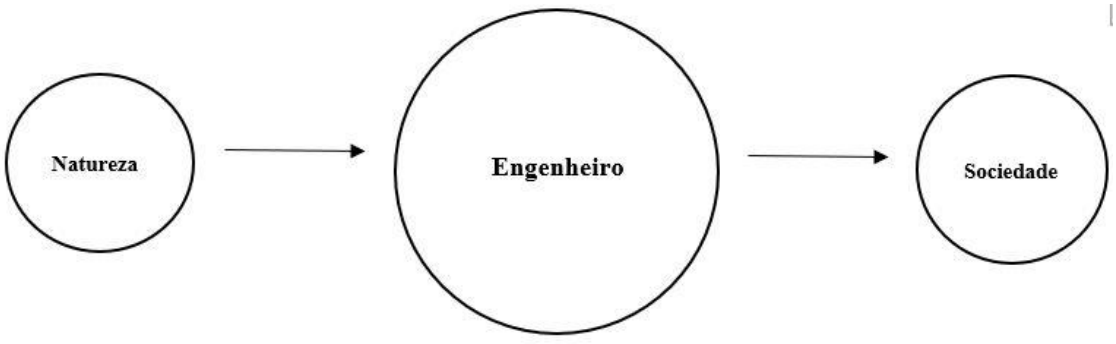
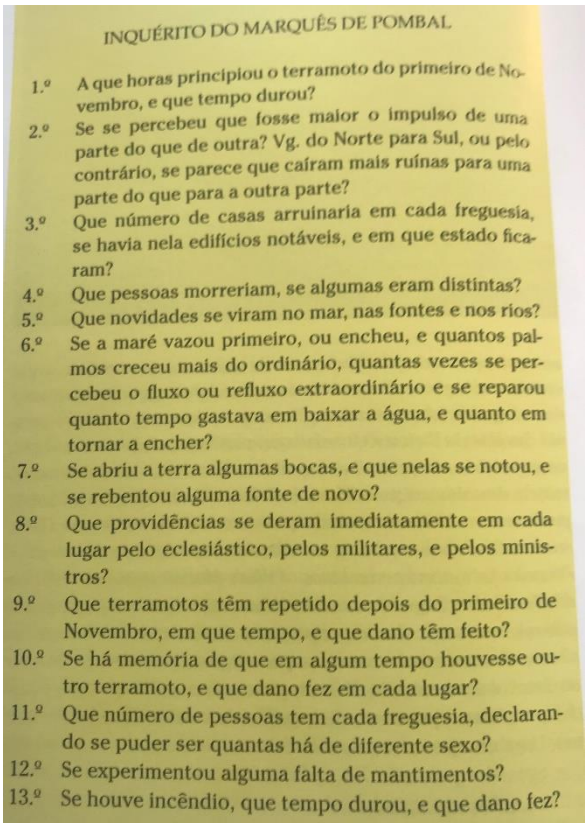


Figura 1 – Esquema simplificado que demonstra que o papel do engenheiro é resolver os problemas naturais por forma a dar uma resposta à sociedade

2.2. ABORDAGEM HISTÓRICA AO FENÓMENO SÍSMICO EM PORTUGAL

Portugal é um país suscetível ao fenómeno sísmico, tendo tido ao longo da sua história vários sismos que causaram danos consideráveis de património e perda de vidas. O mais famoso, o terramoto de Lisboa de 1755, devido ao seu impacto, marcou o início de uma nova era de questionamento deste fenómeno não só a nível nacional como europeu. Um exemplo da preocupação em saber mais sobre os danos

causados foi o "Inquérito do Marquês de Pombal" – figura 2 – que apresenta características modernas e que ajudaram a compreender o comportamento estrutural dos edifícios (Lopes, 2008).



INQUÉRITO DO MARQUÊS DE POMBAL

1.º A que horas principiou o terramoto do primeiro de Novembro, e que tempo durou?
2.º Se se percebeu que fosse maior o impulso de uma parte do que de outra? Vg. do Norte para Sul, ou pelo contrário, se parece que caíram mais ruínas para uma parte do que para a outra parte?
3.º Que número de casas arruinaria em cada freguesia, se havia nela edifícios notáveis, e em que estado ficaram?
4.º Que pessoas morreriam, se algumas eram distintas?
5.º Que novidades se viram no mar, nas fontes e nos rios?
6.º Se a maré vazou primeiro, ou encheu, e quantos palmos creceu mais do ordinário, quantas vezes se percebeu o fluxo ou refluxo extraordinário e se reparou quanto tempo gastava em baixar a água, e quanto em tornar a encher?
7.º Se abriu a terra algumas bocas, e que nelas se notou, e se rebentou alguma fonte de novo?
8.º Que providências se deram imediatamente em cada lugar pelo eclesiástico, pelos militares, e pelos ministros?
9.º Que terramotos têm repetido depois do primeiro de Novembro, em que tempo, e que dano têm feito?
10.º Se há memória de que em algum tempo houvesse outro terramoto, e que dano fez em cada lugar?
11.º Que número de pessoas tem cada freguesia, declarando se puder ser quantas há de diferente sexo?
12.º Se experimentou alguma falta de mantimentos?
13.º Se houve incêndio, que tempo durou, e que dano fez?

Figura 2 – "Inquérito do Marquês de Pombal" – adaptado de (Lopes, 2008)

Da reflexão sobre o Terramoto surgiu a "Gaiola Pombalina", como ilustrada na figura 3; uma estrutura que se apresentava mais eficaz na resistência a forças horizontais. Durante o século XIX, no entanto, este tipo de estrutura caiu em desuso ficando este século marcado, em Portugal, pelo retrocesso na construção antissísmica (Lopes, 2008).

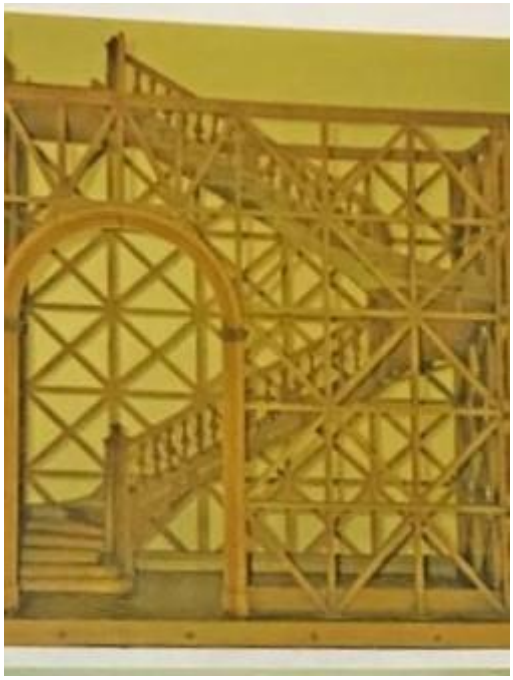


Figura 3 – Gaiola Pombalina, adaptado de (Lopes, 2008)

Só na primeira metade do século XX a engenharia sísmica começa a ter um caráter científico e é publicada pela primeira vez em Portugal, em 1958, um regulamento de proteção contra sismos - "Regulamento de Segurança das Construções contra os Sismos". Vários regulamentos mais completos e científicos foram surgindo com o passar das décadas sempre tendo em vista regras construtivas de segurança. O último regulamento em vigor, usado no dimensionamento de estruturas, é o "Eurocódigo 8: Projecto de estruturas para resistência aos sismos" (1998-1_2009, 2009). No entanto só com a publicação das "METODOLOGIAS DE INTERVENÇÃO NO PATRIMÓNIO EDIFICADO" em 2002 é que se criou um guia geral nacional para avaliação do comportamento estrutural e dos materiais. Atualmente a avaliação da vulnerabilidade sísmica dos edifícios em Portugal está a par com as guias internacionais como é o caso da GEM – *Guidelines for Analytical Vulnerability Assessment of Low/Mid-rise Buildings* (Porter, Farokhnia, Vamvatsikos, & Cho, 2015).

2.3. ABORDAGENS USADAS NO PRESENTE PARA A AVALIAÇÃO SÍSMICA DE EDIFÍCIOS

Tal como já foi dito a avaliação de risco sísmico é de extrema importância para a sociedade. Sendo um fenómeno mais ou menos aleatório a determinação da resposta estrutural a um sismo segue uma linha probabilística e não determinística. Houve a necessidade, então, de selecionar parâmetros de avaliação desta resposta que diminuíssem a incerteza assim como que apresentassem um caracter global capaz de representar a reação estrutural a solicitações provocadas por um sismo qualquer que fosse o local, intensidade, ou o tipo de estrutura afetada. Atualmente a avaliação de risco sísmico requer a combinação de quatro componentes: *input* de perigosidade sísmica, estudo dos movimentos sísmicos e sua forma de representação, modelo estrutural e, por fim, decisão acerca da vulnerabilidade da estrutura. A figura 4 representa de forma simples como atualmente é abordada a problemática sísmica em termos de representação do seu risco.

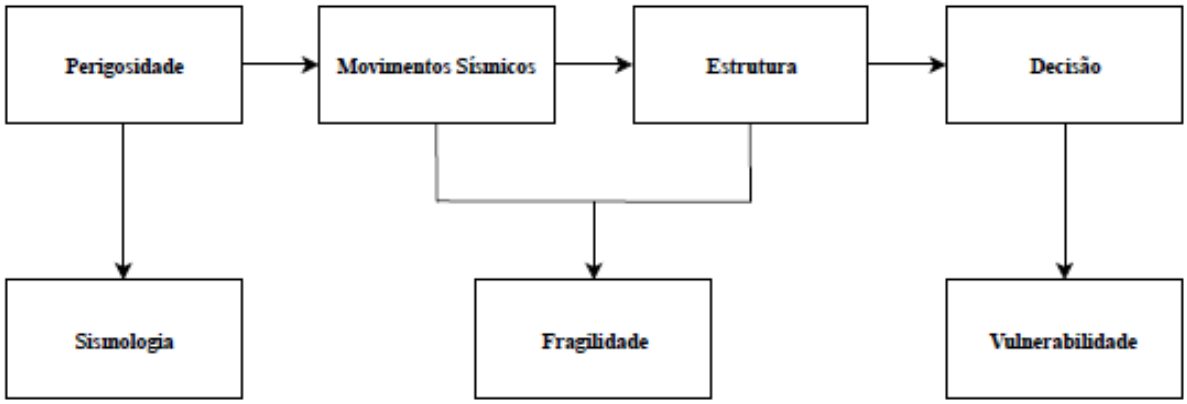


Figura 4 – Esquema representativo da abordagem à problemática sísmica

O estudo destas respostas caracteriza-se, então, pela fixação de parâmetros de exigência de engenharia, designados por *Engineering Demand Parameters (EDP)* que se focam no comportamento puramente estrutural como por exemplo o rácio do máximo deslocamento entre pisos (*peak interstory drif ratio*) e a aceleração máxima do solo (*peak floor acceleration*); e nas medidas de intensidade do sismo (geralmente valores escalares) – *Intensity measure (IM)* – como por exemplo o máximo valor da aceleração de solo obtido do espetro de aceleração do primeiro modo de vibração (*peak ground acceleration on first-mode spectral acceleration*), (Patelli, Beer, Siu-Kui Au, & Kougioumtzoglou, 2015). A análise sísmica, mais uma vez, sendo essencialmente probabilística, foca-se na probabilidade de os valores destas EDPs serem ultrapassados.

Com o objetivo de uniformizar esta combinação surgiu a iniciativa *Global Earthquake Model* (Porter et al., 2015), uma organização mundial cujo objetivo é representar e modelar o risco sísmico à escala mundial.

Também o EC8 (NP_EN_1992-1-1, 2010) especifica regularmente os *estados de limitação de danos*:

- Deve ser assegurado um grau adequado de fiabilidade em relação a danos inaceitáveis, respeitando os limites de deformação ou outros limites aplicáveis definidos nas Partes aplicáveis da EN 1998.

- No caso de estruturas importantes para a protecção civil, deve verificar-se que o sistema estrutural possui uma resistência e uma rigidez suficientes para manter em funcionamento os serviços vitais nelas instalados no caso da ocorrência de um evento sísmico associado a um período de retorno adequado.

2.4. PERIGO SÍSMICO

O Perigo Sísmico considerado baseia-se na distribuição probabilística de um dado local sofrer um sismo de uma determinada intensidade. Esta distribuição probabilística da sismicidade de um dado local é obtida tendo em conta a sua sismicidade histórica, a informação obtida por meios de sismicidade instrumental e evidências geológicas.

Na figura 5 observa-se a densidade da ocorrência de sismos quer pelo conhecimento histórico (com intensidade baseada na escala de Mercalli Modificada) quer instrumental.

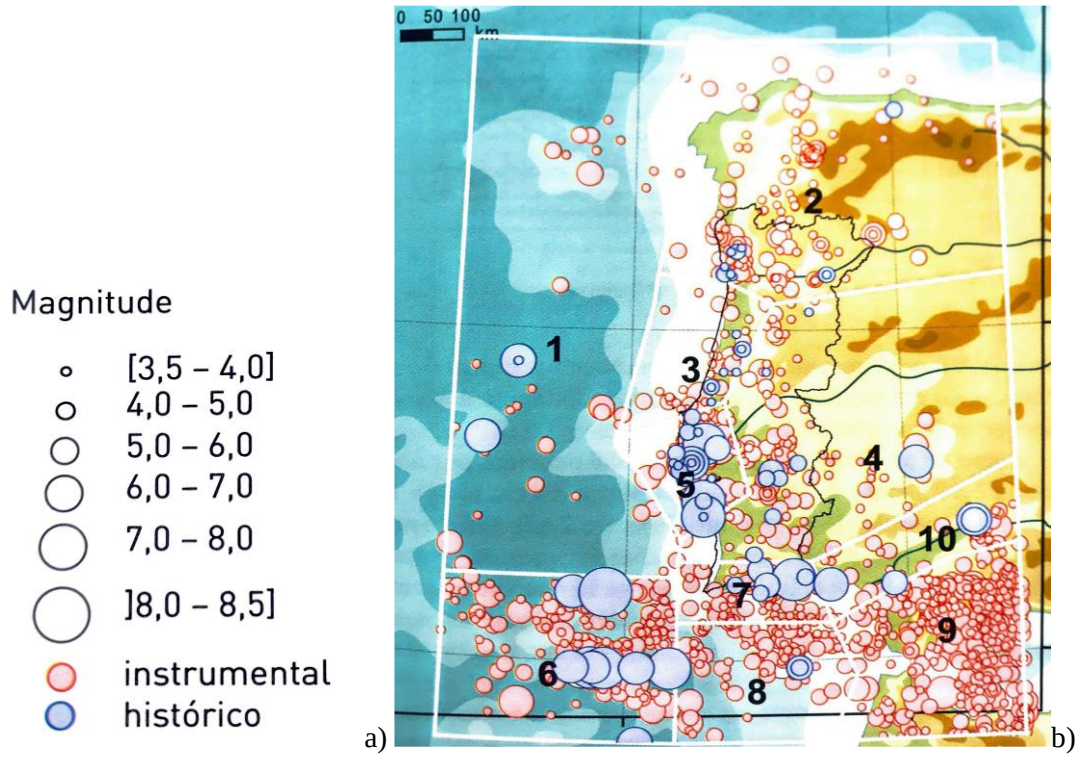


Figura 5 – a) escalas de magnitude; b) – densidade de ocorrência dependendo da forma de registo (Lopes, 2008)

2.4.1. REPRESENTAÇÃO GRÁFICA DO PERIGO SÍSMICO

As duas variáveis que nos permitem fazer uma representação do perigo sísmico são a intensidade dos movimentos sísmicos e a taxa de excedência. Para saber a taxa de excedência relaciona-se a Média Anual de Probabilidade de Excedência (MAF) com a intensidade dos movimentos sísmicos que podem ser representados por vários critérios como por exemplo:

- Pico de aceleração do solo (Peak Ground Acceleration - PGA)
- Aceleração espectral (Sa^{sinal})
- Média da aceleração espectral (average $Sa^{espetral}$ – $avgSa^{espetral}$)
- Duração
- Medida de energia
- Deslocamento espectral (Sd^{sinal})

Na figura 6 pode-se ver um espetro de resposta de aceleração que pode ser usado como um exemplo de IM para representar perigosidade e fragilidade.

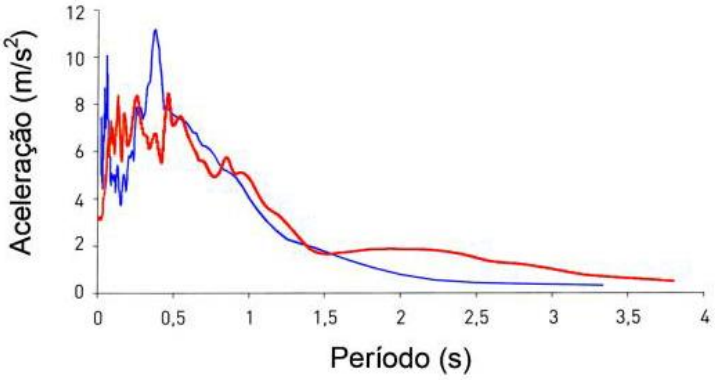
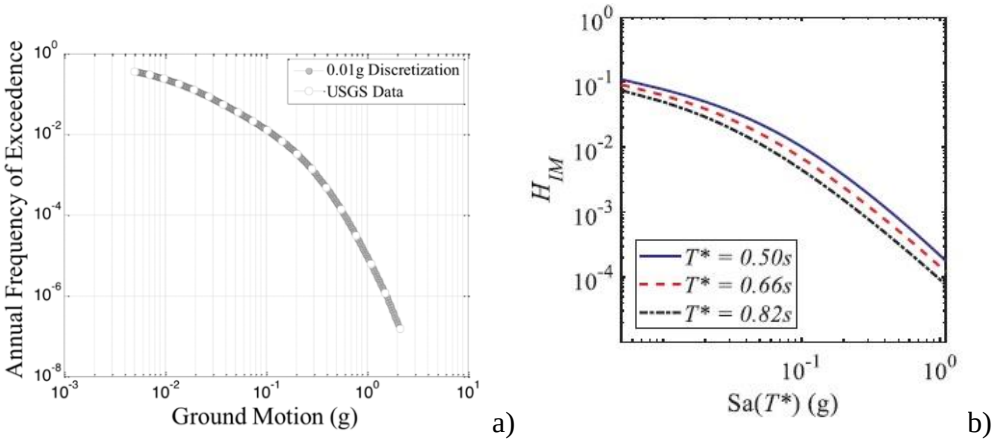


Figura 6 – espetro de resposta de aceleração, adaptado de (Lopes, 2008)

É aconselhável usar vários tipos de sinais e diferentes sismos para assim ter uma amostra que garanta mais confiança ao engenheiro de que está a cobrir o maior número possível de cenários, direções e durações, e assim fazer uma análise preditiva mais robusta.



a) b)

Figura 7 – Curvas de perigosisade, adaptadas de (Mathiasson & Medina, 2014) (a) e (Skoulidou & Romão, 2019) (b)

Na figura 7 encontram-se alguns exemplos de várias curvas de perigosidade que relacionam a MAF com a intensidade dos movimentos sísmicos. O período de retorno (Tr) pode ser obtido pelo inverso da MAF,Tr = $\frac{1}{MAF}$ e segundo o EC8 o valor recomendado é de 475 anos.

Aritmeticamente a média anual de frequência de colapso (λ_c) pode ser representada por:

$$\lambda_c = \int_0^{\infty} (P(C\,|Sa).|d\,\lambda_{Sa}(Sa)|$$

Onde P(C|Sa) representa a probabilidade de a estrutura colapsar para um dado $Sa^{espetral}$. $\lambda_{Sa}(Sa)$ é a derivada da função da perigosidade.

2.5. MODELO DE EXPOSIÇÃO

Para uma análise eficiente do modelo este deve conter na sua base de dados parâmetros que permitam uma boa avaliação da sua fragilidade sísmica e, também, se for o caso, que permitam comparar dois

modelos (um complexo e outro simples): curvas de fragilidade e vulnerabilidade, modelos *damage-to-loss*, curvas de capacidade e *pushover* assim como a abordagem para os obter - empírica, analítica entre outras.

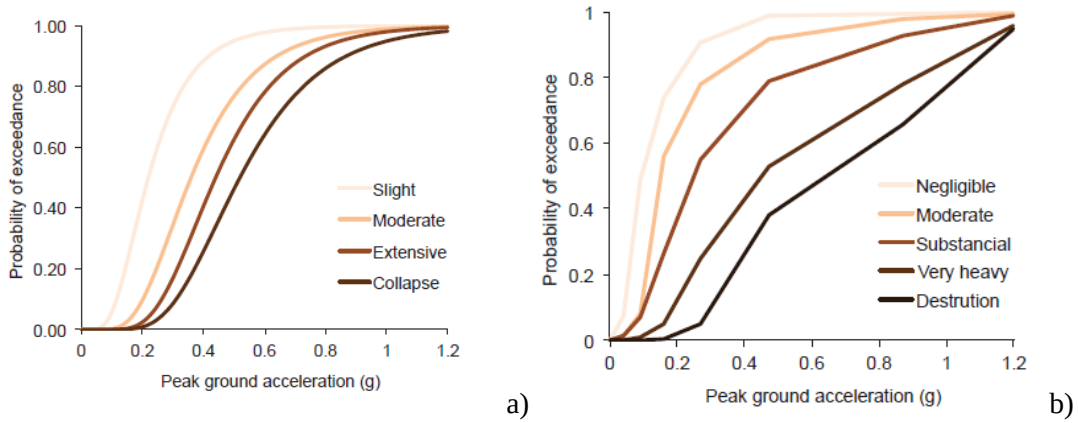


Figura 8 – Exemplo de curva de fragilidade para um pórtico em betão armado (a) e curvas de fragilidade para um edifício antigo em Lisboa com estrutura em alvenaria (b), adaptado de (Yepes-Estrada et al., 2016)

A fragilidade de um edifício é definida por uma função de probabilidade cumulativa de uma EDP (geralmente um estado de dano do edifício) ser atingida ou ultrapassada dada uma certa medida de intensidade (IM), geralmente movimento do solo (Yepes-Estrada et al., 2016). A figura 8 ilustra curvas de fragilidade de dois tipos de estruturas diferentes.

Formalmente pode representar-se da forma mais simples por:

$$P(DS \geq ds_i \mid IM)$$

Esta função pode ser lida como a probabilidade de uma exigência sísmica DS exceder uma capacidade sísmica *ds* dada uma certa IM. Na figura 8 vê-se a representação da relação da IM de múltiplos sinais com uma dada EDP. Na curva de fragilidade há vários cenários compatíveis com as IMs (as mesmas mencionadas acima) sendo que no caso da figura 8 estas são representadas pelo pico de aceleração do solo (PGA) para um período de retorno com uma certa probabilidade de acontecer. De forma simples as curvas de fragilidade representam a probabilidade de cada ponto das curvas representantes da perigosidade para a mesma IM excederem um certo estado limite.

Para obter as curvas de fragilidade, no entanto, é preciso cruzar a informação dos movimentos sísmicos com a modelação da estrutura e por fim "escolher" a forma de tratar estatisticamente essa informação. Expor-se-á, então, os processos de simulações possíveis de movimentos sísmicos e opções de análises estruturais por forma a que o cruzamento dessa informação permita escolher que parâmetros serão mais adequados para representar as curvas de fragilidade tal como a figura 8 demonstra.

2.6. Movimentos Sísmicos *(Ground Motions)*

Para se simular os efeitos que a estrutura está sujeita devido aos movimentos do solo provocados por um sismo é preciso utilizar métodos que se assemelham a estas solicitações ou métodos que as consigam representar fiavelmente. Atualmente usam-se principalmente os quatro métodos presentes abaixo no organograma (figura 9). Representa-se da forma *Ai* para posterior entendimento das diversas combinações possíveis.

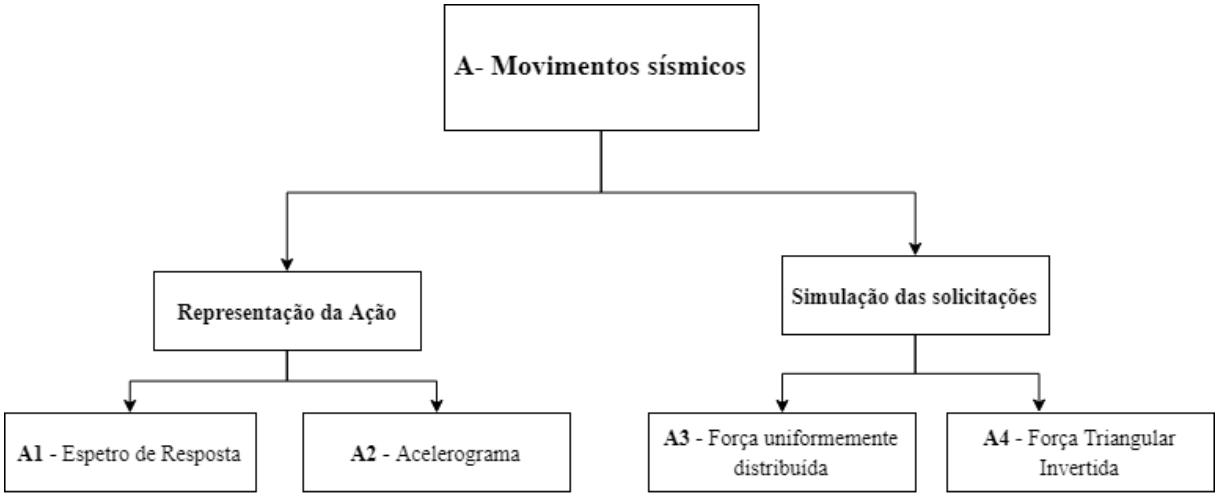


Figura 9 – Organograma explicativo dos métodos de simulação dos movimentos sísmicos

2.7. REPRESENTAÇÃO DA AÇÃO

A1 – Espetro de resposta regulamentar

O espetro de resposta elástico, tal como ilustrado na figura 10, representa o movimento sísmico de um dado ponto da superfície do terreno dada uma aceleração elástica (S_e/a_g) à superfície. As expressões que definem este espetro podem ser encontradas no EC8 (1998-1_2009, 2009). Neste espetro encontram-se os valores dos períodos para os quais a aceleração, velocidade ou o deslocamento são constantes (Arêde, 2012) e os valores dos períodos (mesmo intervalo) para os quais estes três parâmetros são máximos dado um certo sinal (Patelli et al., 2015).

O espetro de resposta regulamentar pode-se considerar um ponto de partida unívoco para se fazer a análise de uma estrutura sujeita a um sismo. Em termos práticos serve para definir um deslocamento alvo (geralmente convenciona-se como d*), valor conseguido após a transformação do espetro de resposta elástico regulamentar num espetro de resposta inelástico.

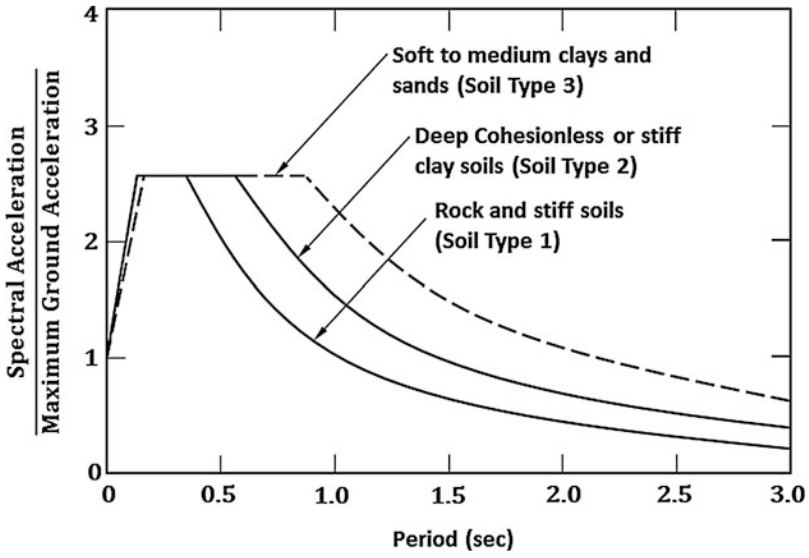


Figura 10 - Exemplo de espetro de resposta elástico, adaptado de (Patelli et al., 2015)

Através desses parâmetros referidos anteriormente consegue-se retirar, por uma série de transformações especificadas no Anexo B do EC8 Nacional e que serão tratadas mais à frente, dados (tais como a massa equivalente ou fator de participação modal) que nos permitam obter um sistema SDOF, caracterizado por uma curva de capacidade.

A2 – Acelerograma

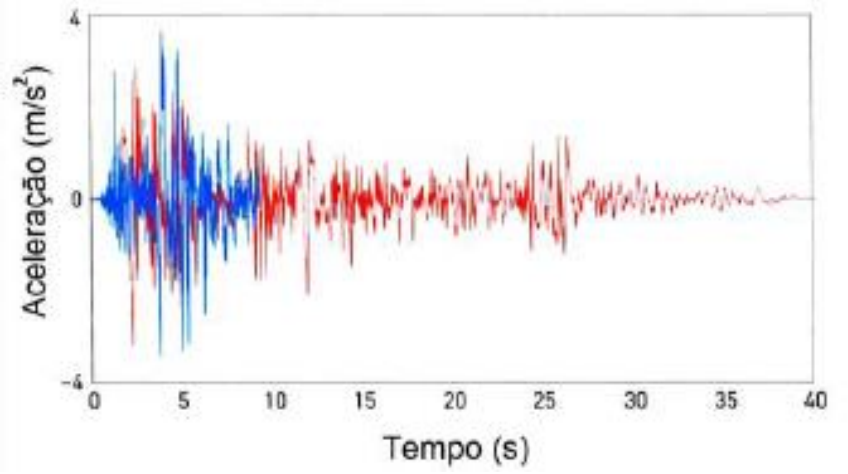


Figura 11 – Acelerograma obtido de um sismo, adaptado de (Lopes, 2008)

A observação dos acelerogramas como o da figura 11 permite verificar de forma simples informação importante como o valor de pico da aceleração do solo (*Peak Ground Acceleration – PGA*) ou a duração do sismo.

Um só acelerograma não serve para caracterizar os sismos a que um edifício num determinado lugar pode estar sujeito pois diferentes fontes sísmicas apresentam características diferentes e diferentes tipos de solo também apresentam frequências próprias diferentes e assim influenciar o registo do sismo.

Os acelerogramas assumem, também, extrema importância na simulação de um sistema SDOF. Submetendo um "oscilador" (tem uma certa massa unitária, frequência e amortecimento relativo) a um sinal como o da figura 11 consegue-se obter a resposta da estrutura simplificada ao longo do tempo (*time history*) como por exemplo o deslocamento espetral. Assim, com a resposta máxima obtida por um sinal para um SDOF consegue-se obter de forma relativamente simples deslocamentos, forças e, de extrema importância no caso de um sismo, o corte basal máximo (Patelli et al., 2015).

Na figura 12 apresenta-se novamente um espetro de resposta com as acelerações de pico para diversos períodos.

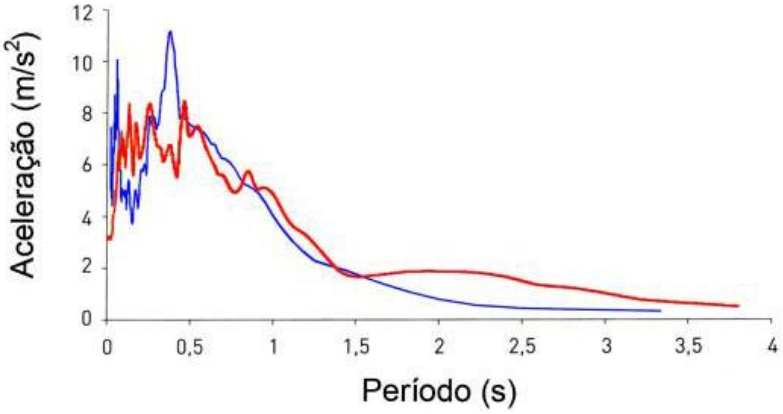


Figura 12 – Espetro de resposta de um acelerograma, adaptado de (Lopes, 2008)

Note-se que é importante registar os "picos" para diversos períodos pois um edifício pode, por exemplo, resistir a uma solicitação forte por pouco tempo mas ficar severamente danificado para acelerações de pico moderadas ao longo de um período de tempo mais vasto. Apresenta ainda a vantagem de que tendo vários espetros de resposta basta saber a frequência e amortecimento da estrutura para, através da equação fundamental da dinâmica (equação 3.11) e observando o espetro de resposta correspondente, se obter o valor máximo da resposta da estrutura para um sismo representado pelo sinal em questão (Lopes, 2008).

Simulação das solicitações

A3 – Força uniformemente distribuída

Um dos tipos de análise sísmica que o EC8 prevê (explicada mais à frente neste trabalho) é a simulação das solicitações sísmicas por forças ou deslocamentos laterais. O primeiro, já pouco usado, é a aplicação de uma carga uniformemente distribuída (de valor β), tal como mostrada na figura 13, que é equivalente a uma percentagem do peso da estrutura.

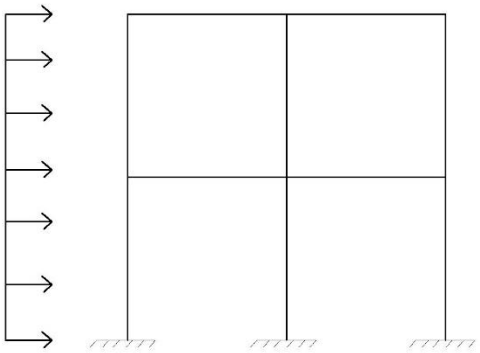


Figura 13 – Pórtico submetido a carga uniformemente distribuída

Ou seja, uma percentagem das forças gravíticas na combinação quase permanente a que a estrutura está sujeita aplica-se de forma contínua lateralmente e assume-se que a distribuição de β é proporcional à massa por piso.

A4 – Força triangular invertida distribuída

Esta simulação das solicitações é a mais usada atualmente para análises estáticas não lineares (*pushover*). A distribuição é "modal", proporcional ao 1º modo de vibração da qual faz parte a maioria dos casos.

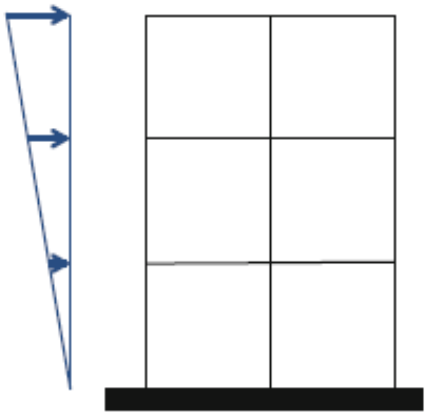


Figura 14 - Pórtico submetido a carga triangular invertida ((Patelli et al., 2015)

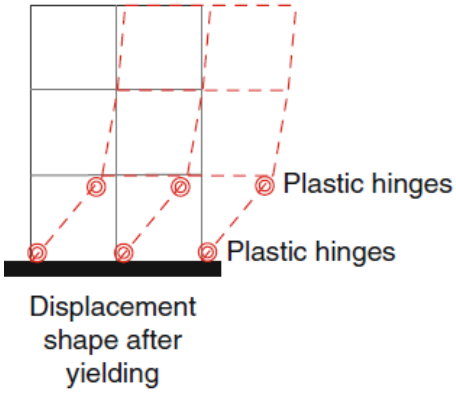


Figura 15 – Deformação da estrutura após entrar em regime plástico (Patelli et al., 2015)

Este incremento de carga segue a proporcionalidade da altura da estrutura como está representado na figura 14 e permite encontrar a capacidade resistente da estrutura (os valores usados devem levar à sua rotura). A figura 15 demonstra o comportamento expectável de uma estrutura não dimensionada pelo método viga fraca-pilar forte após a ser solicitada pela carga triangular e ter atingido a cedência, estando, portanto, em regime não linear. Observa-se que forma piso fraco (*soft story*) com rótulas plásticas nos pilares do primeiro piso "desperdiçando" capacidade de dissipar energia nos restantes pisos. Então, a deformação também deixa de seguir um comportamento linear.

Desta análise pode obter-se a curva de capacidade da estrutura que se definirá pelo corte basal proporcional ao deslocamento do topo da estrutura.

Neste capítulo, mais à frente, ir-se-á desenvolver mais a aplicação deste método nomeadamente na transformação de um sistema MDOF em SDOF.

De assinalar que o EC8 recomenda usar nas análises os dois padrões de força laterais mostrados em A3 e A4.

2.8. ESTRUTURA

A escolha do(s) modelo(s) de edifício(s) pode ser obtido por métodos analíticos e deve ser aproximada à tipologia de edifício que queremos estudar para uma determinada região. Pode-se dividir o estudo relativamente ao número de edifícios que se tem em três modos:

- Um modelo de edifício, que deve representar o edifício-tipo para a área em estudo e que está dentro da mediana da amostra de resposta a solicitação sísmica;
- Três modelos de edifícios, nos quais são identificados os principais parâmetros a estudar e a sua variação de forma a dividi-los em subclasses (Bom, mediano e mau) de tipo de performance face a um sismo;
- Múltiplos modelos de edifícios, que garantem ser uma boa amostra da zona e populações em estudo.

Quanto maior o número de edifícios mais complexa será a análise visto ser requerido mais meios computacionais assim como sistemas mais complexos de análise estatística.

2.9. PARÂMETROS DE EXIGÊNCIA DE ENGENHARIA – *ENGINEERING DEMAND PARAMETERS (EDP)*

Estes parâmetros referem-se à forma como o engenheiro analisa a estrutura estabelecendo limites para o que vai avaliar. O objetivo do cruzamento entre os tipos de análise e os modelos estruturais é chegar a EDPs que sejam mais intuitivas para as curvas de fragilidade que queremos analisar. Alguns exemplos de EDP são:

- Deslocamento relativo de topo (*Drift* de topo);
- Força de corte num pilar;
- Deslocamento relativo entre pisos (*Drift* entre pisos);
- Aceleração entre pisos;
- Máxima rotação dos pilares da base.

Método de Análise

No método de análise combinam-se os movimentos sísmicos com o modelo da estrutura, podendo usar-se, assim, várias abordagens conforme a visão do analista. No esquema da figura 16 mostram-se as várias combinações possíveis. Embora nem todas possam ter o mesmo grau de fiabilidade cabe ao engenheiro perceber que curvas de fragilidade mais se adequam ao tipo de EDP que quer medir e aí seguir o caminho mais eficiente para verificar se os estados limites escolhidos são ultrapassados ou não. Para cada um dos tipos de representação da estrutura pode fazer-se os tipos de análise representados no esquema combinados com os tipos de ações já representados na figura 9 e novamente demonstrados no organograma (fig. 16). Cada combinação significa a análise de 1 caso com o objetivo de chegar a uma curva de fragilidade.

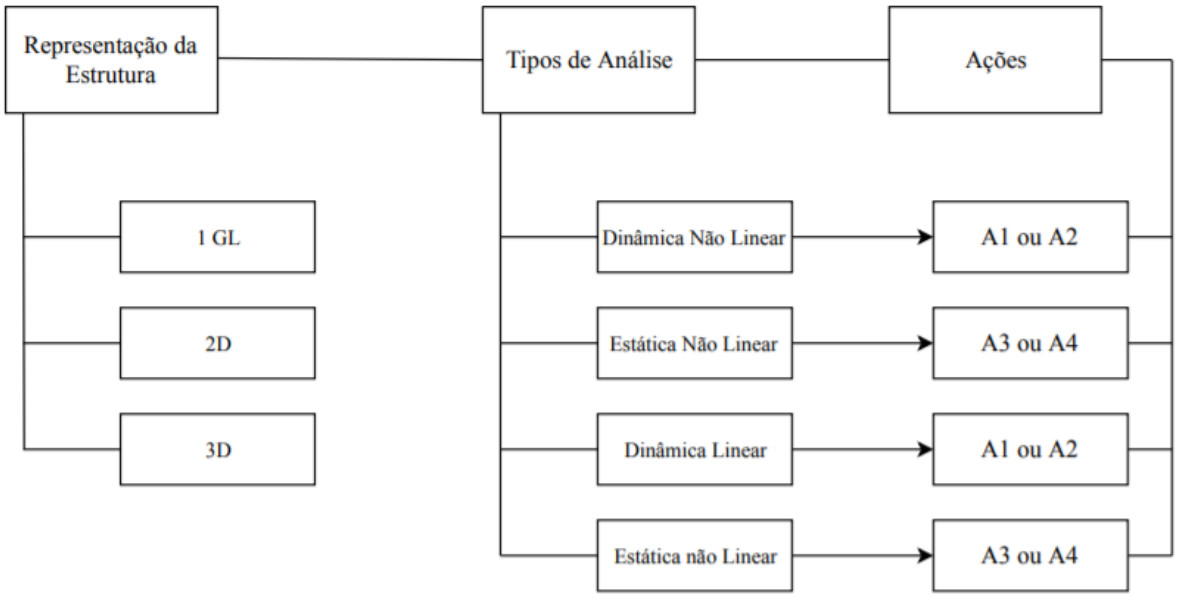


Figura 16 – Combinações possíveis para as diversas análises, obtido cruzando a informação do organograma da figura 9 com o organograma da figura 16

Descrição dos casos mais usados para chegar às EDPs:

- Análise estática linear – Método de análise por forças laterais aplicadas na estrutura;
- Análise estática não linear também designada por *pushover* – Aplica-se uma carga lateral crescente (da base para o topo) ou deslocamento lateral para obter uma curva de capacidade da estrutura (por exemplo a relação entre Corte Basal e Deslocamento de Topo da estrutura);
- Análise dinâmica Não Linear (Incremental) (IDA) – Análise dinâmica da estrutura usando vários sinais com diferentes características com um incremento da intensidade do sinal até se atingir o "alvo" que pode ser, por exemplo, o valor do pico de aceleração do solo que leva ao colapso da estrutura. É a mais recente e, talvez, intuitiva mas para ser eficaz necessita de um bom modelo 3D (complexo a nível computacional) e um conjunto de sinais fidedignos (razão pela qual só mais recentemente é possível fazer este tipo de análise) que estejam de acordo com o EC8.

Estas análises variam consoante a complexidade, esforço de obtenção e no grau de fiabilidade tal como representado no quadro da figura 17.



Figura 17 Modelação e análise em termos de incerteza e es de resultados e esforço de cálculo. Adaptado de (D'Ayala et al., 2014)

2.10. ANÁLISES ESTÁTICAS NÃO LINEARES (*PUSHOVER*) – MÉTODOS PROPOSTOS NO EC8

A análise *pushover* é uma análise que avalia o comportamento não linear das estruturas sujeitas a solicitações sísmicas. Os modelos usados nestas análises são dimensionados para suster forças gravíticas e estão sujeitos a cargas ou deslocamentos horizontais.

Uma análise estática não é a mais eficiente principalmente quando feita em zonas onde os sismos têm tendência a durar muito tempo, já que não se consegue avaliar possíveis deformações causadas pela duração prolongada do sismo (devido à formação de mecanismos plásticos locais), ou alterações na rigidez.

Os principais tipos de análises *pushover* que se podem fazer são: Método do espetro da capacidade resistente, Método do coeficiente de deslocamento e o Método N2. Pelo EC8 o *pushover* é aplicado através do método N2, pelo que é bastante importante percebê-lo.

2.10.1. MÉTODO N2

O método N2, desenvolvido por (Fajfar, 2000), é o método adotado nas versões mais recentes do EC8 (1998-1_2009, 2009). Apresentar-se-á parcialmente este método, até ao ponto em que se consegue obter a transformação de um sistema MDOF num sistema SDOF.

As principais características deste método são:

- Os modelos estruturais são modelados atendendo às suas propriedades fisicamente não lineares;
- Utiliza-se um espectro de resposta elástico para um coeficiente de amortecimento de 5%. O espectro utilizado neste método (figura 18) é apresentado no formato aceleração espetral por deslocamento espetral(ADRS);

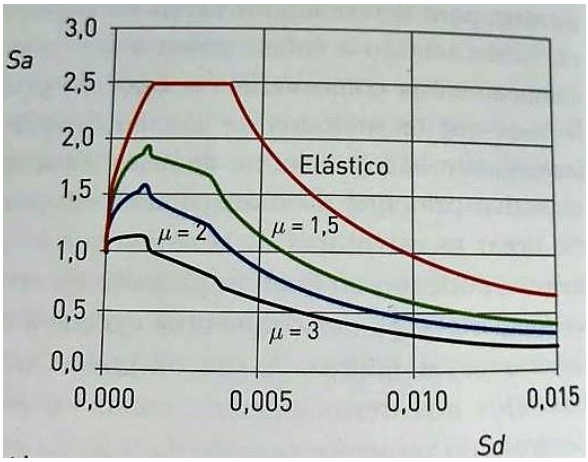


Figura 18 - Espetro de resposta elástico, adaptado de (Lopes, 2008)

$$S_{ae} = \frac{4\pi}{T^2} S_{de} \qquad (2.1)$$

S_{ae} e S_{de}, presentes na equação 2.1, representam a aceleração espetral elástica e o deslocamento espetral elástico, respetivamente.

- Definição da curva *pushover* (figura 19) que espelha as características da estrutura. Para a obtenção desta curva recorre-se a uma análise não linear, aplicando uma carga triangular lateral até atingir o estado limite desejado. É representada pelo valor do esforço transverso na base da estrutura (Corte Basal – V) em função do deslocamento de topo (Δ_{topo}). A distribuição de forças pode ser representada pela equação 2.2:

$$P_i = pm_i \Phi_i \qquad (2.2)$$

P_i representa a força lateral a aplicar no piso *i*, m_i a massa do piso *i*, e Φ_i componente *i* do modo de vibração.

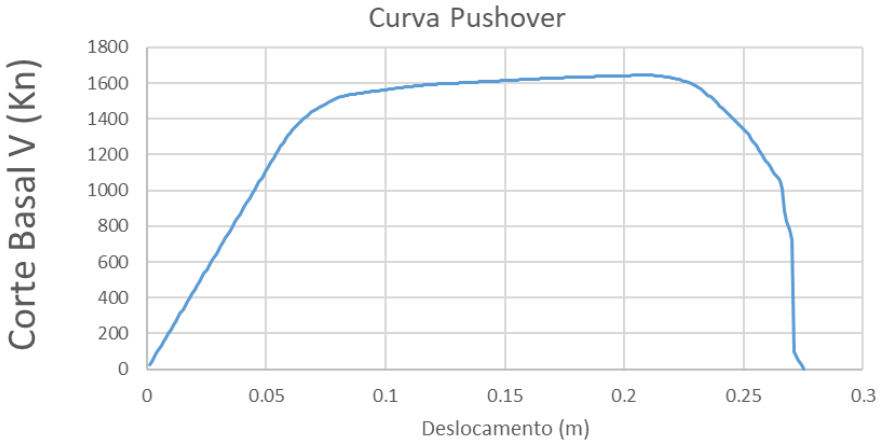


Figura 19 – Curva *Pushover*

- Transformação num sistema equivalente de 1 grau de liberdade (GL): No método N2 a transformação de um sistema com N graus de liberdade num sistema com 1 grau de liberdade é feita através do fator de participação modal Γ. Para isso é preciso obter a massa m^* correspondente a 1 grau de liberdade.

$$m^* = \Sigma m_i \, \Phi_i = \Sigma F_i \tag{2.3}$$

- Cálculo do Fator de participação modal (Γ)

$$\Gamma = \frac{m^*}{\sum m_i \Phi_i^2} \tag{2.4}$$

- Cálculo da força F^* e do deslocamento d^* do sistema de 1 GL:

$$F^* = \frac{V}{\Gamma} \tag{2.5}$$

$$d^* = \frac{\Delta_{topo}}{\Gamma} \tag{2.6}$$

- Após a transformação obtém-se a curva de capacidade para 1 GL onde o valor da aceleração espetral (Sa^*) é dado por:

$$S_a = \frac{F^*}{m^*} \tag{2.7}$$

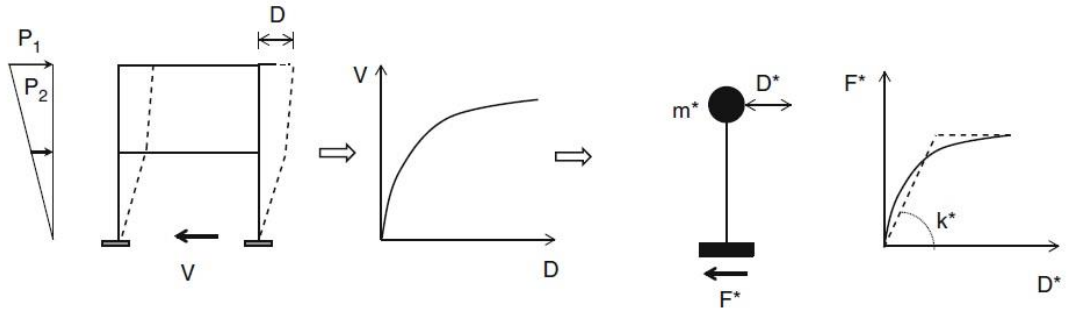


Figura 20 – Método N2 parcialmente esquematizado, adaptado de (Patelli et al., 2015)

Na figura 20 vemos a passagem da curva de capacidade de uma estrutura com N graus de liberdade para uma estrutura adimensional com 1 GL simulada por uma mola.

Todas estas análises ganham robustez quando comparados diversos movimentos sísmicos com modelos estruturais e métodos de análise diversos, pois diferentes combinações garantem que a exigência definida pelas nossas EDPs é excedida ou não. Ultimamente o bom senso do engenheiro tem um papel importante no dilema que muitas vezes representa a complexidade e tempo da análise (análise dinâmica não linear num modelo 3D para múltiplos sinais por exemplo) *versus* uma análise menos fidedigna, mas

mais rápida e simples. Com o avançar dos estudos e comparações poder-se-á afirmar com mais certeza até que ponto certas análises são confiáveis ou não.

2.11. ANÁLISE DINÂMICA NÃO LINEAR (IDA)

A Análise Dinâmica Não Linear (Incremental) (IDA) é a recomendada para fazer análises não lineares (Porter et al., 2015), é o equivalente a ter uma análise *pushover* dinâmica e tem sido recomendada pela *Federal Emergency Management Agency (FEMA)*, agência norte-americana responsável por gerir a resposta de emergências e crises. Este procedimento pode ser implementado a qualquer tipo de edifício para estimar a sua capacidade de resposta aos sismos. Envolve a escolha da histerese dos materiais, condição essencial para uma boa análise em regime plástico. Dependendo da complexidade dos materiais e do edifício este processo pode ser muito trabalhoso, demorado e de grande complexidade computacional (D'Ayala et al., 2014).

A análise produz uma distribuição de cada EDP condicionada pela intensidade de medição (*Intensity Measure* – IM) que são aumentados desde a elasticidade da estrutura até ao seu colapso. Estas IMs são acelerogramas escalados até ao nível necessário (por exemplo *Peak Ground Acceleration Target* – máxima aceleração de solo) que leve a estrutura a atingir os estados de dano pretendidos que traduzem uma dada consequência a partir do momento que atingem um certo valor de EDP como por exemplo o deslocamento máximo de topo. São recomendados pelo menos 18 sinais (acelerogramas) para garantir uma boa simulação de sismos de vários tipos (Porter et al., 2015).

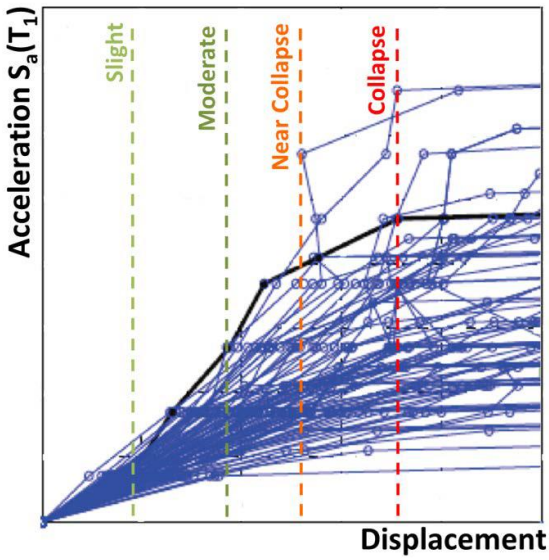


Figura 21 – Curvas de Análise dinâmica incremental (IDA) usando diversos movimentos do solo e com níveis de dano considerados ((D'Ayala et al., 2014)

Para sistemas com 1 Grau de Liberdade (*single degree of freedom system* – SDOF) a análise IDA permite obter os deslocamentos máximos de uma *massa* adimensional sujeita a uma história de aceleração ao longo do tempo (aceleração do solo / tempo) e assim se obtém para o SDOF modelado os deslocamentos máximos que a *mola* obteve para cada um dos sinais a que foi sujeita (V. Silva, Casotto, C., Rao, A., Villar, M., Crowley, H. and Vamvatsikos, D., 2015).

O que se obtém desta análise é uma matriz de probabilidade de dano face às EDPs consideradas e o deslocamento espetral do SDOF (Sd) por aceleração de base, ou seja, aceleração espetral (Sa). Através da transformação do deslocamento espetral em deslocamento real (demonstração mais à frente), por exemplo, consegue-se fazer uma comparação entre o sistema SDOF e MDOF. Nas figuras 21 e 22 observa-se as curvas IDA já com os estados de dano considerados sendo que na figura 22 a EDP usada, deslocamento relativo de topo, já se encontra claramente compatibilizada com uma medida de exigência mensurável por um sistema MDOF.

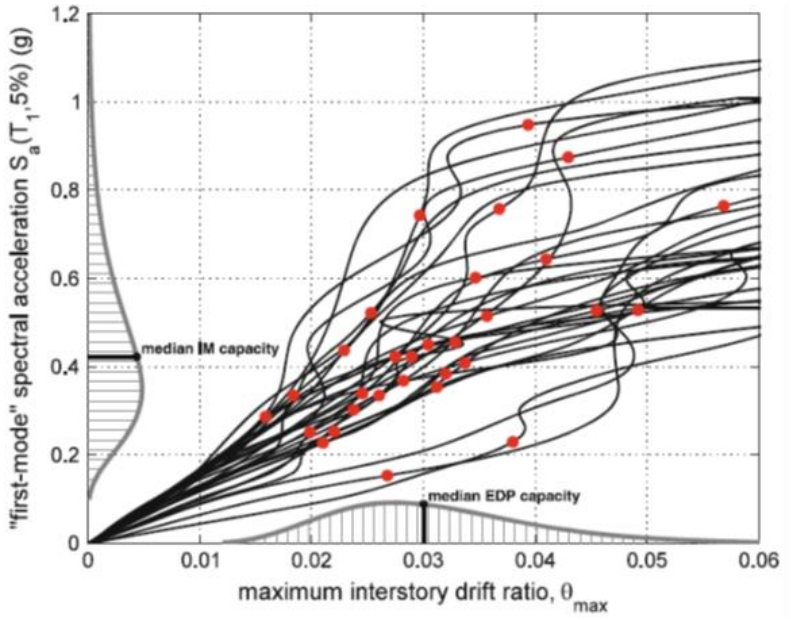


Figura 22 – Curvas IDA e pontos de estado limite de capacidade, observa-se também o valor da mediana da IM e da EDP (Vamvatsikos, 2013)

Usando esta matriz pode-se obter o modelo de fragilidade que como dito anteriormente é a probabilidade de um certo dano ser excedido para um conjunto de intensidades medidas. Exemplificando: a probabilidade do deslocamento de topo ser superior ao limite considerado para o qual a estrutura plastifica dado uma certa aceleração espectral (D'Ayala et al., 2014).

2.12. DECISÃO

Todo o estudo explanado anteriormente tem como objetivo final devolver à sociedade um modelo de consequência que permita a todos os *stakeholders* estarem cientes do custo que um sismo poderá ter.

Aspetos como o tipo de dano esperado, a despesa de reparação prevista ou o número de perdas de vida são difíceis de quantificar e são exemplos de vulnerabilidade que podem variar consoante a comunidade, área geográfica, entre outros.

Há, também, a dificuldade de conectar as curvas de fragilidade considerando os diversos EDPs ao dano total e custo das estruturas, fazer, portanto, a ponte entre as curvas de fragilidade e as de vulnerabilidade. Esta conexão complexa é um desafio para os engenheiros. A figura 23 apresenta dois gráficos. exemplificando como pode ser feita a conexão entre curvas de fragilidade e vulnerabilidade. Tomou-se um caso genérico da relação de probabilidade de excedência de uma dada EDP para vários valores de uma IM também genérica igual nos dois gráficos e daí extraiu-se o modelo consequência.

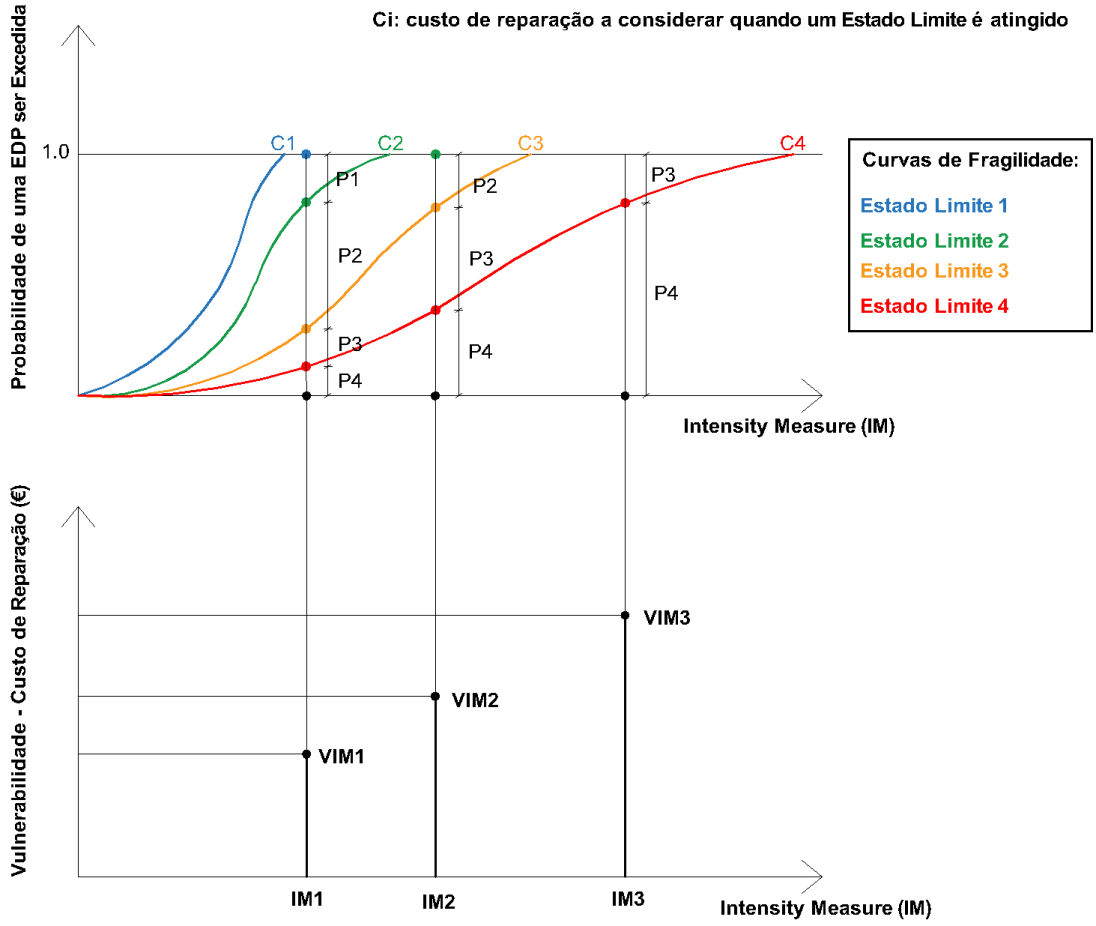


Figura 23 – Modelo-consequência – Para um certo estado limite tem-se um certo custo de reparação

Os valores de vulnerabilidade – custo de reparação (€), VIM, podem ser estimados fazendo um cálculo exemplificado abaixo:

VIM1(€) = (P1×C1)+ (P2×C2)+ (P3×C3)+ (P4×C4)

Esta expressão que pode ser entendida como o valor da vulnerabilidade para IM1 em euros, resulta da soma das probabilidades dos custos de reparação após os estados limites 1 a 4 serem atingidos.

Este exemplo genérico pretende mostrar como podem ser aplicadas as curvas de fragilidade a algo facilmente entendido pelo cidadão comum sem estudos na área da sísmica.

3
DESCRIÇÃO DA METODOLOGIA USADA E DESCRIÇÃO DOS MODELOS DAS ESTRUTURAS

3.1. INTRODUÇÃO

Para se atingir o objetivo proposto nesta tese foi efetuada uma comparação entre as análises mais complexas de simulação de fragilidade sísmica e as análises mais simples. Esta comparação só faz sentido se se analisarem os mesmos parâmetros que permitem atingir as mesmas curvas de fragilidade combinadas com o tipo de modelo estrutural simulado – três edifícios "iguais" com três, quatro e cinco pisos respetivamente e uma *mola* adimensional. Os parâmetros usados designam-se por Parâmetros de Exigência de Engenharia (*Engineering Demand Parameters – EDP*) e as análises feitas estão representadas visualmente na figura 24.

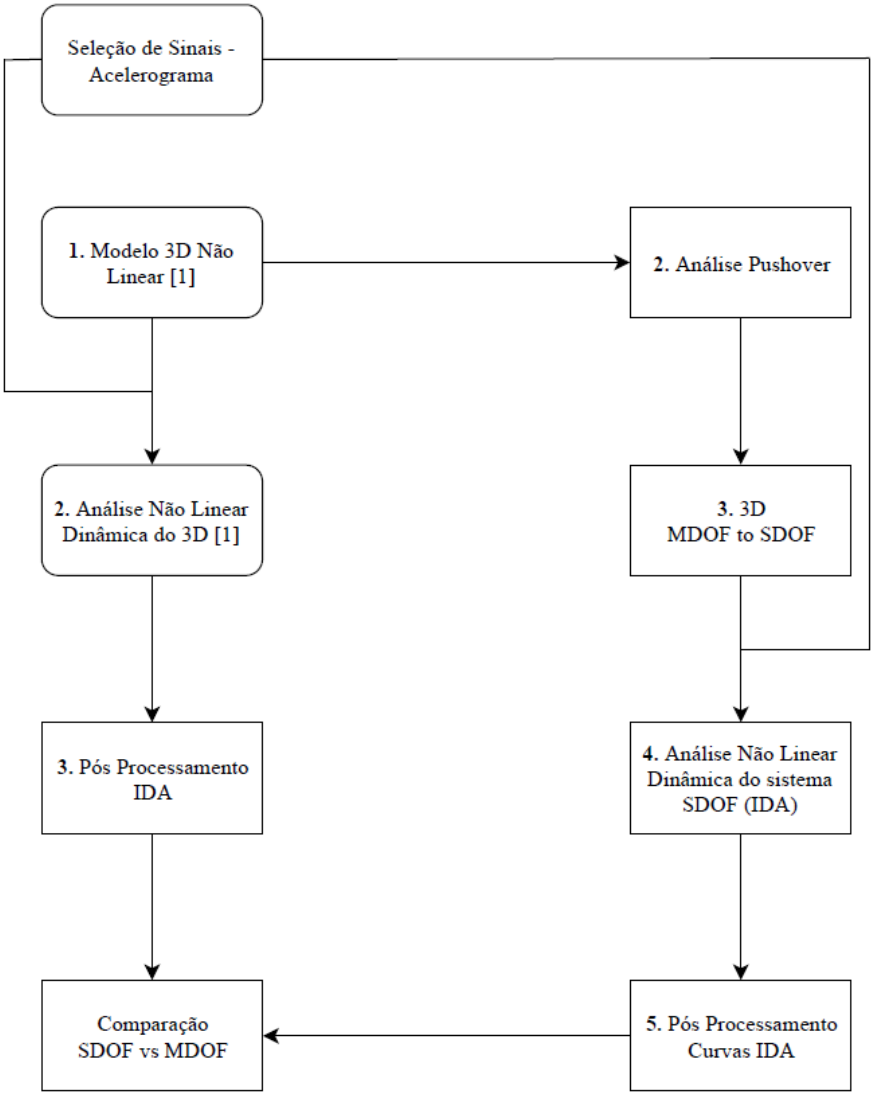


Figura 24 – Organograma com os passos seguidos para a obtenção do objetivo. As caixas arredondadas foram ferramentas e/ou análises usadas nesta dissertação mas que são resultado de trabalhos prévios. [1] refere-se ao estudo da autoria de (Skoulidou & Romão, 2019)

3.1.1. Seleção de Sinais e Representação dos Movimentos Sísmicos

A seleção de sinais usada neste trabalho foi a mesma usada no estudo base já existente que recorreu ao *software* SelEQ como ferramenta. Dois grupos de sinais foram selecionados tendo por base cenários sísmicos compatíveis com os espetros de resposta preconizados na norma NP-EN1998-1(1998-1_2009, 2009) para Lisboa, considerando um solo do tipo B.

Análise Dinâmica Incremental (IDA) foi usada para avaliar a resposta dos edifícios para valores crescentes do nível de intensidade do movimento do solo (IML). Cada edifício foi analisado até ao colapso, sabendo que esta análise seria definida por instabilidade numérica do modelo Não Linear. A IML correspondente ao critério de comportamento pretendido foi determinada usando o algoritmo *hunt and fill*. Foram usados no total 80 registos do movimento sísmico do solo em cada IDA mas selecionados apenas 40 sinais para sismos do Tipo 1 (sismos afastados do nosso alvo portanto o edifício em estudo) e 40 sinais para sismos do Tipo 2 (sismos distantes do nosso alvo) usando o *software* citado no paragrafo

anterior. Estes sinais correspondem à média geométrica do espetro de resposta tal como presente no anexo nacional do EC8 e foram sujeitos a controlo individual de qualidade. Os espetros de resposta do movimento circular do solo definidos para Lisboa considerando um período de retorno de 475 anos podem ser observados nas figuras 25 e 26.

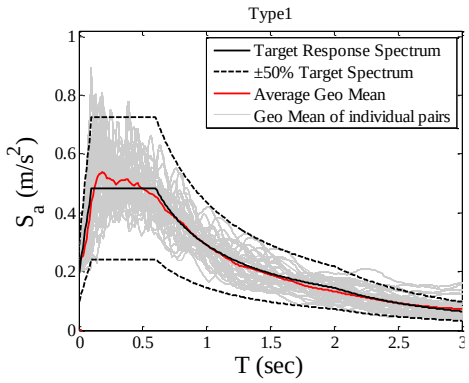


Figura 25 – Espetro de resposta para sismos tipo 1

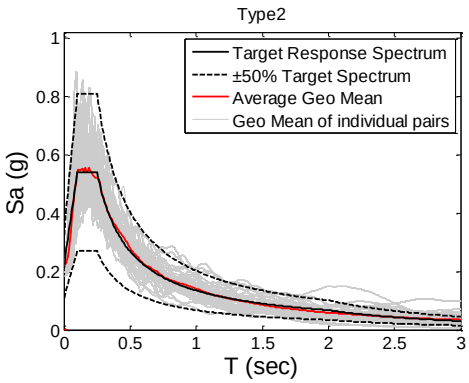


Figura 26 – espero de resposta para sismos tipo 2

Os registos selecionados são pares de sinais com um ângulo de incidência de 0º na direção X (figura 27) da estrutura aplicados a 0º e a 90º (nomeados X e Y). A medida de intensidade adotada no IDA já foi referida acima, a média da aceleração espetral (AvgSa) considerando os períodos T1xinf T(1yinf) computado usando a estrutura "porticada" com preenchimento (ver direção X e Y na figura 27), T1x,bare (T1y,bare) computado usando apenas os pórticos da estrutura. Desta forma os períodos correspondentes a diferentes alcances do comportamento da estrutura estão incluídos na definição de IM. Mais detalhes sobre o uso do AvgSa podem ser encontrados, por exemplo em (Kohrangi, Bazzurro, Vamvatsikos, & Spillatura, 2017). Os resultados do IDA foram pós-processados considerando como variáveis de decisão o máximo (de todos os elementos estruturais) de exigência de rotação em relação à proporcionalidade de capacidade obtida para cada espetro representativo do movimento do solo, para cada IML, e o valor expectável de perda por dano induzido pelo movimento do solo para cada caso e cada IML. A adoção de diferentes critérios tem como objetivo uma abordagem mais sensível em relação às condições para a estrutura atingir o estado limite já que compara resultados mais vastos porque usa verificações para o alcance das performances alvo (EDP) usando modelos correntes standard (implícitos) ou numa baseada na perda (explícitos ou empíricos). Depois do processamento do comportamento das estruturas baseadas nas EDP e no modelo de perda, curvas IDA, de todos os 80

movimentos sísmicos do solo foram computados assim como a distribuição dos níveis de AvgSa que levam ao alcance de determinado parâmetro comportamental.

3.2. OPENSEES E MODELO 3D

3.2.1. ABORDAGEM AO PROGRAMA *OPENSEES*

O objetivo de qualquer simulação é o desenvolvimento de um modelo capaz de produzir uma previsão credível do comportamento de uma estrutura (McKenna, Fenves, & Filippou, 2010). Com o objetivo de simular o comportamento de um edifício perante vários sismos que o levem ao colapso teve de se recorrer a um software de elementos finitos capaz de representar o comportamento plástico da estrutura, então recorreu-se ao *software Opensees*.

O *Opensees* foi usado como um interpretador da linguagem *TCL*, a qual foi usada para todas as análises no programa, e permitiu executar os seguintes comandos de elementos finitos (McKenna et al., 2010):

- Modelação – criar nós, elementos, cargas e condições fronteira (apoios);
- Analisar – foram usadas análises do tipo Dinâmica Não Linear e *Pushover*;
- *Output* de resultados – Especificar que variáveis se quer retirar das análises.

3.2.2. EDIFÍCIO ANALISADO

Três estruturas "porticadas" com paredes de enchimento em alvenaria de tijolo furado e dimensionadas apenas para forças gravíticas foram consideradas no presente estudo. Estas estruturas consistem em casos de estudo considerados em estudos anteriores (Skoulidou & Romão, 2019); (Pereira and Romão 2018). As estruturas têm 9m, 12m e 15m respetivamente e os edifícios estão implementados num solo do tipo B na cidade de Lisboa. A sua planta assim como pormenores construtivos estão expostos nas figuras 27,28, 29 e 30.

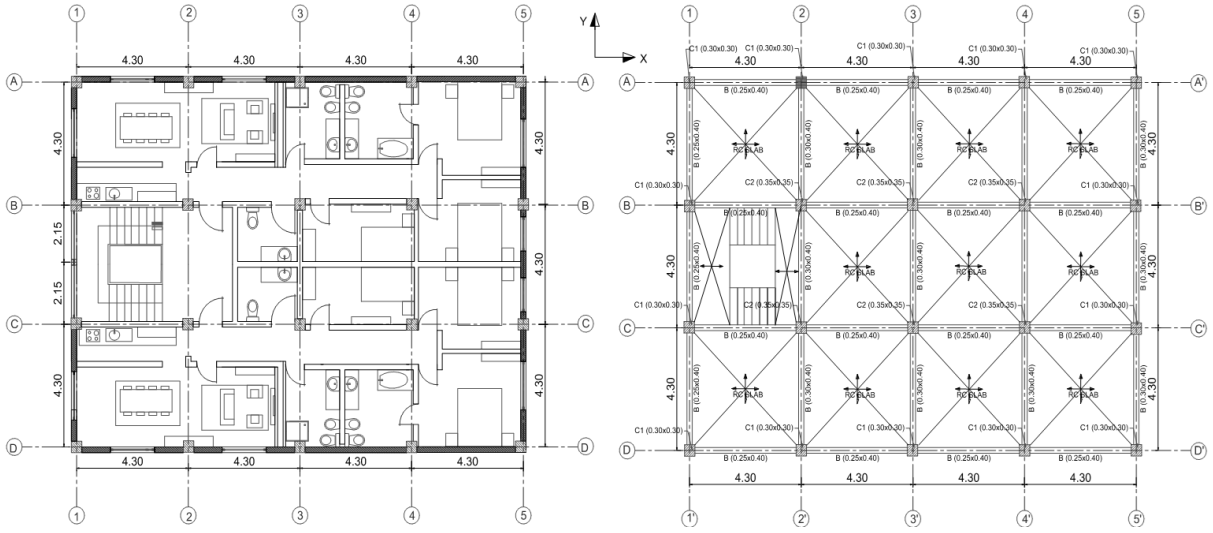


Figura 27 – Planta dos edificios com as direções X e Y

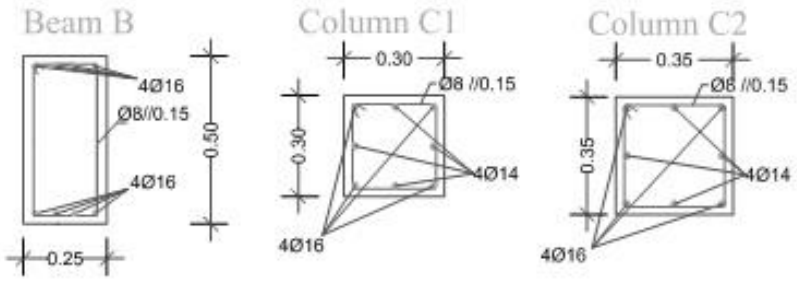


Figura 28 – Pormenores contrutivos (dimensões em m)

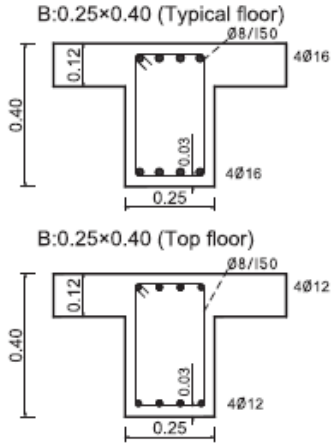


Figura 29- Pormenores construtivos (dimensões em m)

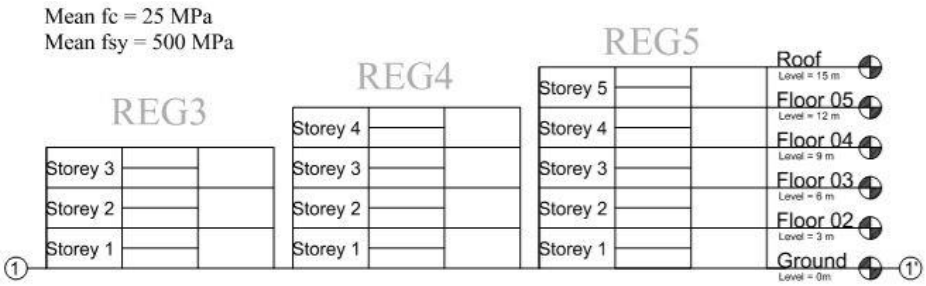


Figura 30 – Pormenor das cotas dos pisos

Os edifícios de betão armado (*Reinforced Concrete Moment Resisting Frame – RC-MRF*) consistem em estruturas regulares, em plano e altura, dimensionadas sem ter em conta os valores característicos de tensão regulamentares. Os três edifícios analisados têm paredes de enchimento em alvenaria de tijolo furado com espessura de 0.15m menos na caixa de escadas onde tem painéis de vidro. As escadas são compostas por lajes simplesmente apoiadas em vigas, descarregando a carga nas vigas ao nível do solo e nas vigas a meia altura localizadas em cada piso. Em relação às características do material foi adotado um betão com tensão de rotura à compressão (fc) de 25 MPa e um aço com tensão de cedência de 500 MPa. A força de compressão das paredes de alvenaria foi considerada 3,10 MPa. Considerou-se o peso próprio de todos os elementos horizontais e uma carga permanente de 4 KN/m^2 uniformemente distribuída em todas as lajes. Uma carga quase permanente de 3 KN/m^2 também foi adicionada a todas

as lajes exceto no telhado em que se aplicou 1Kn/m^2. As cargas permanente e quase permanente das lajes de escadas foram consideradas no carregamento das vigas de apoio. As colunas pequenas destas lajes aumentam a capacidade de resistência ao corte conferindo capacidade para suportar os movimentos do solo. Para o peso próprio das paredes de alvenaria definiu-se uma carga uniforme de 7 Kn/m aplicada nas lajes de apoio dos pórticos periféricos. Os períodos fundamentais dos edifícios analisados são 0,31 s, 0,25 s (REG3); 0,41 s, 0,31 s (REG4) e 0,52 s, 0,39 s (REG5). Para o edifício com a parede cheia. Quando o preenchimento da parede não foi considerado (considerando só os pórticos por exemplo) os períodos são 0,73 s, 0,72 s (REG3); 0,96 s e 0,93 s (REG4) e 1,18 s, 1,15 s (REG5).

3.2.3. Modelação Numérica do Sistema MDOF

Foi preciso entender minimamente como foi modelado no estudo prévio o sistema 3D não linear no *Opensees* para se perceber como seria feita a transformação dos edifícios num sistema simples de 1 grau de liberdade.

Os elementos viga e coluna foram modelados usando molas rotacionais não lineares no final de cada elemento (figura 31). A carga axial e a interação do momento entre duas direções ortogonais das secções transversais não foram consideradas com molas de flexão independente calibradas usando cargas axiais obtidas da análise forças gravíticas sendo atribuídas a cada direção.

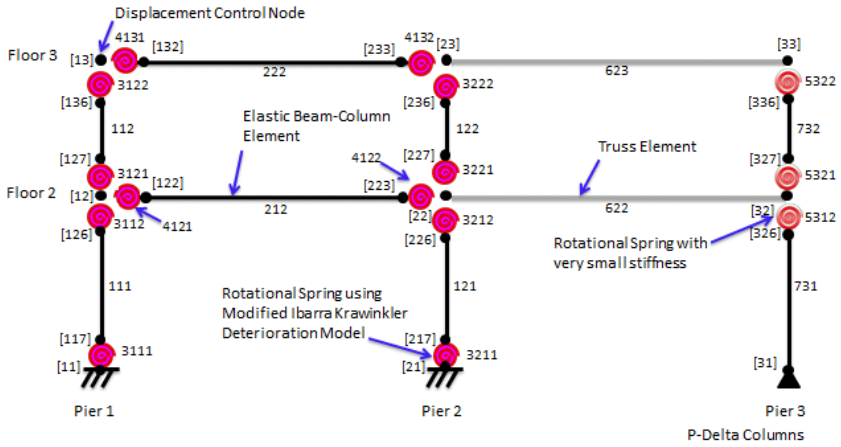


Figura 31 – Pórtico exemplificativo da modelação no *Opensees* (Laura Eads)

O comportamento do momento de cada mola foi definido usando uma curva trilinear como representado na figura 32 definida pelo momento de cedência aproximado (My) e a rotação de cedência (θy) proposta por (Fardis & Panagiotakos, 1997), a rotação limite (θc), correspondente ao momento de 1,14.My, e a rotação pós limite θpc seguindo o proposto por (Haselton, Liel, Taylor-Lange, & Deierlein, 2016). O amortecimento e a rigidez dos elementos estruturais foram ajustados baseados nas recomendações de (Zareian & Medina, 2010). As rótulas entre vigas e colunas foram assumidas como rígidas. Esta suposição foi feita pois corresponde à abordagem mais comumente considerada por analistas que aplicam os métodos correntes de avaliação de segurança ao risco sísmico.

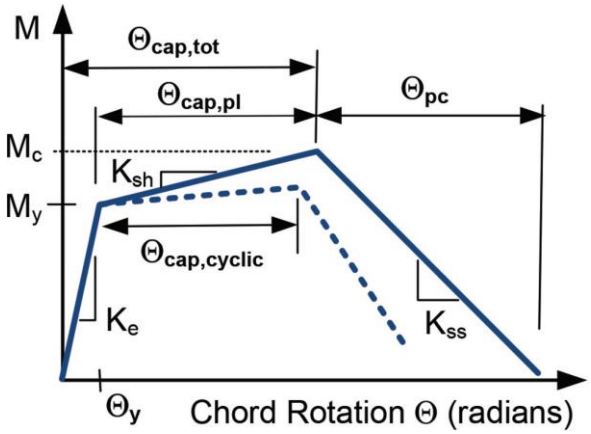


Figura 32 – Curva trilinear "ideal" do momento vs rotação, adaptado de (Haselton et al., 2016)

3.2.4. MODELAÇÃO E CÁLCULO DE UM PÓRTICO

Para melhor entendimento do funcionamento das estruturas referidas nos pontos 3.2.2 e 3.2.3 fez-se a modelação em *TCL* de um pórtico 2D para ser analisado através do *software Opensees*. Este procedimento teve o objetivo de introdução ao programa assim como do entendimento de como se iria processar a análise *Pushover*.

O pórtico 2D foi modelado com recurso a uma assemblagem de elementos lineares elásticos em série com elementos de mola. Estes elementos foram usados para avaliar, da forma convencionada, o comportamento não linear das barras em flexão através da representação das rótulas plásticas para uma modelação Momento-Rotação (M-θ).

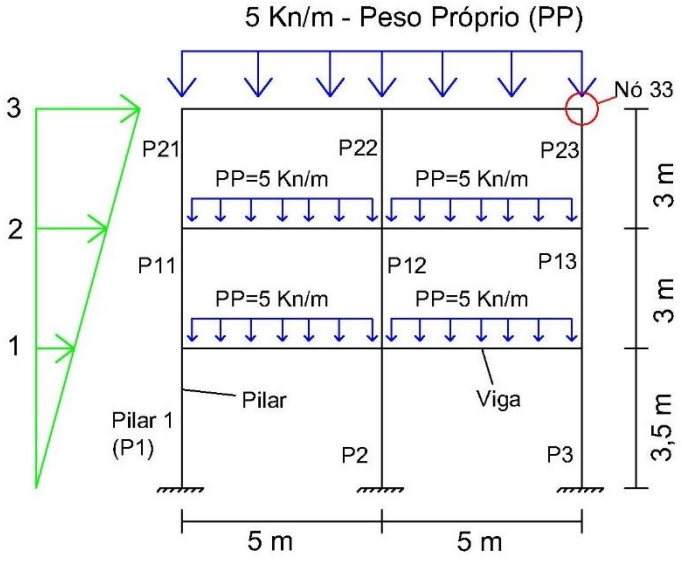


Figura 33 – Pórtico modelado para teste

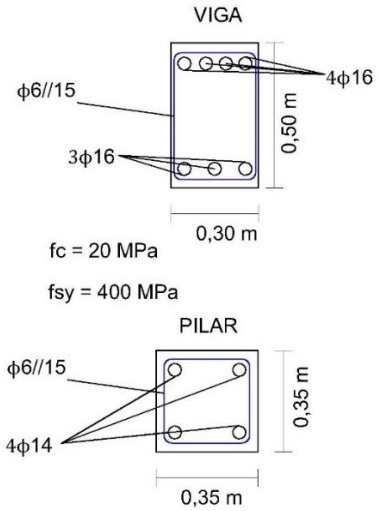


Figura 34 – Pormenores construtivos do pórtico modelado

Este teste acessório permitiu dar um conhecimento de como atua o momento em resposta à rotação na modelação no *Opensees* assim como funciona a transformação de um MDOF em SDOF. Nas tabelas 1 a 7 podem ver-se os valores obtidos para este pórtico-teste usando os métodos de cálculo providenciados pelo estudo base e que serviram de controlo, garantindo o entendimento do processo usado nesse estudo. No entanto salienta-se que se usou neste trabalho o modelo já existente pois já estava estabilizado, já tinha sido analisado e, portanto, podiam-se usar esses resultados com confiança.

Tabela 1 – My fardis (Kn/m) na direção X e rotação θy em radianos

Coluna	My fardis x	θy
1	28.20564699	0.020534
2	33.52468455	0.021108
3	28.20564699	0.020534
11	26.61930607	0.015568
12	30.1690297	0.015857
13	26.61930607	0.015568
21	24.96868569	0.015429
22	26.89199069	0.015591
23	24.96868569	0.015429

Tabela 2 – Momento máximo por coluna (Kn/m)

Coluna	Mmáx (1,14My)
1	32.15443757
2	38.21814039
3	32.15443757
11	30.34600893
12	34.39269385
13	30.34600893
21	28.46430169
22	30.65686939
23	28.46430169

Tabela 3 – Momento residual (Kn/m)

Coluna	Mresid (0,10 My)
1	2.820564699
2	3.352468455
3	2.820564699
11	2.661930607
12	3.01690297
13	2.661930607
21	2.496868569
22	2.689199069
23	2.496868569

Tabela 4 – Momento de cedência e rotações tal como ilustrado na figura 34

Pilar 1 e 3		
My	θ	
0	0	
28.20564699	0.020534	θy
32.15443757	0.145107	θcap
2.820564699	0.245107	θpc
2.820564699	1.225537	θult

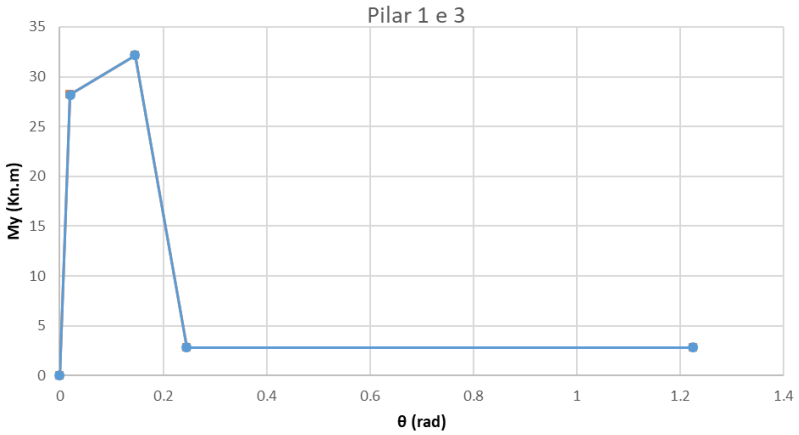


Figura 35 – Curva de carga para os pilares 1 e 3

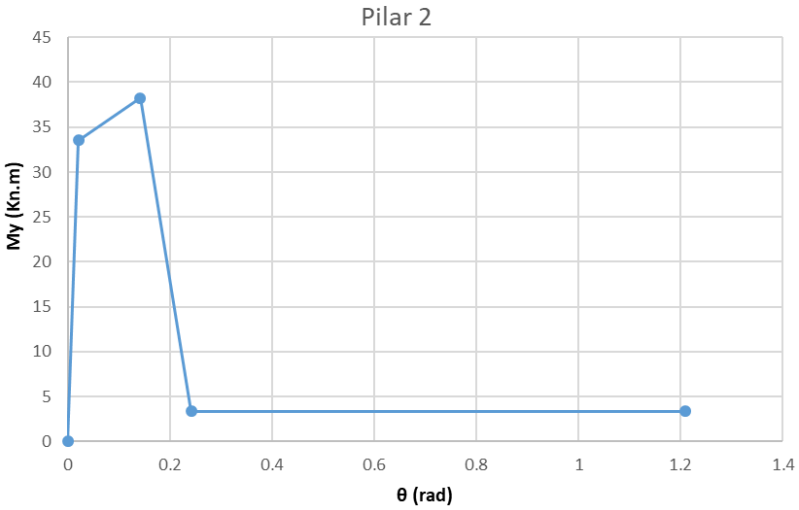


Figura 36 – Curva de Carga para o pilar 2

A figura 35 serve, a título de exemplo, para ilustrar o comportamento da rotação da estrutura em relação aos momentos aplicados para os pilares 1 e 3 e a figura 36 para o pilar 2.

Tabela 5 - Momento de cedência e rotações para os pilares 1 e 3, tal como ilustrado na figura 33

Pilar 1 e 3		
My	θ	
0	0	
28.20564699	0.020534	θy
32.15443757	0.145107	θcap
2.820564699	0.245107	θpc
2.820564699	1.225537	θult

Tabela 6 - Momento de cedência e rotações para o pilar 2, tal como ilustrado na figura 33

Pilar 2		
My	θ	
0	0	
33.52468455	0.021108	θy
38.21814039	0.14193	θcap
3.352468455	0.24193	θpc
3.352468455	1.209649	θult

Tabela 7 - Momento de cedência e rotações para os pilares 21 e 23, tal como ilustrado na figura 33

Pilar 21 e 23		
My	θ	
0	0	
24.96868569	0.015429	θy
28.46430169	0.142312	θcap
2.496868569	0.242312	θpc
2.496868569	1.211561	θult

De seguida calculou-se o Corte Basal e o deslocamento do Nó 33 pois este será o deslocamento de topo (droof) e obteve-se o gráfico da curva *pushover* MDOF (figura 37). Depois de obtida esta curva usou-

se (parcialmente) o método N2 tal como descrito no capítulo 2 e tiraram-se os resultados (tabela 8) que permitiram traçar a curva de capacidade F* d* ilustrada na figura 38.

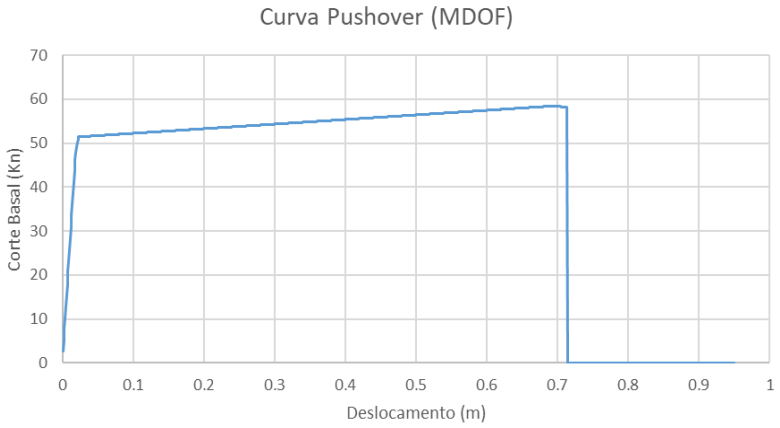


Figura 37 – Curva pushover do sistema MDOF

Tabela 8 – Resultados obtidos da transformação do sistema MDOF em SDOF pelo método N2

m*	Σmi.Φi^2	Γ
74.486153	64.19118	1.16038

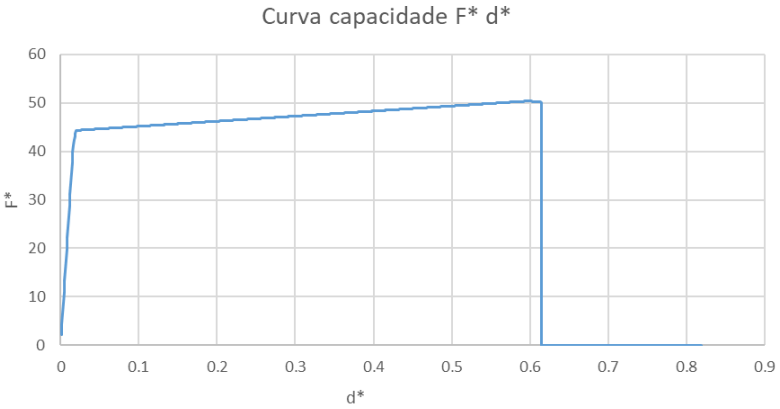


Figura 38 Curva de capacidade do sistema SDOF

3.3. ABORDAGEM À ESTRUTURA 3D

Neste ponto pretende-se dar uma breve explicação do método de análise usado no estudo base e que permitiu ter resultados para comparar o modelo numérico complexo num modelo simplificado desenvolvido ao longo deste trabalho.

No estudo anterior foi feita uma análise 3D Não Linear Dinâmica usando o sinal de aceleração espetral para analisar o comportamento da estrutura, sendo o foco essencial o deslocamento de topo (droof) pois permite-nos ter uma estimativa mais rigorosa dos danos sofridos pelo edifício. Na medida de intensidade

(IM) do espetro interessa mais para a comparação o AvgSa pois no caso de se querer fazer um portefólio é-se confrontados com muitas estruturas cada uma com o seu período fundamental. Assim por forma a fazer posteriores comparações com estruturas diferentes (se fosse só uma implicaria ter um período fundamental e portanto saberíamos a aceleração que provocaria ressonância logo deslocamento máximo) e sabendo que a estrutura tem um comportamento não linear que faz ter períodos diferentes dependendo do estado de carregamento convém ter uma média das acelerações e não uma aceleração para um só período. Além de que, dependendo dos sismos, podem-se ter espetros com acelerações de pico muito grandes que fariam a estrutura plastificar sem sofrer mais danos ou ter espetros com dois ou mais picos de acelerações que fariam que a estrutura, mesmo que aguentasse as solicitações dos primeiros períodos, colapsasse com os deslocamentos causados com as acelerações nos períodos seguintes. Portanto, pode-se ler o AvgSa como a média geométrica de acelerações que as estruturas sofrem para uma gama de períodos durante um sismo (do tipo 1 ou tipo 2).

3.3.1. TIPO DE ANÁLISE USADA NA ESTRUTURA 3D

Como já foi referido esta dissertação está assente num estudo base efetuado numa estrutura em 3D que envolveu meios computacionais complexos. A primeira análise feita nesse estudo, usando as ferramentas *Matlab* e *Opensees*, foi uma análise dinâmica não linear usando um espetro de sinais para cada tipo de sismos. O pós-processamento desta análise foi feito mais tarde e serviu já para comparar os resultados do sistema MDOF com o sistema SDOF.

Aproveitando então a modelação em *Opensees* já existente começou-se o processo de transformação do sistema MDOF num sistema SDOF para obter as curvas de capacidade.

O primeiro passo foi fazer uma análise estática não linear (*pushover*) na estrutura 3D. Na figura 39 pode observar-se que o procedimento é o mesmo do que foi usado no pórtico embora estejamos perante uma estrutura 3D (Na figura considerou-se o plano XZ).

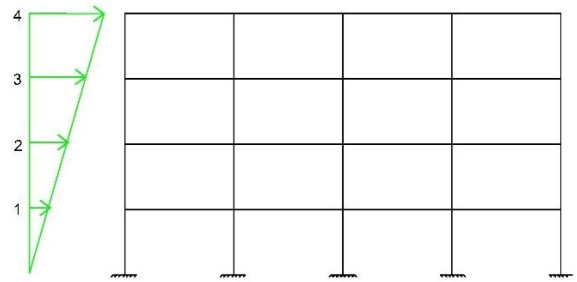


Figura 39 – Pórtico sujeito a força triangular invertida para aplicação de uma análise estática não linear

Para cada estrutura (modelada no *Opensees*) e direção, X e Y tal como presentes na figura 40 a) e b), foram retiradas no *software Matlab* as curvas *pushover* (figura 40 c) e d)), massa, períodos e vetores modais. Estes dados são essenciais para a transformação do sistema MDOF (tal como está presente neste ponto) num sistema SDOF (demonstrado no subcapítulo 3.4). Nos pontos abaixo (REG3 a REG5) estão os dados de cada estrutura 3D com paredes de alvenaria que irão ser usados mais tarde no método N2.

- REG3: Edifício com 3 Pisos e paredes de Alvenaria

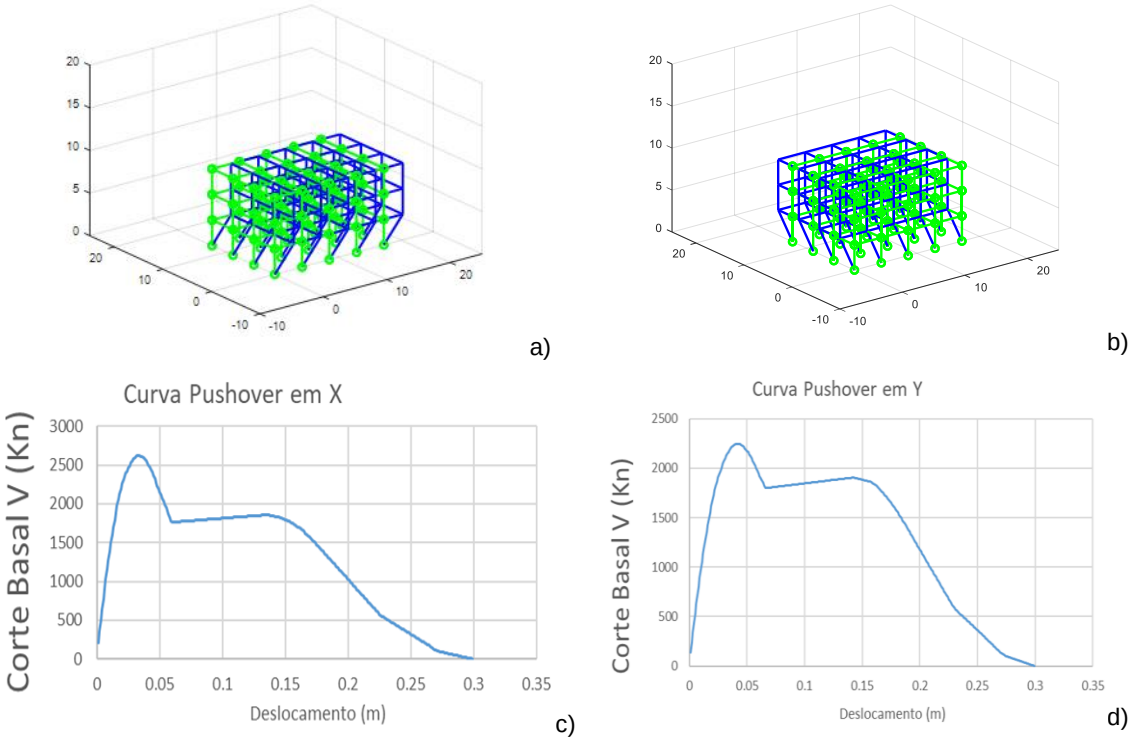


Figura 40 – Deformadas do edifício de 3 pisos na direção X (a) e Y (b) e curvas *pushover* na direção X (c) e Y (d)

Como os dados retirados irão ser usados para comparar com o sistema SDOF e apoiado no EC8 que refere o 1º modo de vibração como o mais dominante então este modo fundamental é o mais usado geralmente. Na direção X (tabela 9) apresenta-se o deslocamento segundo o 1º modo de vibração mas em Y (tabela 10) o deslocamento é retirado para o 2º modo de vibração. Esta discordância no modo de vibração espelha a diferença entre ter vetores próprios tirados num pórtico, plano XZ, ou numa estrutura tridimensional em que podemos ter modos de vibração diferentes conforme a direção em que se estiver a analisar a estrutura. Portanto pode ser o 2º modo de vibração da estrutura mas na prática é o 1º modo de vibração na direção Y.

Tabela 9 - Vetores próprios da solicitação na direção X

	Φ1 - X
Piso 1	-0.025639818
Piso 2	-0.044744976
Piso 3	-0.05153711

Tabela 10 - Vetores próprios da solicitação na direção Y

	Φ1 - Y
Piso 1	-0.022239639
Piso 2	-0.044962044
Piso 3	-0.053965108

Nas tabelas 11 e 12 apresenta-se o deslocamento máximo de topo do edifício de 3 pisos na direção X e Y respetivamente. Tais valores podem ser observados na figura 40 c) e d).

Tabela 11 – Delocamento máximo de topo em X

Deslocamento de Topo do Edíficio (droof) no Centro Gravítico da estrutura para solicitações na direção X plano (m)	
Ponto 1	0.000977774
Ponto 2	0.00197777
…	
Transição de V+ para V-	0.298978

Tabela 12 - Delocamento máximo de topo em Y

Deslocamento de Topo do Edíficio (droof) no Centro Gravítico da estrutura para solicitações na direção Y do plano (m)	
Ponto 1	0.000999256
Ponto 2	0.00199926
…	
Transição de V+ para V-	0.298999

- REG4: Edifício com 4 Pisos e paredes de Alvenaria

A figura 41 apresenta as deformadas do edifício de 4 pisos na direção X (a), Y (b) e as curvas *pushover* na direção X (c) e Y(d)

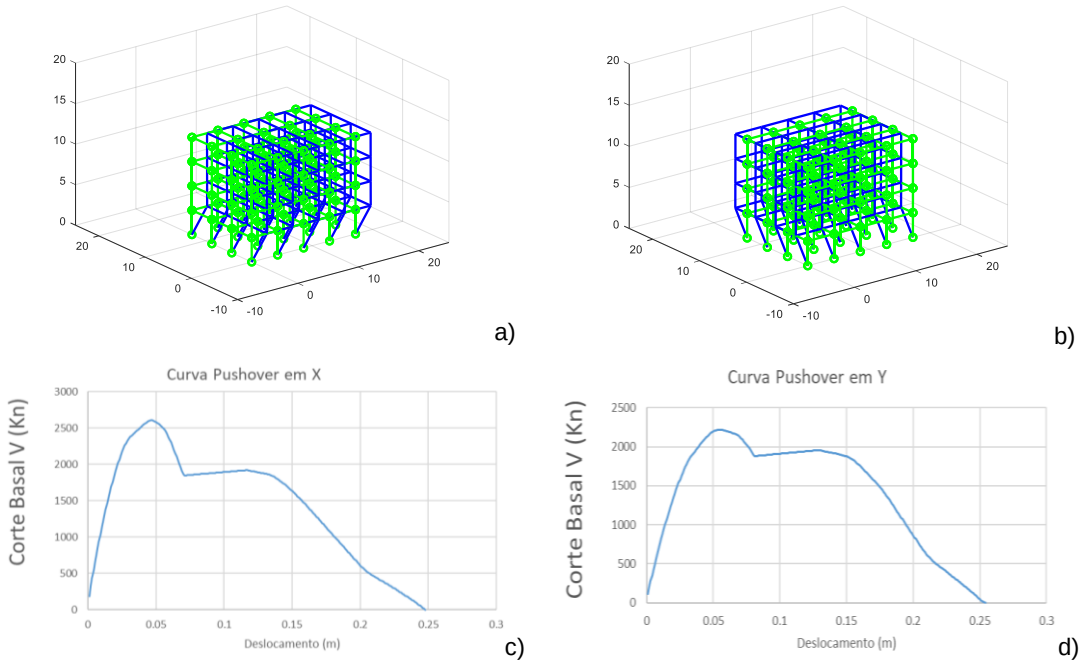


Figura 41 - Deformadas do edifício de 4 pisos na direção X (a) e Y (b) e curvas *pushover* na direção X (c) e Y (d)

As tabelas 13 e 14 apresentam os vetores próprios do 1º modo de vibração na direção X e Y

Tabela 13 - Vetores próprios da solicitação na direção X

Φ1 - X	
Piso 1	0.01640054
Piso 2	0.031807725
Piso 3	0.043263069
Piso 4	0.050167719

Tabela 14 - Vetores próprios da solicitação na direção Y

Φ1 - Y	
Piso 1	-0.015156056
Piso 2	-0.030763618
Piso 3	-0.043311434
Piso 4	-0.051570923

Nas tabelas 15 e 16 apresenta-se o deslocamento máximo de topo do edifício de 4 pisos na direção X e Y respetivamente. Tais valores podem ser observados na figura 41 c) e d).

Tabela 15 – Delocamento máximo de topo em X

Deslocamento de Topo do Edíficio (droof) no Centro Gravítico da estrutura para solicitações na direção X plano (m)	
Ponto 1	0.00103908
Ponto 2	0.00203908
…	
Transição de V+ para V-	0.248039

Tabela 16 - Delocamento máximo de topo em Y

Deslocamento de Topo do Edíficio (droof) no Centro Gravítico da estrutura para solicitações na direção Y do plano (m)	
Ponto 1	0.00100003
Ponto 2	0.00200003
…	
Transição de V+ para V-	0.254000

- REG5: Edifício com 5 Pisos e paredes de Alvenaria

A figura 42 apresenta as deformadas do edifício de 5 pisos na direção X (a), Y (b) e as curvas *pushover* na direção X (c) e Y(d)

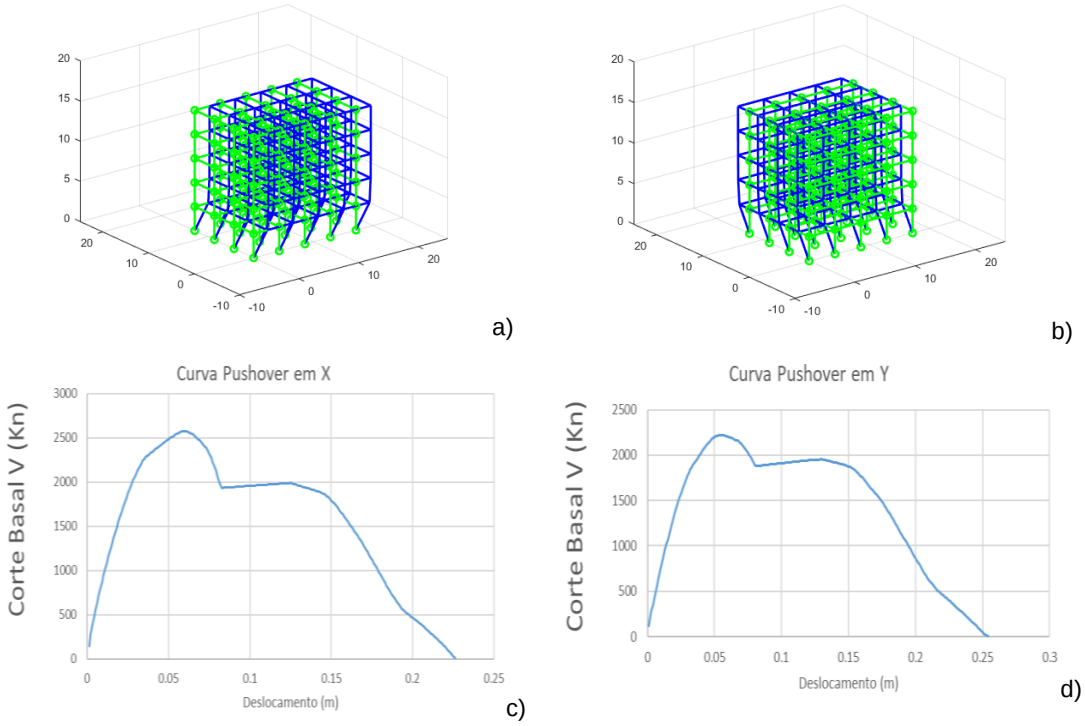


Figura 42 - Deformadas do edifício de 5 pisos na direção X (a) e Y (b) e curvas *pushover* na direção X (c) e Y (d)

As tabelas 17 e 18 apresentam os vetores próprios do 1º modo de vibração na direção X e Y

Tabela 17 - Vetores próprios da solicitação na direção X

Φ1 - X	
Piso 1	-0.011604836
Piso 2	-0.023186375
Piso 3	-0.033120024
Piso 4	-0.041828927
Piso 5	-0.04630065

Tabela 18 - Vetores próprios da solicitação na direção Y

Φ1 - Y	
Piso 1	-0.010638969
Piso 2	-0.022313694
Piso 3	-0.032953023
Piso 4	-0.041463341
Piso 5	-0.04727635

Nas tabelas 19 e 20 apresenta-se o deslocamento máximo de topo do edifício de 5 pisos na direção X e Y respetivamente. Tais valores podem ser observados na figura 42 c) e d)

Tabela 19 – Delocamento máximo de topo em X

Deslocamento de Topo do Edíficio (droof) no Centro Gravítico da estrutura para solicitações na direção X plano (m)	
Ponto 1	0.00109921
Ponto 2	0.00209921
…	
Transição de V+ para V-	0.226599

Tabela 20 - Delocamento máximo de topo em Y

Deslocamento de Topo do Edíficio (droof) no Centro Gravítico da estrutura para solicitações na direção Y do plano (m)	
Ponto 1	0.00100003
Ponto 2	0.00200003
…	
Transição de V+ para V-	0.289000

Pode observar-se que na direção X o corte basal (V) é superior ao V na direção Y e pelas imagens das deformadas, tal como tinha sido indicado anteriormente, o edifício está apenas dimensionado para resistir a cargas gravíticas. Ou seja, não cumpre a condição do EC 8, também conhecida como viga fraca-pilar forte: A soma de cálculo dos momentos resistentes dos pilares ligados aos nós ter de ser igual ou superior a 1,3 vezes a soma dos valores de cálculo dos momentos resistentes das vigas ligadas aos nós.

Pelas curvas *pushover* consegue perceber-se a passagem das estruturas por certos momentos cruciais como a perda de contribuição das paredes para a resistência do edifício ou o colapso da estrutura. Mais à frente esta análise irá ser feita com retas tangentes a cada ponto que se considerou importante na relação corte basal – deslocamento.

3.4. PASSAGEM DE UM SISTEMA DE MÚLTIPLOS GRAUS DE LIBERDADE (MDOF) PARA UM SISTEMA DE 1 GRAU DE LIBERDADE (SDOF)

Com os dados obtidos no ponto 3.3 da análise *pushover* nos edifícios 3D ir-se-á agora demonstrar como foi feita a transformação de um sistema numérico complexo em dois sistemas numéricos simples independentes para a direção X e para a direção Y; estes sistemas numéricos simples são adimensionais e só têm massa e rigidez. A rigidez do SDOF será evolutiva e não linear pois o comportamento das estruturas também não é linear. Utilizar-se-á a transformação de MDOF em SDOF tal como no método N2 proposto por *Fajfar* (Fajfar, 2000) e descrito parcialmente no capítulo 2.

Cruzar-se-á depois a informação das curvas *pushover* com o método N2 como ilustrado na figura 43 para obter estados de dano ao retirar curvas de capacidade no formato de Espetro de Resposta Aceleração-Deformação (ADRS).

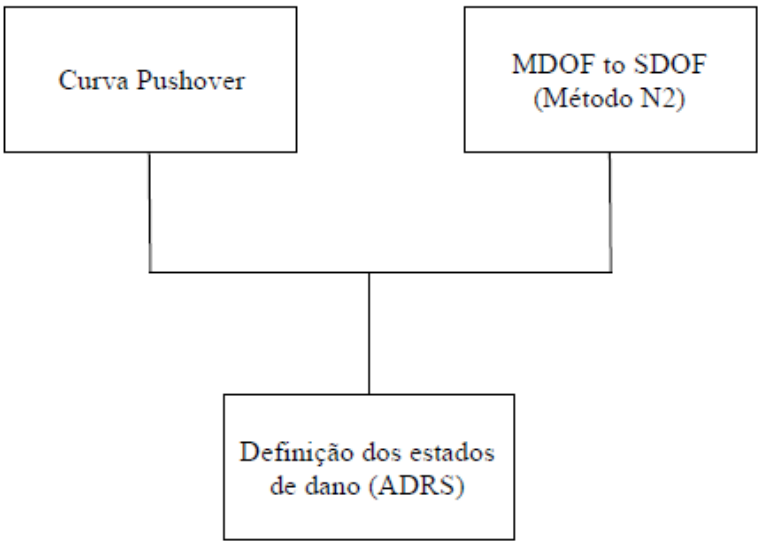


Figura 43 – esquema explicativo de como obter os estados de dano no formato ADRS

Nos pontos seguintes mostrar-se-ão os resultados obtidos nas diversas variáveis usadas para chegar à curva de capacidade do sistema simples (SDOF). Usou-se parte do método N2 tal como explicado no capítulo 2 assim como as equações lá descritas e discriminadas para o caso do edifício de 3 pisos – Direção X. Nos restantes casos apenas se apresentará a curva de capacidade e as tabelas com os dados e resultados para cada piso e direção.

- Passagem de MDOF para SDOF – Edifício de 3 Pisos (Direção X)

  1. Normalização do vetor próprio da estrutura para o valor de 1 de deslocamento de topo (tabela 21). Assim sabe-se a percentagem de *drift* de cada piso em relação ao mais que sofreu maior deslocamento (droof).

Tabela 21 – Vetor proprio da estrutura normalizado

	Φ1 (normalizado)
Piso 1	0.497502049
Piso 2	0.868208873
Piso 3	1

  2. Resultados intermédios para retirada da Massa equivalente de um sistema de 1 grau de liberdade (GL) (tabela 22).

Tabela 22 – Resultados intermédios

Massa dos pisos (Kg)		mΦ1(norm)	Φ1^2
Piso 1	206.04	102.5053222	0.247508289
Piso 2	206.04	178.8857561	0.753786647
Piso 3	116.32	116.32	1

3. Cálculo da massa equivalente (*m**) do SDOF e do fator de participação modal (Γ) (tabela 23).

Tabela 23 – Resultados da massa equivalente m*, somatório da multiplicação das massas pelo modo de vibração por piso (Σmi.Φi^2) e fator de participação modal (Γ)

m*	Σmi.Φi^2	Γ
397.7111	322.6268	1.232728

4. Cálculo do deslocamento do sistema de 1 GL (d^*) e da Força equivalente do sistema de 1 GL (F^*):

$$d^* = \frac{dn}{\Gamma} \quad (3.1)$$

dn representa o deslocamento do último piso.

$$F^* = \frac{Fb}{\Gamma} \quad 3.2$$

Fb representa a força de corte basal com 3 GL

5. Retirada do deslocamento espetral (d^*) e da aceleração espetral (Sa)

$$Sd = d^* \quad 3.3$$

$$Sa = \frac{F^*}{m^*} \quad 3.4$$

6. Apresentação da curva de capacidade (figura 44) do sistema SDOF (Sa por Sd)

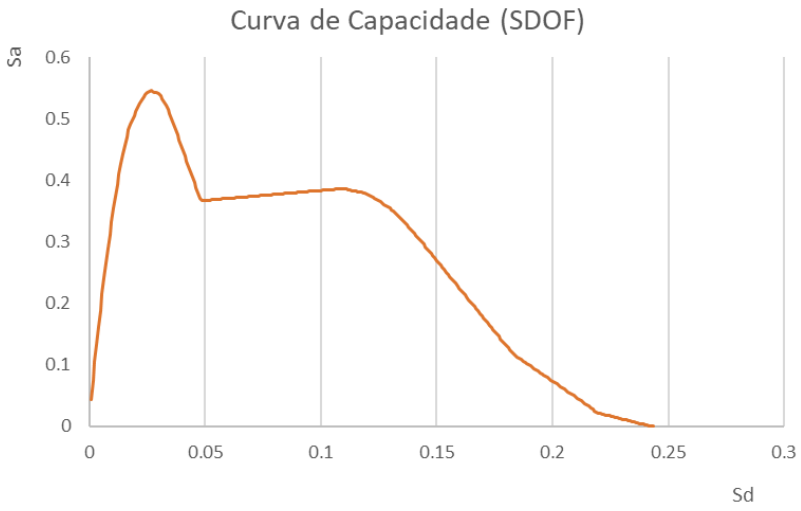


Figura 44 – Curva de Capacidade do SDOF

- Passagem de MDOF para SDOF – Edifício de 3 Pisos (Direção Y)

1. Normalização do vetor próprio da estrutura para o valor de 1 de deslocamento de topo (tabela 24).

Tabela 24 - Vetor proprio da estrutura normalizado

	Φ1 (normalizado)
Piso 1	0.412111454
Piso 2	0.833168795
Piso 3	1

2. Resultados intermédios para retirada da Massa equivalente de um sistema de 1 grau de liberdade (GL) (Tabela 25)

Tabela 25 - Resultados intermédios

Massa dos pisos (Kg)		mΦ1(norm)	Φ1^2
Piso 1	206.04	84.91144389	0.169836
Piso 2	206.04	171.6660985	0.69417
Piso 3	116.32	116.32	1

3. Cálculo da massa equivalente (m^*) do SDOF e do fator de participação modal (Γ) (tabela 26).

Tabela 26 - Resultados da massa equivalente (m*), somatório da multiplicação das massas pelo modo de vibração por piso (Σmi.Φi^2) e fator de participação modal (Γ)

m*	Σmi.Φi^2	Γ
372.8975	294.3398149	1.266895

4. Após efetuar os mesmos cálculos do ponto 4 e 5 do edifício de 3 pisos, direção X obtém-se a curva de capacidade (figura 45) do sistema SDOF para o edifício de 3 pisos direção Y

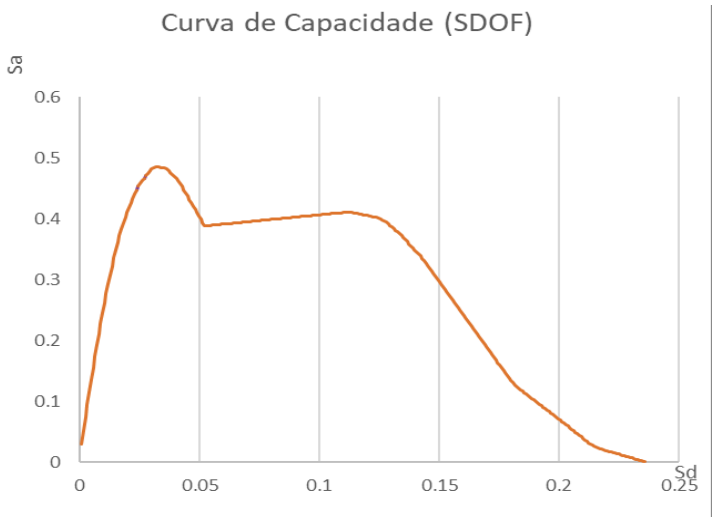


Figura 45 - Curva de Capacidade do SDOF

- Passagem de MDOF para SDOF – Edifício de 4 Pisos (Direção X)

1. Normalização do vetor próprio da estrutura para o valor de 1 de deslocamento de topo (tabela 27).

Tabela 27 - Vetor proprio da estrutura normalizado

	Φ1 (normalizado)
Piso 1	0.326914197
Piso 2	0.634027719
Piso 3	0.862368662
Piso 4	1

2. Resultados intermédios para retirada da Massa equivalente de um sistema de 1 grau de liberdade (GL) (Tabela 28)

Tabela 28 - Resultados intermédios

Massa dos pisos (Kg)		m.Φ1(norm)	Φ1^2
Piso 1	206.04	67.35740118	0.106873
Piso 2	206.04	130.6350712	0.401991
Piso 3	206.04	177.6824392	0.74368
Piso 4	116.62	116.62	1

3. Cálculo da massa equivalente (*m**) do SDOF e do fator de participação modal (Γ) (tabela 29).

Tabela 29 - Resultados da massa equivalente (m*), somatório da multiplicação das massas pelo modo de vibração por piso (Σmi.Φi^2) e fator de participação modal (Γ)

m*	Σmi.Φi^2	Γ
492.2949	374.6941143	1.313858

4. Após efetuar os mesmos cálculos do ponto 4 e 5 do edifício de 3 pisos, direção X obtém-se a curva de capacidade (figura 46) do sistema SDOF para o edifício de 4 pisos direção X

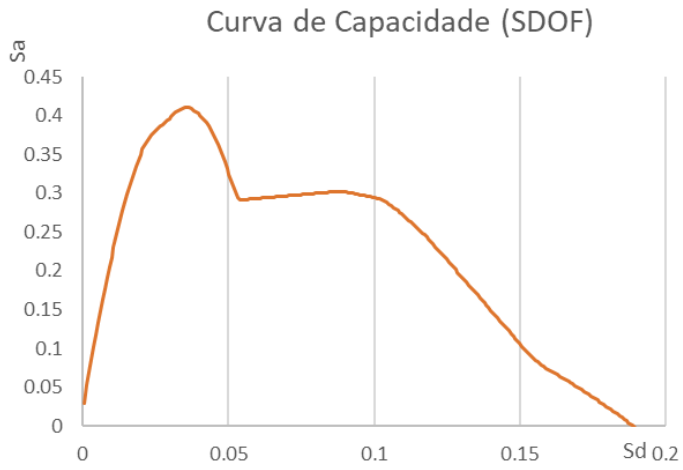


Figura 46 - Curva de Capacidade do SDOF

- Passagem de MDOF para SDOF – Edifício de 4 Pisos (Direção Y)

1. Normalização do vetor próprio da estrutura para o valor de 1 de deslocamento de topo (tabela 30).

Tabela 30 - Vetor proprio da estrutura normalizado

Φ1 (normalizado)	
Piso 1	0.293887619
Piso 2	0.596530302
Piso 3	0.839842141
Piso 4	1

2. Resultados intermédios para retirada da Massa equivalente de um sistema de 1 grau de liberdade (GL) (Tabela 31)

Tabela 31 - Resultados intermédios

Massa dos pisos (Kg)		m.Φ1(norm)	Φ1^2
Piso 1	206.04	60.55260496	0.086369932
Piso 2	206.04	122.9091033	0.355848401
Piso 3	206.04	173.0410748	0.705334822
Piso 4	116.62	116.62	1

3. Cálculo da massa equivalente (*m**) do SDOF e do fator de participação modal (Γ) (tabela 32).

Tabela 32 - Resultados da massa equivalente (m*), somatório da multiplicação das massas pelo modo de vibração por piso (Σmi.Φi^2) e fator de participação modal (Γ)

m*	Σmi.Φi^2	Γ
473.1228	353.0618522	1.340056

4. Após efetuar os mesmos cálculos do ponto 4 e 5 do edifício de 3 pisos, direção X obtém-se a curva de capacidade (figura 47) do sistema SDOF para o edifício de 4 pisos direção Y

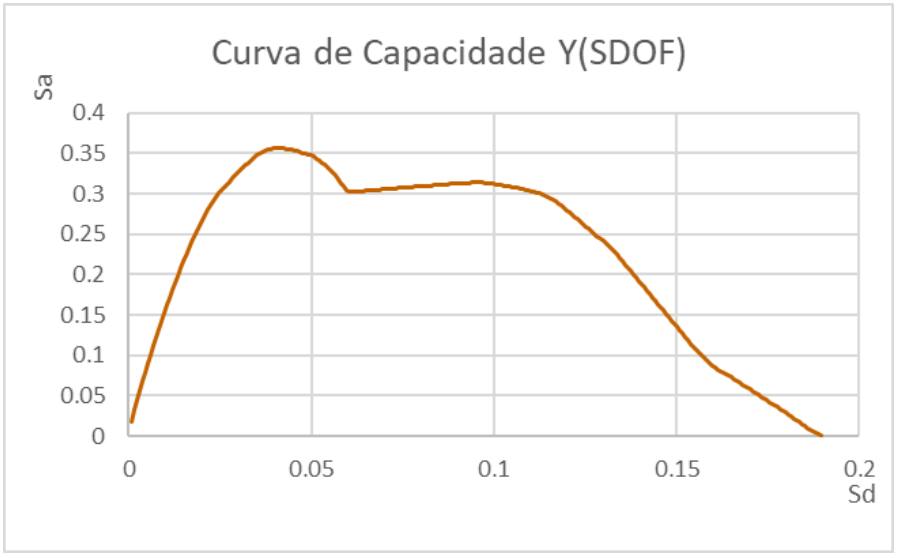


Figura 47 - Curva de Capacidade do SDOF

- Passagem de MDOF para SDOF – Edifício de 5 Pisos (Direção X)

1. Normalização do vetor próprio da estrutura para o valor de 1 de deslocamento de topo (tabela 33).

Tabela 33 - Vetor proprio da estrutura normalizado

	Φ1 (normalizado)
Piso 1	0.25064088
Piso 2	0.500778604
Piso 3	0.715325241
Piso 4	0.903419868
Piso 5	1

2. Resultados intermédios para retirada da Massa equivalente de um sistema de 1 grau de liberdade (GL) (Tabela 34)

Tabela 34 - Resultados intermédios

Massa dos pisos (Kg)		m.Φ1(norm)	Φ1^2
Piso 1	206.04	51.64204689	0.0628209
Piso 2	206.04	103.1804235	0.2507792
Piso 3	206.04	147.3856127	0.5116902
Piso 4	206.04	186.1406296	0.8161675
Piso 5	116.62	116.62	1

3. Cálculo da massa equivalente (*m**) do SDOF e do fator de participação modal (Γ) (tabela 35).

Tabela 35 - Resultados da massa equivalente (m*), somatório da multiplicação das massas pelo modo de vibração por piso (Σmi.Φi^2) e fator de participação modal (Γ)

m*	Σmi.Φi^2	Γ
604.9687127	454.8259	1.330110375

4. Após efetuar os mesmos cálculos do ponto 4 e 5 do edifício de 3 pisos, direção X obtém-se a curva de capacidade (figura 48) do sistema SDOF para o edifício de 5 pisos direção X

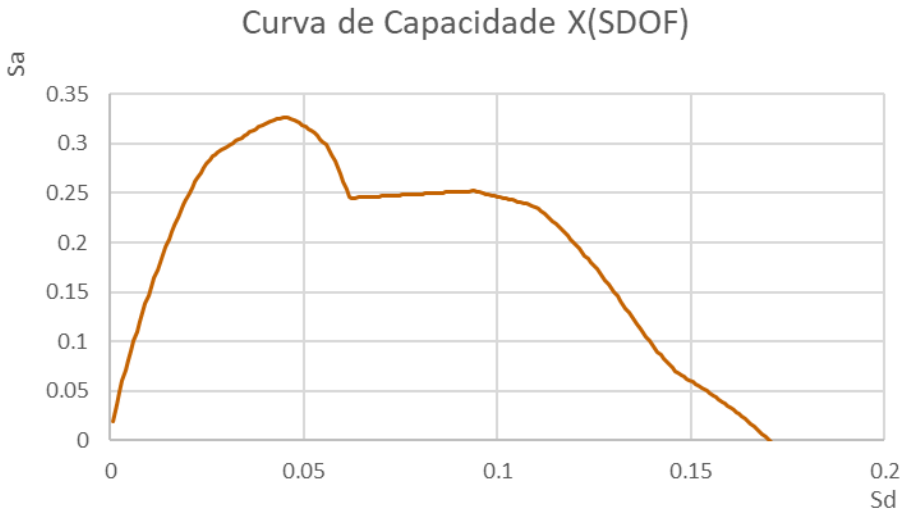


Figura 48 - Curva de Capacidade do SDOF

- Passagem de MDOF para SDOF – Edifício de 5 Pisos (Direção Y)

1. Normalização do vetor próprio da estrutura para o valor de 1 de deslocamento de topo (tabela 36).

Tabela 36 - Vetor proprio da estrutura normalizado

Φ1 (normalizado)	
Piso 1	0.225037878
Piso 2	0.47198428
Piso 3	0.697029763
Piso 4	0.877041916
Piso 5	1

2. Resultados intermédios para retirada da Massa equivalente de um sistema de 1 grau de liberdade (GL) (Tabela 37)

Tabela 37 - Resultados intermédios

Massa dos pisos (Kg)		m.Φ1(norm)	Φ1^2
Piso 1	206.04	46.36680437	46.366804
Piso 2	206.04	97.24764103	97.247641
Piso 3	206.04	143.6160123	143.61601
Piso 4	206.04	180.7057164	180.70572
Piso 5	116.62	116.62	116.62

3. Cálculo da massa equivalente (*m**) do SDOF e do fator de participação modal (Γ) (tabela 38).

Tabela 38 - Resultados da massa equivalente (m*), somatório da multiplicação das massas pelo modo de vibração por piso (Σmi.Φi^2) e fator de participação modal (Γ)

m*	Σmi.Φi^2	Γ
584.5561741	431.54477	1.354566705

4. Após efetuar os mesmos cálculos do ponto 4 e 5 do edifício de 3 pisos, direção X obtém-se a curva de capacidade (figura 49) do sistema SDOF para o edifício de 5 pisos direção Y

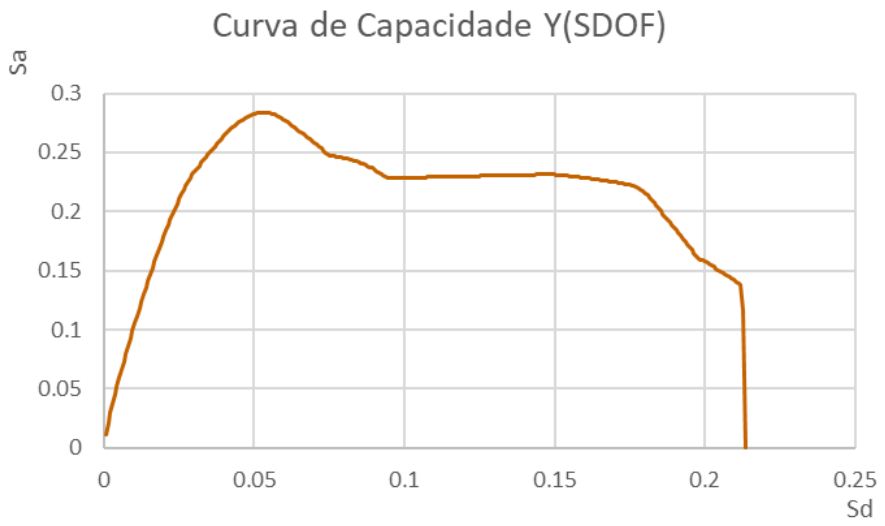


Figura 49 - Curva de Capacidade do SDOF

3.5. Estados de Dano no formato ADRS

3.5.1. Abordagem ao formato ADRS

As propriedades do sistema SDOF formulado no formato de Espetro de Resposta Aceleração-Deformação (ADRS) (no caso deste trabalho deslocamento espetral vs aceleração espetral) são baseados nos resultados das análises *pushovers* modais e não lineares efetuadas numa estrutura com múltiplos graus de liberdade (MDOF) tal como feito em **3.4**. Entre estes resultados o deslocamento de topo (droof) do sistema MDOF e o modo de participação modal (Γ) são usados para estabelecer um deslocamento espetral (Sd) e uma aceleração espetral (Sa) no formato ADRS:

$$S_d = \frac{D_{roof}}{\Gamma} \quad (3.5)$$

$$S_a = S_d \left(\frac{2\pi}{\mathrm{T}}\right)^2 \quad (3.6)$$

O comportamento do sistema SDOF no formato ADRS é, então, representado por curvas de capacidade que podem ter múltiplas configurações como é demonstrado na figura 50. As curvas de capacidade mais simples consideram um modelo bilinear definido como a função do período de cedência (Ty), o deslocamento de cedência (Sdy), o deslocamento último (Sdu) e as correspondentes acelerações espetrais, Say e Sau. Curvas de capacidade com três ou quatros ramos podem ser adotadas dependendo da classe do edifício. Estas curvas podem incluir a capacidade residual (Sar) depois da deformação Sdr ser observada e/ou estender a resposta até uma deformação final (Sdf), representando a total mobilização da capacidade estrutura como ilustrado nas figuras 44 a 49. Nalguns casos, como neste trabalho, o ramo inicial pode também ser representado por duas inclinações onde a primeira é proporcional ao período elástico (T1) e a segunda proporcional ao período de cedência (Ty). Nestes casos o valor de Ty é o dobro de T1 (adaptado de Silva et al., 2014).

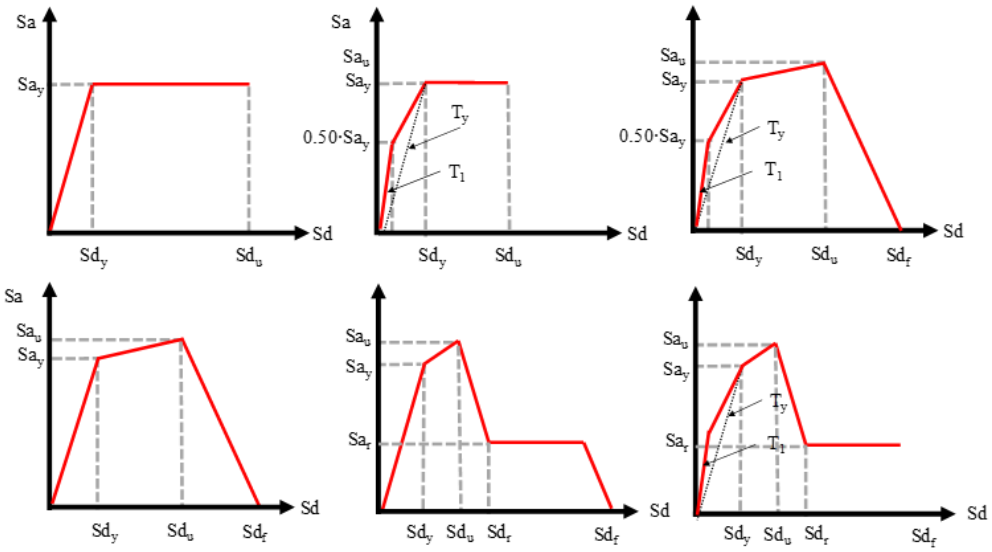


Figura 50- Vários formatos das curvas de capacidade no formato ADRS

Cálculos usados para obter os Sa's e Ty:

$$S_{ay} = S_{dy}\left(\frac{2\pi}{\mathrm{Ty}}\right)^2 \quad (3.7)$$

$$S_{a0.5y} = 0.50 * S_{ay} \quad (3.8)$$

$$S_{a0.5y} / \left(\frac{2\pi}{T_{\mathrm{y},0.50}}\right)^2 = S_{dy0.50} \quad (3.9)$$

$$T_{\mathrm{y},0.50} = 2 * T_{\mathrm{y}} \quad (3.10)$$

Para este estudo usou-se o esquema de curvas de capacidade como ilustrado no gráfico de baixo da direita da figura 50. Os estados de dano podem ser entendidos da seguinte forma:

- Say/Sdy: Alguns elementos da estrutura ficam plastificados, há fendilhação. Paredes atingem o limite da sua deformação elástica. Formam-se primeiras rótulas plásticas;
- Sau/Sdu: Paredes atingem pico da contribuição e a partir daqui entram em degradação;
- Sar/Sdr: Paredes deixam de contribuir mas vigas e pilares ainda têm ductilidade e resistência;
- Sdf: Forma-se mecanismo de colapso porque as vigas e pilares já esgotaram a sua ductilidade e resistência. Deixam de se formar rótulas plásticas.

Para se perceber a diferença entra uma estrutura com paredes de alvenaria e outra só "porticada", na figura 51 apresentam-se as curvas de capacidade do edifício de 3 pisos na direção X sem paredes (fig. 51 a)) e com paredes (fig. 51 b)) respetivamente. Consegue-se também estabelecer com mais clareza quando é que a contribuição das paredes é afetada ao longo da análise. Daqui se retira, também, que as

paredes de alvenaria dão uma contribuição importante para a resistência da estrutura quando sujeitas a um sismo.

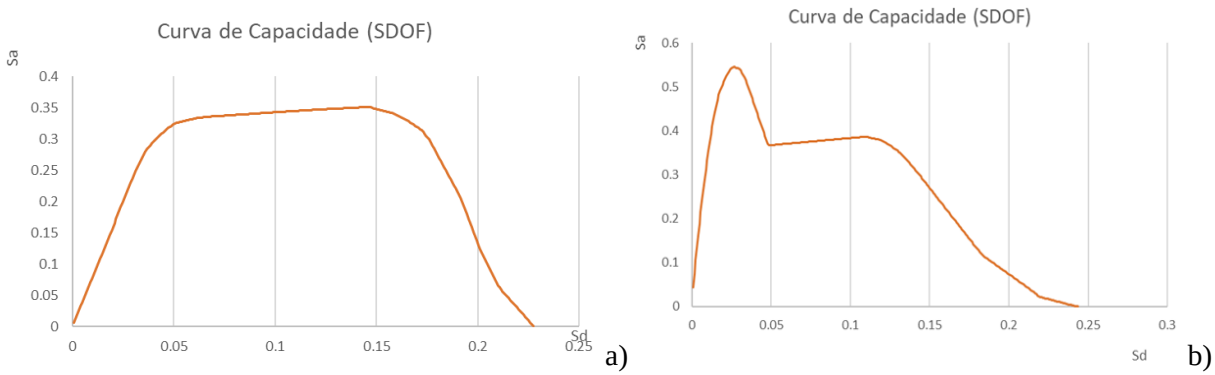
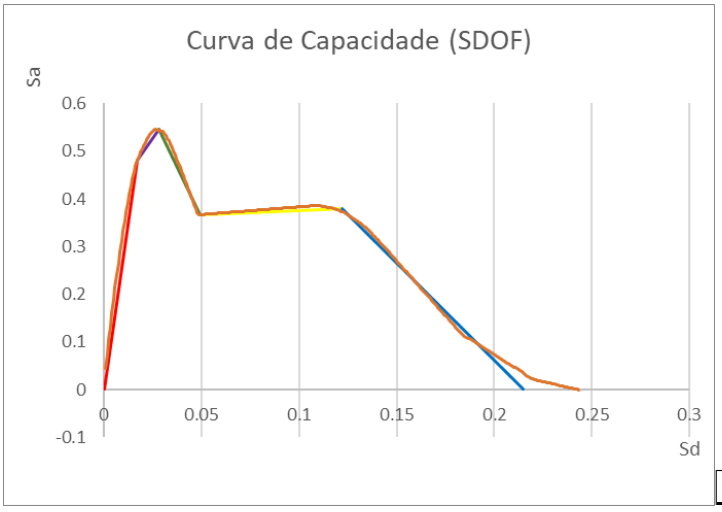


Figura 51 – Curva de capacidade de estrutura só com pórticos (a) e com preenchimento com paredes de alvenaria (b)

Assim percebe-se a diferença que o tipo de edifício pode ter na escolha das curvas de capacidade no formato ADRS.

Para se fazer a passagem das curvas de capacidade para as *curvas de capacidade idealizadas* (V. Silva, Casotto, Vamvatsikos, Rao, & Villar) tal como representadas no último gráfico da figura 50, fez-se uma aproximação visual de retas tangentes aos pontos do gráfico que representavam os estados de dano descritos acima. Esta aproximação pode ser vista nas figuras 52 a 57 dependendo da direção e número de pisos. Calculou-se o erro desta aproximação, garantindo que seria sempre menor do que 5%, fazendo uma comparação entre áreas da curva de capacidade (método dos trapézios) e a área das retas estimadas para os danos. Para melhor perceção usou-se um código de cores com as coordenadas de cada reta presentes no quadro 37 e a corresponderem às cores no gráfico.

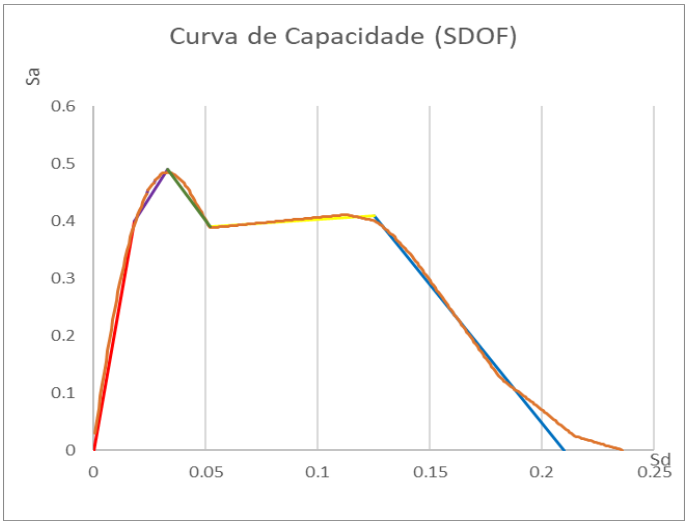
- REG3 com paredes de alvenaria – Direção X



Erro	**0.033119**

Figura 52 – Curva de capacidade para edificio de 3 pisos na direção X

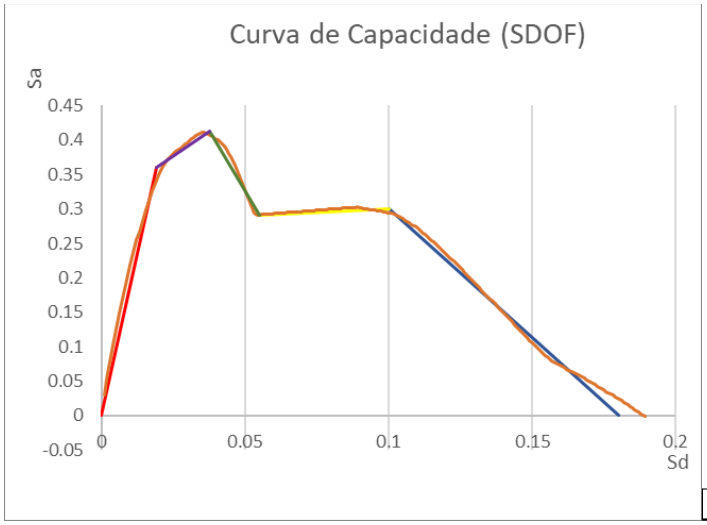
- REG3 com paredes de alvenaria – Direção Y



Erro	0.024616

Figura 53 - Curva de capacidade para edificio de 3 pisos na direção Y

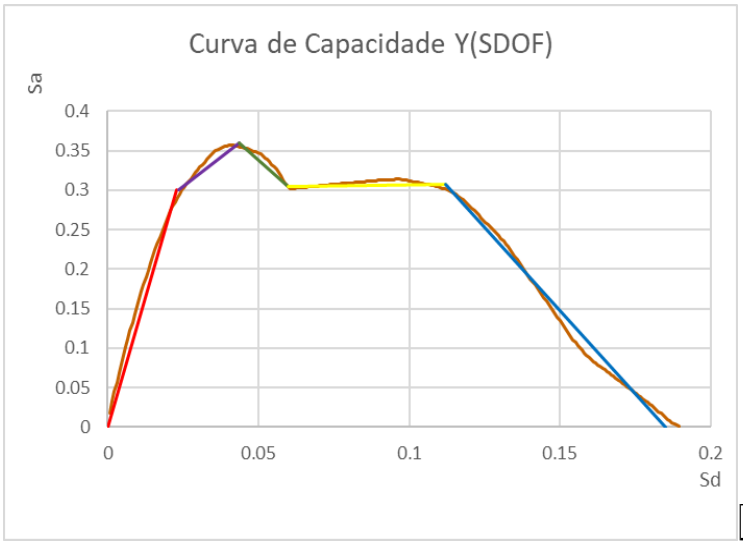
- REG4 com paredes de alvenaria – Direção X



Erro	0.026203329

Figura 54 - Curva de capacidade para edificio de 4 pisos na direção X

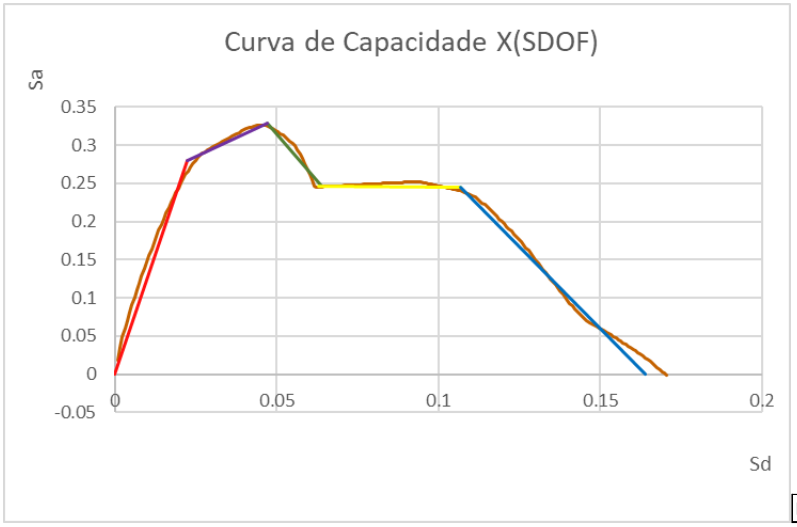
- REG4 com paredes de alvenaria – Direção Y



Erro	0.0181476

Figura 55 - Curva de capacidade para edificio de 4 pisos na direção X

- REG5 com paredes de alvenaria – Direção X



Erro	0.025396131

Figura 56 - Curva de capacidade para edificio de 5 pisos na direção X

- REG5 com paredes de alvenaria – Direção Y

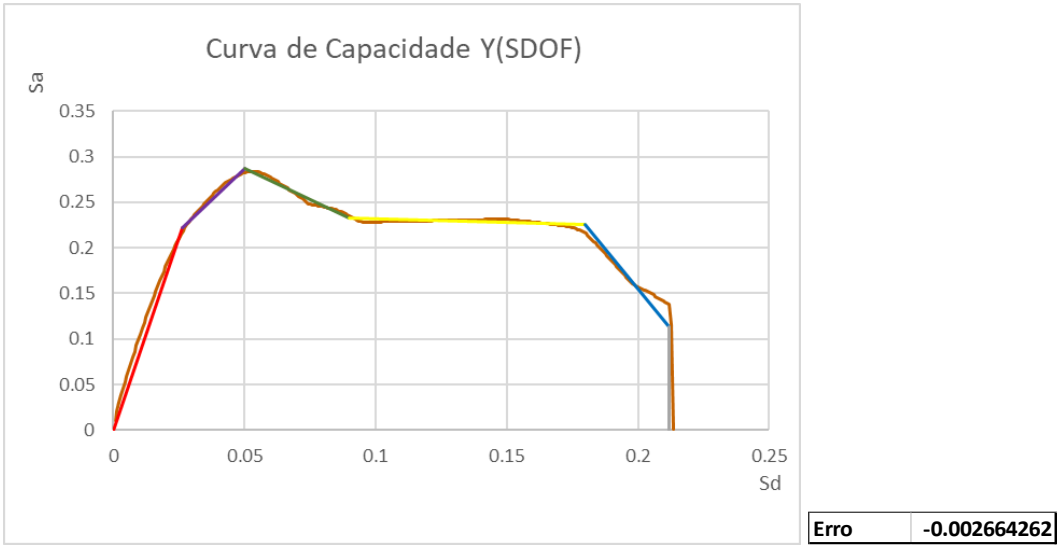


Figura 57 - Curva de capacidade para edificio de 5 pisos na direção Y

A tabela 39 usa o mesmo código de cores para explicar os deslocamentos e acelerações espetrais considerados.

Tabela 39 – Coordenadas das acelerações e deslocamentos espetrais considerados para cada reta "ajustada"

	Say	Sdy	Sau	Sdu	Sar	Sdr	Sdf	Sdcolapse	Ty	T0.5y	Sa0.5y	Sd0.5y
3 pisos X	0.48	0.017	0.545	0.028	0.367	0.049	0.122	0.215	1.33286	2.66572	0.24	0.101823
3 pisos Y	0.40	0.018	0.49	0.033	0.39	0.052	0.125	0.21	1.23018	2.46036	0.2	0.078316
4 pisos X	0.36	0.0192	0.413	0.0375	0.291	0.055	0.1	0.18	1.65961	3.31922	0.18	0.095089
4 pisos Y	0.3000	0.0230	0.3600	0.0435	0.3050	0.0600	0.112	0.185	1.89868	3.79736	0.15	0.090655
5 pisos X	0.28	0.0224	0.328	0.047	0.246	0.064	0.107	0.164	1.98975	3.9795	0.14	0.08867
5 pisos Y	0.222	0.0262	0.287	0.05	0.2328	0.09	0.18	0.212	2.3228	4.6456	0.111	0.08207

Após a obtenção dos estados de dano no formato ADRS já se tem toda a informação necessária (peso e rigidez) para modelar um sistema SDOF para cada piso.

A massa do sistema de 1 grau de liberdade (para cada caso piso e direção) vai ser m^* e a rigidez do SDOF pode ser chamada de rigidez espetral e vai ser evolutiva, não linear, acompanhando o movimento da estrutura solicitada por uma aceleração de base. Ou seja, a mola não tem um *K* único mas múltiplos (F^*/d^*) numa relação que é não linear ao longo do tempo. A figura 58 apresenta de forma simplista o sistema SDOF.



Figura 58 – Ilustração de uma "mola" de massa m* sujeita a uma força F* na base que irá provocar um deslocamento d*, adaptado de (Patelli et al., 2015)

3.6. ANÁLISE NÃO LINEAR DINÂMICA DO SISTEMA SDOF (IDA)

3.6.1. MODELAÇÃO DO SISTEMA DE 1 GRAU DE LIBERDADE NO OPENSEES

Para simular esta "mola" adimensional recorreu-se ao *Opensees* para modelar o SDOF e obter o deslocamento da *massa* para uma aceleração de base. Para isso escreveu-se no algoritmo as acelerações e deslocamentos espetrais no formato ADRS, para os três edifícios, que regem o comportamento deste sistema e são, portanto, "o sistema" para um determinado instante no tempo. O *Opensees* lê a rigidez a cada instante, sendo que *K* evolui ao longo do tempo não sendo uma matriz única. Considera-se então um *K* em função de *u*, *K(u)*, porque dependendo do instante em que se encontra, a sua posição é diferente pois o deslocamento não segue um regime linear logo a rigidez é diferente. Então está-se a resolver a equação diferencial de uma massa adimensional com 1 grau de liberdade ao longo do tempo:

$$m\ddot{u} + c\dot{u} + ku = p(t) \qquad 3.11$$

Sendo *m* a massa, $\ddot{u}$ a aceleração, $\dot{u}$ a velocidade, *u* o deslocamento, *c* o amortecimento, *k* a rigidez e *p* uma força de excitação. O amortecimento, *c*, devido à forma de libertação de energia em regime plástico também será em função de *u* pois, tal como *k*, não é constante ao longo do tempo.

A aceleração que se sujeita é a que se considera na base. Em suma, aplica-se uma aceleração de base, simulando um sismo, que atua sobre uma dada rigidez, que simboliza a estrutura toda, que faz com que a massa equivalente, m^*, se desloque numa direção e no seu oposto respetivamente.

O valor das acelerações espetrais, Sa, definem a capacidade do sistema. Sabe-se, por exemplo, que a *massa* não pode ter uma aceleração superior a Sau pois a estrutura "deixa de existir" assim como ultrapassando o valor de Sd de topo a estrutura não permanece mais em regime elástico, entrando em regime plástico e assumindo uma rigidez diferente. Assim, no primeiro tramo do gráfico (assinalado a vermelho) apresentado na figura 59, em que os elementos estruturais estão em regime elástico, a rigidez equivalente (Sa/Sd) é tangente a esse tramo e quando há elementos que começam a plastificar (após passarem para o tramo a roxo) a rigidez é secante a cada ponto e o deslocamento irá aumentar na direção de cada tramo ao longo do tempo (Chopra, 1995).

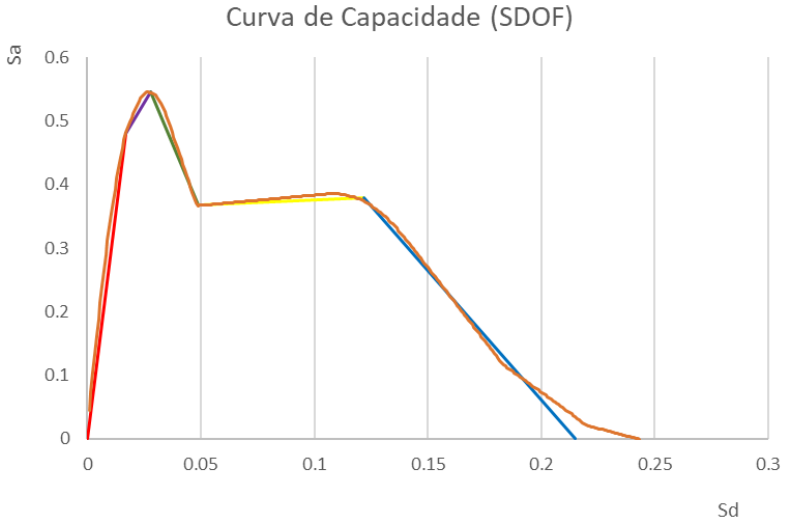


Figura 59 – Exemplo de uma curva de capacidade (Sa/Sd)

O entendimento da curva de capacidade que caracteriza a estrutura assume importância já que é com base neste conhecimento que é possível modelar o sistema SDOF no *Opensees*.

3.6.2. PERÍODOS CONSIDERADOS NA MODELAÇÃO DO SDOF NO OPENSEES

Uma parte essencial da modelação do sistema SDOF foram os valores fornecidos para o período e amortecimento. Ao longo do desenvolvimento da tese concluiu-se que estas duas variáveis eram de extrema sensibilidade por forma a haver uma convergência de resultados nos deslocamentos entre a estrutura 3D inicial e o SDOF.

O intervalo de períodos considerado foi o mínimo da frequência angular (ω) de Say/Sdy das direções X e Y e o máximo de ω em Sar/Sdr também em ambas as direções. Logo foram calculados 4 períodos para ter a amplitude completa dos períodos em regime elástico.

No entanto alguns ensaios foram feitos só com 2 períodos, Say/Sdy, na direção X e Y para perceber o grau de influência que estes apresentam e posterior comparação entre MDOF e SDOF

Os cálculos efetuados no algoritmo foram:

$$K_{x1} = 9{,}81 * \frac{S_{ayx}}{S_{dyx}} \quad (3.12)$$

$$K_{x2} = 9{,}81 * \frac{S_{arx}}{S_{drx}} \quad (3.13)$$

K_{x1} e K_{x2} correspondem às rigidezes equivalentes no ponto Say/Sdy e Sar/Sdr respetivamente na direção X para o qual a massa que representa o SDOF se encontra no regime elástico.

$$K_{y1} = 9{,}81 * \frac{S_{ayy}}{S_{dyy}} \quad (3.14)$$

$$K_{y2} = 9{,}81 * \frac{S_{ary}}{S_{dry}} \quad (3.15)$$

K_{y1} e K_{y2} correspondem às rigidezes equivalentes no ponto 1, Say/Sdy, e no ponto 2, Sar/Sdr, respetivamente na direção X e Y para o qual a massa que representa o SDOF se encontra no regime elástico.

$$T_x = \frac{2\pi}{\sqrt{K_{x1}}} \quad (3.16)$$

$$T_y = \frac{2\pi}{\sqrt{K_{y1}}} \quad (3.17)$$

Tx e Ty são os períodos iniciais, tangentes à cedência, considerados na direção X e Y.

$$\omega_{x1} = \sqrt{\frac{K_{x1}}{m_x}} \quad (3.18)$$

$$\omega_{x2} = \sqrt{\frac{K_{x2}}{m_x}} \quad 3.19$$

$$\omega_{y1} = \sqrt{\frac{K_{y1}}{m_y}} \quad 3.20$$

$$\omega_{y2} = \sqrt{\frac{K_{y2}}{m_y}} \quad 3.21$$

Os ω's são as frequências angulares na direção X e Y nos pontos 1 e 2, *K* é a rigidez equivalente do SDOF e *m* a sua massa equivalente. Assim temos as frequências correspondentes aos períodos que se pretende representar.

$$\omega_1 = \max(\omega_{x1}, \omega_{y1}) \quad 3.22$$

$$\omega_2 = \max(\omega_{x2}, \omega_{y2}) \quad 3.23$$

Os valores de ω_1 e ω_2 são os valores mínimos da frequência angular da direção X ou Y no ponto 1 e os valores máximos das direções x ou Y no ponto 2. Consegue-se assim ter a amplitude completa dos períodos. A gama de frequências que vai ser amortecida na estrutura está entre o período considerado para ω_1 e o período considerado para ω_2.

3.6.3. AMORTECIMENTOS CONSIDERADOS NA MODELAÇÃO DO SDOF NO OPENSEES

Para o amortecimento considerado experimentaram-se vários tipos de modelações no *Opensees* para se fazer uma análise empírica pois é difícil de prever a forma mais correta de o representar comparando um sistema SDOF em regime elástico e plástico com uma estrutura real, e mesmo com a estrutura 3D inicial. No caso deste trabalho o foco é a comparação entre a análise do sistema MDOF previamente feita e do sistema SDOF feita presentemente, então, o objeto de interesse é saber o nível de aproximação entre os dois sistemas para que posteriormente se possa usar a análise simplificada tendo noção do quão aproximada é da análise feita no *Opensees* ao sistema MDOF.

A "mola" dimensionada no SDOF em regime elástico (até Sar/Sdr) é considerada um "armazém de energia" (Arêde, 2012), já que neste estado o sistema liberta-a por mecanismos de amortecimento não havendo deformação da estrutura simplificada. No entanto, em regime plástico, após Sar/Sdr, esta energia é libertada por mecanismos de amortecimento sob a forma de energia histerética. Esta dissipação de energia pode ser representada graficamente pela relação força/deslocamento, momento/rotação ou tensão/extensão e apresenta uma taxa de dissipação cíclica de energia que tende a diminuir ao longo do tempo conforme a estrutura vai libertando energia e, portanto, perdendo capacidade de se deformar. A título de exemplo deste comportamento usou-se a figura 60, em que se pode observar que à medida que a consola sofre solicitações maiores de rotação o momento para fazer face a esta rotação também aumenta de forma linear (regime elástico) e portanto a rigidez é elástica (Ke), mas atingindo o valor para o qual a consola entra em regime plástico, deixa de conseguir aumentar o momento e a rigidez passa a ser diferente, então o ciclo de histerese da estrutura passa a "esticar" devido à deformação e à incapacidade de "recarregar" já que esta sofre degradação. Então quanto menos capacidade a estrutura

tiver para recarregar energia mais deformação vai tendo formando diversos ciclos de histerese cada vez com menos capacidade de carga e mais deformação (D. Lignos, Krawinkler, & Whittaker, 2008).

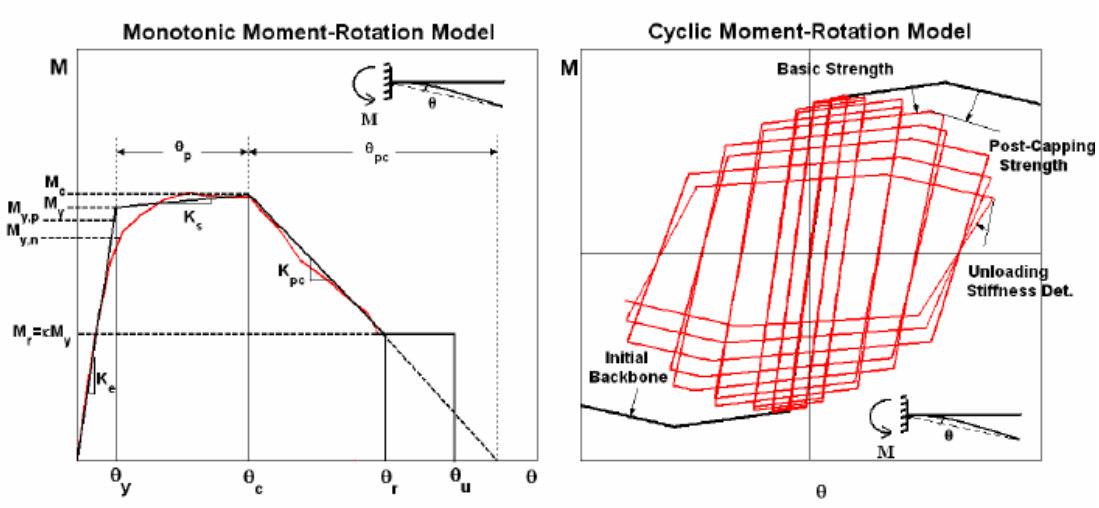


Figura 60- Curva *Backbone* à esquerda e à direita os registos de deterioração cíclica, adaptado de (Ibarra, Medina, & Krawinkler, 2005)

No caso do SDOF tem de ser feita uma análise dinâmica não linear, então, é utilizada uma matriz de amortecimento cujos coeficientes de amortecimento modais se encontram já fornecidos no *Opensees* através da modelação escolhido como se irá ver mais à frente.

A matriz de amortecimento pode ser calculada usando diversos mecanismos de dissipação de energia, mas tendo em conta que os edifícios são regulares com uma distribuição uniforme de materiais ao longo de todos os pisos então pode-se considerar uma matriz diagonal (Chopra, 1995). O método utilizado na determinação da matriz foi o métododе *Rayleigh*. Este método considera o amortecimento proporcional à massa e rigidez da estrutura. Para um sistema de 1 GL o método de *Rayleigh* é a soma do do cálculo do amortecimento devido à massa (equação 3.24) e o cálculo do amortecimento devido à rigidez (equação 3.25)(Chopra, 1995):

$$c = 2 * \xi * \omega * m \qquad 3.24$$

Esta equação calcula o amortecimento (c) proporcional à massa; ξ representa o coeficiente de amortecimento, ω a frequência angular e *m* a massa do SDOF.

$$c = 2 * \frac{2 * \xi}{\omega} * k \qquad 3.25$$

Esta equação calcula o amortecimento proporcional à rigidez em que as varáveis têm o mesmo significado da equação anterior e *K* representa a rigidez do SDOF. O valor de *k* vai ser mutável ao longo do deslocamento da mola.

No entanto, dado o carater empírico desta análise, foram usados diversos métodos e diferentes formas da *massa* adimensional libertar energia, por forma a perceber com que tipo de amortecimento e libertação de energia o deslocamento da mola se aproximava mais da estrutura real.

Existem diferentes modelos de dissipação de energia, os primeiros que foram estudados não incluíam a degradação cíclica da rigidez dos materiais, mas em finais do Século XX começaram a ser desenvolvidos novos modelos de dissipação de energia que expunham a diminuição da libertação histerética de energia por parte da estrutura assim como *pinching* (D. G. Lignos & Krawinkler, 2013) Estes novos desenvolvimentos surgiram com a necessidade de simular a resposta inelástica das estruturas, principalmente no caso da resposta às solicitações provocadas por sismos. O fenómeno de *Pinching*, desenvolvido por (Park, Reinhorn, & Kunnath, 1987), é representado graficamente pelo estreitamento do ciclo de histerese devido à deterioração da ligação entre betão armado e aço (Erberik & Kurtman, 2010). Na figura 61 apresenta-se um exemplo da regra de *pinching* proposta por (Park et al., 1987), onde se pode observar o estreitamento do gráfico no ponto A.

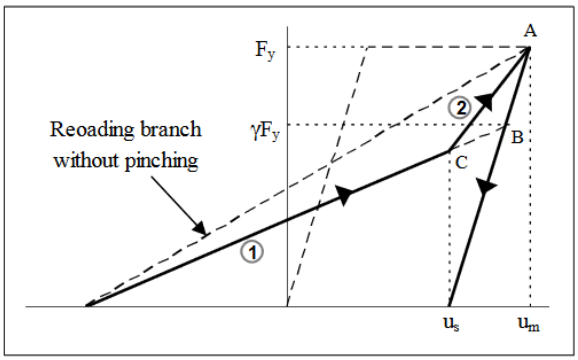


Figura 61 – Esquema explicativo simples da regra de pinching proposta por (Park et al., 1987) e adaptado de (Erberik & Kurtman, 2010)

Assim, nas simulações do amortecimento estrutural, começou a ter-se em conta a deterioração da resistência e rigidez da estrutura assim como o *Pinching*.

Ao todo foram feitos 43 ensaios com as características de dissipação de energia referidas no parágrafo anterior. Do caso 1 ao caso 7 foi usado o modelo do *Opensees* "Hysteretic Material" (Filippou) e do caso 8 ao caso 43 o modelo "Pinching4" (Lowes et al., 2003). No entanto, do modelo 26 em diante o "Pinching4 Model" é usado sem os pontos que controlam a degradação cíclica (só com a ação a "tracejado" da figura 63), portanto, sem os pontos de carga e descarga da rigidez e resistência. O ciclo terá a diminuição seguindo o padrão da reta de declive negativo *post-capping strength* da figura 60. Por isso apesar do modelo ser o "Pinching4" a degradação cíclica da estrutura não foi considerada como se pode observar na tabela 40.

3.6.3.1. Modelo "Hysteretic Material"

O comando "Hysteretic Material" (figura 62), disponibilizado por (Filippou) é usado para construir um modelo com material histerético uniaxial, "quadrilinear" com *Pinching* de força e deformação, dano devido à perda de ductilidade e energia, e degradação da rigidez de descarga devido, mais uma vez, à decrescente ductilidade.

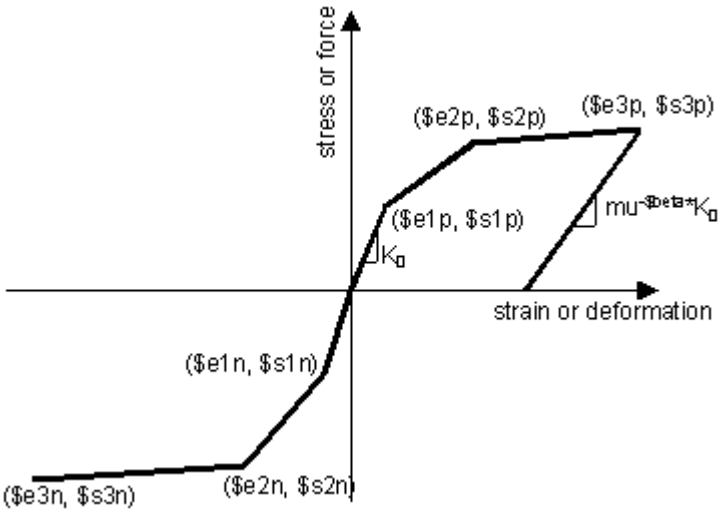


Figura 62 – Representação do comportamento histerético do modelo "Hysteretic Material" (Filippou)

3.6.3.2. Modelo "Pinching4 Material"

O comando "Pinching4 Material" desenvolvido por (Lowes et al., 2003; Mitra) é usado para construir um modelo com material uniaxial com representação do "aperto" (*pinched*) – ilustrado na figura 63 – da resposta carga-deformação e exibe degradação causada pela carga cíclica. A degradação cíclica da força e rigidez ocorre de três formas: descarga da degradação da rigidez, recarga da degradação da rigidez, degradação da força. Portanto pode-se considerar mais aproximado do comportamento histerético de uma estrutura embora tal tenha de ser confirmado empiricamente.

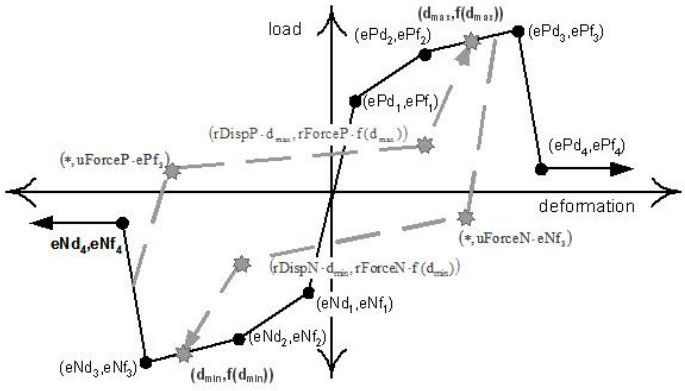


Figura 63 - Representação do comportamento histerético do modelo "Pinching4 Material (Lowes et al., 2003; Mitra)

Em seguida apresenta-se um quadro-resumo (quadro 40) com as características da modelação consideradas em cada caso.

Tabela 40 – Caractetísticas da Modelação dos 43 casos simulados

Caso	ξ	Nº de Períodos	Ki	Ka	Cm	Ck	Deg. Cíclica
1	0,02	2	✔	✗	✔	✔	✗
2	0,02	2	✔	✗	✔	✔	✗
3	0,02	2	✗	✔	✔	✔	✗
4	0,02	2	✗	✗	✔	✗	✗
5	0,02	2	✔	✗	✗	✔	✗
6	0,02	2	✗	✔	✗	✔	✗
7	0,01	2	✔	✗	✔	✔	✗
8	0,01	4	✔	✗	✔	✔	✔
9	0,01	4	✗	✗	✔	✗	✔
10	0,01	4	✔	✗	✔	✔	✔
11	0,01	2	✗	✔	✔	✔	✔
12	0,01	2	✗	✗	✔	✗	✔
13	0,01	2	✔	✗	✔	✔	✔
14	0,02	4	✔	✗	✔	✔	✔
15	0,02	4	✗	✗	✔	✗	✔
16	0,02	4	✔	✗	✔	✔	✔
17	0,02	2	✗	✔	✔	✔	✔
18	0,02	2	✗	✗	✔	✗	✔
19	0,02	2	✔	✗	✔	✔	✔
20	0,05	4	✔	✗	✔	✔	✔
21	0,05	4	✗	✗	✔	✗	✔
22	0,05	4	✔	✗	✔	✔	✔
23	0,05	2	✗	✔	✔	✔	✔
24	0,05	2	✗	✗	✔	✗	✔
25	0,05	2	✔	✗	✔	✔	✔
26	0,01	4	✔	✗	✔	✔	✗
27	0,01	4	✗	✗	✔	✗	✗
28	0,01	4	✔	✗	✔	✔	✗
29	0,01	2	✗	✔	✔	✔	✗
30	0,01	2	✗	✗	✔	✗	✗
31	0,01	2	✔	✗	✔	✔	✗
32	0,01	4	✔	✗	✔	✔	✗
33	0,02	4	✗	✗	✔	✗	✗
34	0,02	4	✔	✗	✔	✔	✗
35	0,02	2	✗	✔	✔	✔	✗
36	0,02	2	✗	✗	✔	✗	✗
37	0,02	2	✔	✗	✔	✔	✗
38	0,05	4	✔	✗	✔	✔	✗
39	0,05	4	✗	✗	✔	✗	✗
40	0,05	4	✔	✗	✔	✔	✗

41	0,05	2	✗	✔	✔	✔	✗
42	0,05	2	✗	✗	✔	✗	✗
43	0,05	2	✔	✗	✔	✔	✗

Este quadro-resumo apresenta os parâmetros considerados em cada caso que podem influenciar a aproximação do SDOF modelado ao MDOF. Fator de amortecimento crítico ξ; número de períodos considerados, ω tal como já descrito; Cm e Ck que são as componentes do amortecimento de *Rayleigh* (na figura 64 ilustra-se o comportamento destas variáveis) proporcionais à massa e à rigidez respetivamente. Portanto quanto mais rigidez ou menos rigidez tiver maior ou menor será o amortecimento. Quando o sistema é linear só há uma rigidez, portanto a inicial é igual à final pois Sa/Sd mantém a relação ao longo do tempo. Mas como o sistema modelado não é só elástico pode-se escolher a rigidez à qual o sistema é proporcional. Portanto se a escolha for a rigidez inicial, Ki, a rigidez que está a ser usada para o cálculo do amortecimento é sempre a mesma e só é calculada uma vez a matriz de amortecimento; se for Ka, rigidez atual, é considerada a rigidez a cada instante do SDOF. Na coluna do *Pinching* apenas se refere se foi usado o modelo Pinhing4 (figura 63) do *Opensees* (com um visto) ou se foi usado outro (com um X) como o "Hysteretic Material" (figura 62) nos primeiros 7 casos ou amortecimento viscoso nos casos 26 a 43.

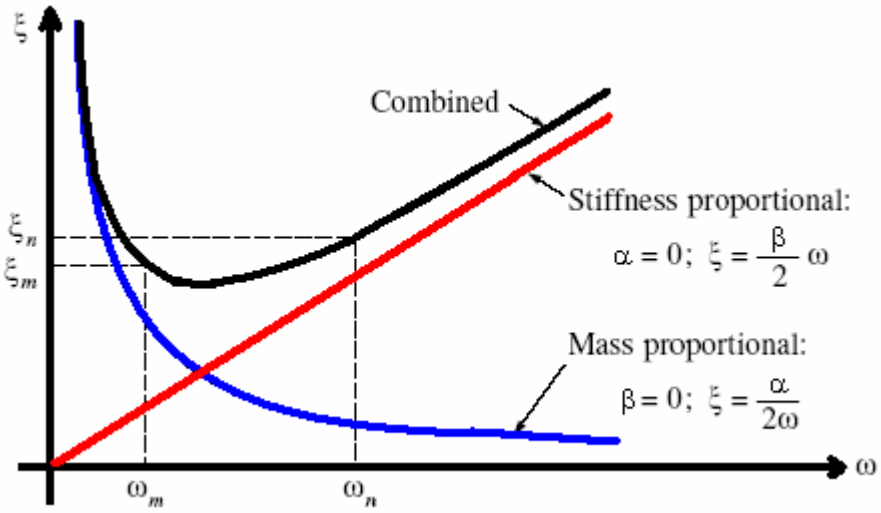


Figura 64 – Relação entre a taxa de amortecimento e frequência para o amortecimento de Rayleigh (Karpanan, 2019)

Na figura 64 pode-se observar o amortecimento de *Rayleigh* num sistema linear. Nota-se a proporção entre o amortecimento crítico e o período com o amortecimento proporcional à rigidez, à massa e à combinação dos dois. Para períodos curtos ter amortecimento combinado ou proporcional à massa apresentam resultados próximos mas assim que aumenta o intervalo de períodos considerados o amortecimento proporcional à massa tende a aproximar-se e a seguir a mesma linearidade do amortecimento proporcional á rigidez (Karpanan, 2019). Assim espera-se que a diferença entre C_k e a combinação entre C_m e C_k quando forem considerados 4 períodos não seja grande em termos de comportamento histerético ou, caso seja, que haja outros fatores a influenciarem essa diferença.

3.6.4 Análise do SDOF Modelado

Através da linguagem *python* fez-se a análise do SDOF modelado no *Opensees* para sismos do tipo 1 e para sismos do tipo 2. Com esta análise pretende-se tirar o valor dos deslocamentos máximos de topo nas direções X, Y e sua resultante; pretende-se, então, um valor de deslocamento máximo por sinal (40 sinais ou sismos) e por intensidade (fator de escala com 16 valores de *Average Sa* obtidos da estrutura 3D usando o algoritmo *hunt and fill* tal como referido no ponto 3.1.1.). Sujeitou-se, então, no algoritmo, o deslocamento máximo absoluto da mola obtido em cada um dos 43 casos a dois ciclos, um "dentro" de outro. O primeiro continha 40 sinais que são os sismos do tipo 1 ou tipo 2, conforme a análise pretendida. Cada sismo apresenta características diferentes sujeitando assim o sistema simplificado a uma boa cobertura dos vários sismos aos quais um edifício pode estar sujeito.

A aceleração espetral média (*Average Sa* - AvgSa) é o fator de escala que garante melhores condições de obtenção de resultados mais robustos já que faz, claro, a média das acelerações espetrais e, portanto, garante um aumento do valor da aceleração espetral conseguindo excluir "picos" ou decaimentos bruscos de aceleração dos sinais. É usado como incremento da aceleração espetral para atingir um "alvo" de aceleração máximo do solo que garante o colapso da estrutura. Para cada sinal do primeiro ciclo sujeitaram-se os deslocamentos da *massa* a uma AvgSa, achou-se o máximo absoluto dos deslocamentos espetrais obtidos no *Opensees* para as direções X, Y e sua resultante, a esse valor foi multiplicado o fator de participação modal (Γ) conforme a direção e número de pisos da estrutura que se estava a simular obtendo-se, então, o deslocamento de topo (*droof*).

Assim, fazendo o contrário do que tinha sido feito, passou-se do espaço SDOF para MDOF e conseguiu-se compatibilizar o deslocamento da "mola" com o da estrutura real 3D. Para cada sismo e direção foi levada a estrutura até ao colapso para se perceber principalmente o seu comportamento em regime plástico. Os registos retirados desta análise foram, tal como dito no paragrafo anterior, os deslocamentos de topo (*droof*). No esquema da figura 65 mostra-se o total de resultados retirados no pós-processamento do SDOF, sob a forma de matrizes de 16 linhas (fatores de escala) por 40 colunas (número de sinais), a serem tratados graficamente.

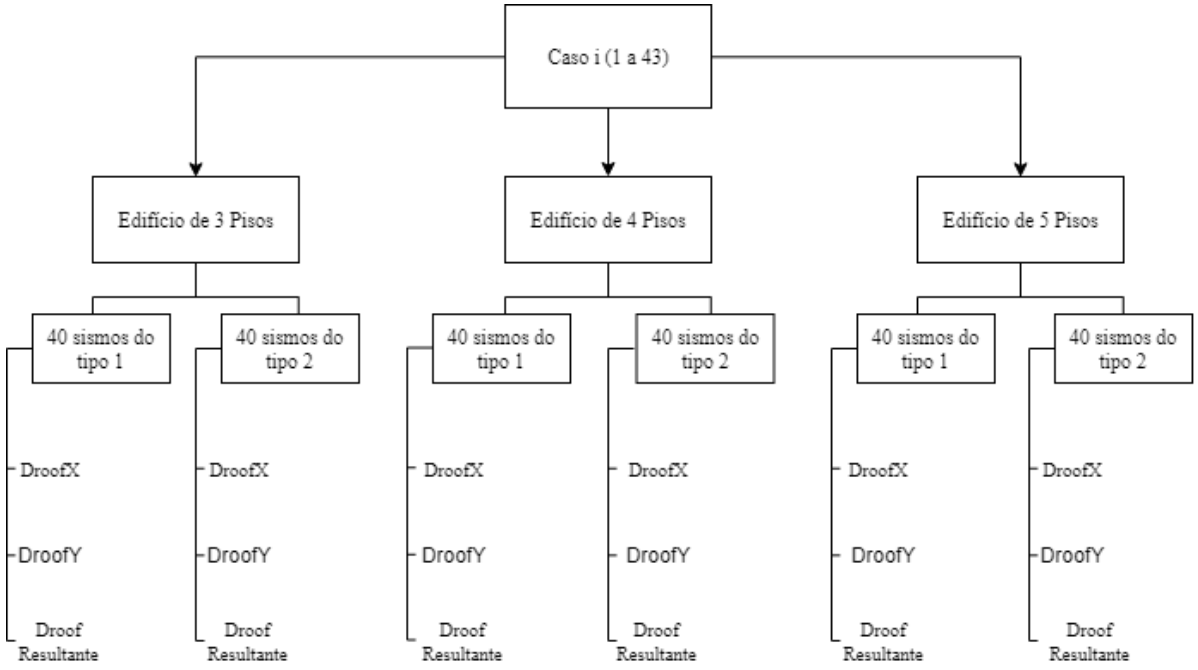


Figura 65 – Esquema explicativo dos resultados retirados para cada caso

3.7. REPRESENTAÇÃO GRÁFICA DOS RESULTADOS

Para se ter uma perceção real dos resultados, representaram-se graficamente as matrizes obtidas no ponto anterior usando um algoritmo de *matlab*. As curvas de resultados foram então as Curvas de Capacidade, as Curvas de Medidas Centrais e as Curvas de Função Cumulativa Empírica (ECDF) ou Curvas de fragilidade. O objetivo foi perceber em que ponto eram atingidos os quatro Estados Limite de Dano (DS1, DS2, DS3, DS4) e qual a probabilidade de eles ocorrerem para cada um dos 43 casos. Com estas curvas já dá para fazer uma comparação visual, embora pouco rigorosa, da aproximação do comportamento do SDOF ao MDOF.

3.7.1. ESTADOS LIMITE DE DANO (DS)

Foram considerados quatro Estados Limite de Dano para o SDOF modelado, definidos de acordo com uma medida de desempenho. Os mesmos usados no estudo para o sistema MDOF original pois resultaram do *pushover* desse sistema. Há liberdade para escolher a quantidade, a forma como são obtidos e mesmo o seu valor. No ponto 3.5.1 já se descreve o comportamento expectável da estrutura:

- DS1: Alguns elementos da estrutura ficam plastificados, há fendilhação. Paredes atingem o limite da sua deformação elástica. Formam-se primeiras rótulas plásticas;
- DS2: Paredes atingem pico da contribuição e a partir daqui entram em degradação;
- DS3: Paredes deixam de contribuir mas vigas e pilares ainda têm ductilidade e resistência;
- DS4: Forma-se mecanismo de colapso porque as vigas e pilares já esgotaram a sua ductilidade e resistência. Deixam de se formar rótulas plásticas.

Os valores dos DSs foram obtidos através da curva *pushover* do MDOF e podem ser observados com mais detalhe no ajuste feito dessa curva para o SDOF (no formato ADRS). Na figura 66 mostra-se a ilustração gráfica dos DSs para o edifício com paredes de 3 Pisos na direção X.

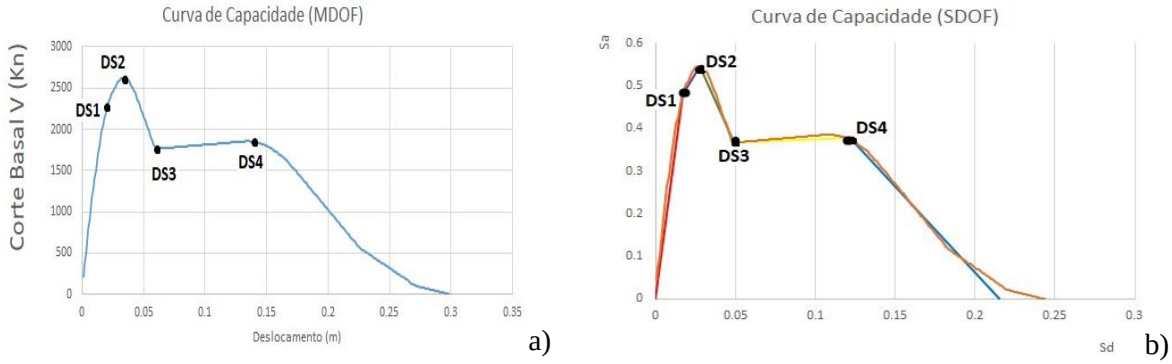


Figura 66 – Estados de Dano considerados ajustados para a curva de capacidade do sistema MDOF (a) e do sistema SDOF (b)

Na curva de capacidade do SDOF os DSs estão sinalizados no formato de deslocamento espetral, no entanto no algoritmo de pós-processamento em *python* multiplica-se esses valores por Γ obtendo-se então os valores dos danos em termos de deslocamento de topo (*droof*). Ou seja há uma "passagem" do sistema SDOF para o MDOF.

Na tabela 41 expõe-se os valores dos *Drifts*, na direção X e Y do SDOF, normalizados em relação à altura do edifício e são as EDPs consideradas. Os valores do quadro podem ser lidos como percentagem do deslocamento de topo em relação ao deslocamento total dada uma certa direção e altura do edifício. Devido à plasticidade e posterior ponto de colapso tem de se ter em atenção que o edifício que está a ser

simulado pelo SDOF fica inutilizável e atinge o colapso muito antes do deslocamento máximo ser obtido.

Tabela 41 – Percentagem de deslocamento relativo de topo a que foram considerados os estados de dano

Caso i		DS1 (%)	DS2 (%)	DS3 (%)	DS4 (%)
9m (3 Pisos)	Rácio na Direção X	0.23	0.38	0.67	1.67
	Rácio na Direção Y	0.25	0.46	0.73	1.76
12m (4 Pisos)	Rácio na Direção X	0.19	0.31	0.54	1.34
	Rácio na Direção Y	0.19	0.30	0.54	1.32
15m (5 Pisos)	Rácio na Direção X	0.15	0.25	0.43	0.95
	Rácio na Direção Y	0.15	0.24	0.43	1.63

Nos gráficos da figura 67 apresentam-se as curvas de função cumulativa empírica (ECDF) dos limites de dano para o caso 8, edifício de 3 pisos, quando sujeitos a uma aceleração espectral (multiplicada pela aceleração da gravidade, g) entre os períodos 0,2 s e 1,50 s. Com estas curvas percebe-se o aumento da probabilidade de a *massa* atingir os limites das EDPs com o incremento da aceleração espetral. São, portanto, curvas de fragilidade. As curvas de fragilidade obtidas para a estrutura 3D e para o sistema SDOF para alguns casos de simulações feitas podem ser consultadas no anexo A

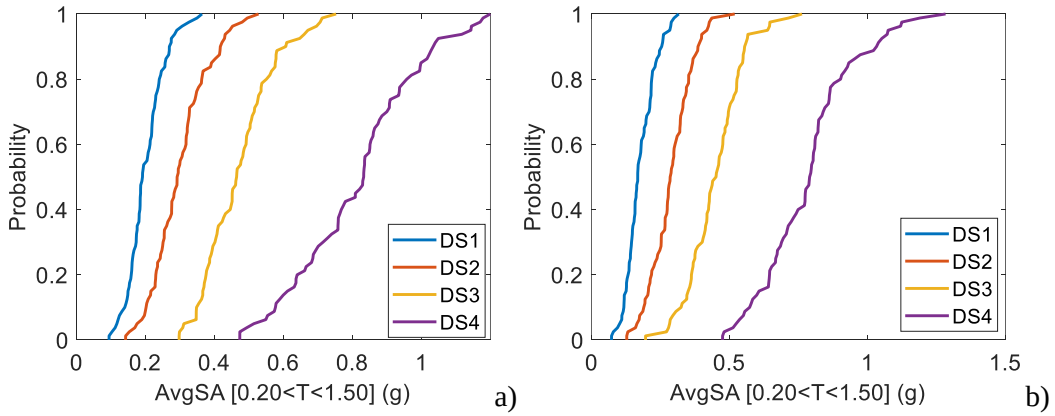


Figura 67 – Curvas de fragilidade do edificio de 3 pisos na direção X (a) e na direção Y (b) – Caso 8

3.7.2. Curvas IDA e Curvas de Medidas Centrais

As curvas IDA da figura 68 mostram o comportamento do SDOF, equivalente ao edifício de 3 pisos, perante uma aceleração de base para os 40 sinais do tipo 1 e 40 sinais do tipo 2. Assim tem-se a noção de quando os DSs considerados são atingidos na *história* da estrutura. Pode-se observar que, tal como dito anteriormente, o deslocamento relativo de topo da estrutura aumenta bastante depois desta atingir o colapso (quando a curva fica praticamente com o declive igual a 0). Mais uma vez estes gráficos podem ser comparados com as mesmas curvas de capacidade apuradas na análise do sistema MDOF.

No anexo A apresentam-se algumas curvas IDA obtidas para casos do sistema SDOF também as do sistema MDOF.

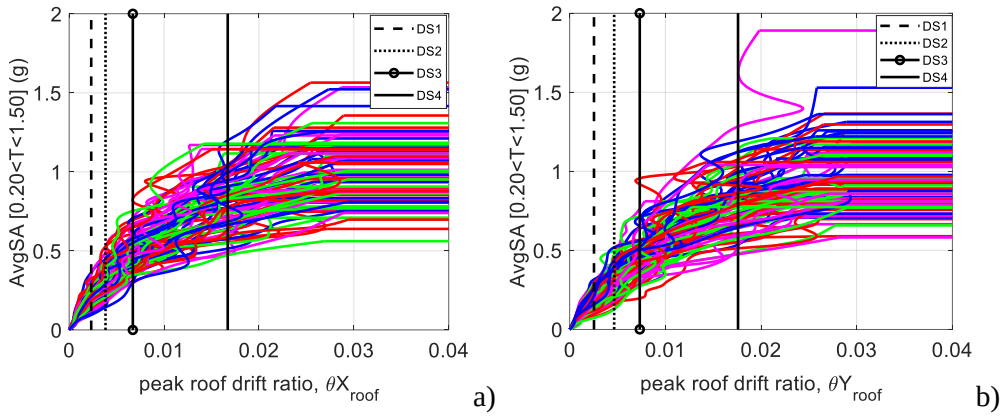


Figura 68 – Curvas IDA ou de comportamento do SDOF na direção X (a) e na direção Y (b) – Caso 8

As curvas de medidas centrais, presentes na figura 69, demonstram a média de todos os sinais das curvas de capacidade assim como o valor de desvio padrão (σ) acima e abaixo da média, os quantis de 16% e 84%. Esta "ferramenta" de usar o desvio de 1 σ na média pode ser usado para qualquer tipo de estrutura multilinear já que contempla graficamente a incerteza no cálculo da média de múltiplas curvas de fragilidade para um só edifício (V. Silva, Casotto, C., Rao, A., Villar, M., Crowley, H. and Vamvatsikos, D., 2015). Algumas curvas de medidas centrais IDA do sistema de 1 GL e as do MDOF podem ser consultadas no anexo A.

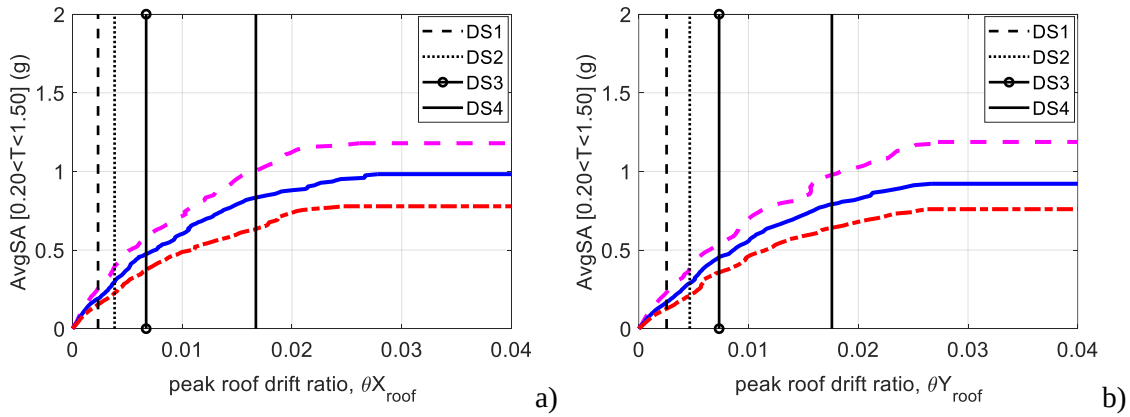


Figura 69 – Curvas de medidas Centrais na diração X (a) e Y (b) – Caso 8

Tendo as curvas de fragilidade já é possível obter curvas de vulnerabilidade usando um modelo-consequência. Este modelo pode ser usado para estabelecer a relação entre, por exemplo, o dano esperado num edifício de características construtivas previamente conhecidas que sofre um determinado

sismo num determinado lugar e o curto de reparação esperado após a ocorrência desse fenómeno. Tal como já foi referido neste trabalho, pode-se devolver à sociedade uma previsão "palpável" dos efeitos de um sismo.

3.8. MÉTODOS DE ANÁLISE COMPARATIVA ENTRE OS SISTEMA SDOF E MDOF

Apesar de se conseguir ter uma ideia do desempenho do Sistema de 1 Grau de Liberdade modelado através da comparação visual das curvas de medidas centrais com as curvas do Sistema de Múltiplos Graus de Liberdade, são necessários testes comparativos viáveis para que se possa ter uma medida objetiva da aproximação de resultados que este sistema SDOF apresenta em relação ao sistema MDOF.

A análise que irá ser feita pretende demonstrar a semelhança entre os valores de *drift* de deslocamento de topo (EDP considerada), entre o sistema complexo MDOF e o *droof* do sistema simplificado obtido após as transformações explanadas ao longo deste capítulo. Considera-se os 80 sismos (tipo 1 e tipo 2) conjuntamente e o mesmo intervalo de *AvgSa* tal como demonstrado nas figuras acima (Botta & Mezzi, 2008).

Através desta comparação pretende-se perceber, também, como é que o amortecimento e períodos considerados na modelação do SDOF podem influenciar a resposta deste modelo simplificado face a uma modelação mais complexa.

3.8.1. TESTES REALIZADOS E PROCEDIMENTO SEGUIDO

Foram feitos testes comparativos de três níveis para os resultados: testes de dispersão, tendência central e forma de distribuição. O esquema da figura 70 discrimina os testes realizados.

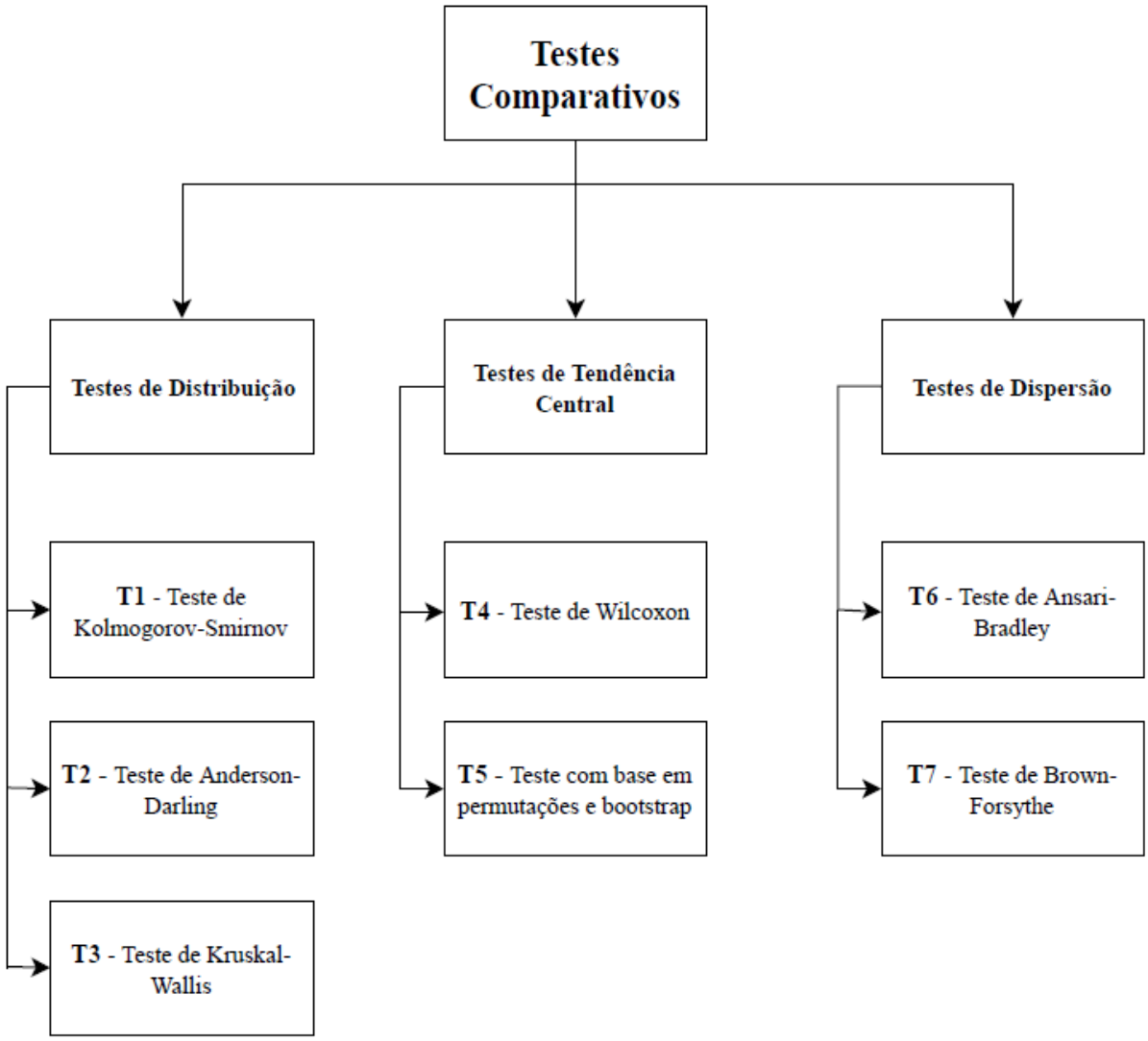


Figura 70- Esquema explicativo com todos os testes comparativos de resultados realizados

Os testes de distribuição, com os códigos T1 (Nikiforov, 1994), T2 (Pettitt, 1976) e T3 (Gibbons, 1985) fazem a comparação da distribuição estatística de duas amostras. Avaliam, portanto, se a distribuição da amostra de resposta do modelo simplificado é igual à amostra de resposta do modelo completo. O teste de Wilcoxon (T4) (Gibbons, 1985) faz a comparação da mediana de duas amostras enquanto que o teste com base em permutações e *bootstramp* (T5) compara a média de duas amostras. Ou seja, os testes de tendência central avaliam se as respostas de medida central (média ou mediana) do modelo simplificado são semelhantes às do modelo complexo. Os testes de dispersão, T6 (Ansari & Bradley, 1960) e T7 (Vallander, 1973) fazem a comparação da dispersão de duas amostras e podem-se ler da mesma forma que o teste anterior mas para as medidas de dispersão.

As amostras são, claro, os valores de deslocamento de topo (*droof*) retirados da análise do sistema MDOF feito no estudo prévio e os resultados obtidos de *droof* após o ciclo de transformações do MDOF em SDOF e compatibilização de resultados com o MDOF outra vez.

Os resultados são apresentados no intervalo de 0 a 1, sendo 0 a máxima rejeição – não se podem considerar os casos proporcionalmente iguais – e 1 máxima aceitação, portanto, consideram-se os casos proporcionalmente iguais, numa máxima correspondência. Os testes comparativos assumem uma discriminação positiva (as médias são estatisticamente iguais ou as dispersões são estatisticamente iguais, por exemplo) e não podem ser rejeitados para um valor inferior a 0,05 (5%).

Na tabela 42 mostram-se os testes feitos por edifício (edifício 1 corresponde ao edifício de 3 pisos, edifício 2 ao de 4 pisos e edifício 3 ao de 5 pisos), para as direções X ou Y, para um certo limite de Dano DS e o código de resultados (Ri). Foram considerados 80 amostras por teste, 40 sinais de sismos tipo 1 e 40 sinais de sismos tipo 2.

Tabela 42 – Tabela explicativa da obtenção de resultados por edificio, direção e teste realizado

Resultados							Resultados
Edif. 1	Dir. X	Teste T1	R1	Edif. 2	Dir. Y	Teste T4	R22
Edif. 1	Dir. Y	Teste T1	R2	Edif. 3	Dir. X	Teste T4	R23
Edif. 2	Dir. X	Teste T1	R3	Edif. 3	Dir. Y	Teste T4	R24
Edif. 2	Dir. Y	Teste T1	R4	Edif. 1	Dir. X	Teste T5	R25
Edif. 3	Dir. X	Teste T1	R5	Edif. 1	Dir. Y	Teste T5	R26
Edif. 3	Dir. Y	Teste T1	R6	Edif. 2	Dir. X	Teste T5	R27
Edif. 1	Dir. X	Teste T2	R7	Edif. 2	Dir. Y	Teste T5	R28
Edif. 1	Dir. Y	Teste T2	R8	Edif. 3	Dir. X	Teste T5	R29
Edif. 2	Dir. X	Teste T2	R9	Edif. 3	Dir. Y	Teste T5	R30
Edif. 2	Dir. Y	Teste T2	R10	Edif. 1	Dir. X	Teste T6	R31
Edif. 3	Dir. X	Teste T2	R11	Edif. 1	Dir. Y	Teste T6	R32
Edif. 3	Dir. Y	Teste T2	R12	Edif. 2	Dir. X	Teste T6	R33
Edif. 1	Dir. X	Teste T3	R13	Edif. 2	Dir. Y	Teste T6	R34
Edif. 1	Dir. Y	Teste T3	R14	Edif. 3	Dir. X	Teste T6	R35
Edif. 2	Dir. X	Teste T3	R15	Edif. 3	Dir. Y	Teste T6	R36
Edif. 2	Dir. Y	Teste T3	R16	Edif. 1	Dir. X	Teste T7	R37
Edif. 3	Dir. X	Teste T3	R17	Edif. 1	Dir. Y	Teste T7	R38
Edif. 3	Dir. Y	Teste T3	R18	Edif. 2	Dir. X	Teste T7	R39
Edif. 1	Dir. X	Teste T4	R19	Edif. 2	Dir. Y	Teste T7	R40
Edif. 1	Dir. Y	Teste T4	R20	Edif. 3	Dir. X	Teste T7	R41
Edif. 2	Dir. X	Teste T4	R21	Edif. 3	Dir. Y	Teste T7	R42

4
RESULTADOS COMPARATIVOS ENTRE SDOF E MDOF

4.1. INTRODUÇÃO

Neste capítulo ir-se-á mostrar graficamente os resultados de cada um dos três conjuntos de testes efetuados. Cada conjunto tenta responder a uma hipótese:

- Os testes T1, T2 e T3 verificam se a distribuição da resposta da estrutura simplificada para um certo estado de dano e direção é suficientemente próxima da distribuição da estrutura real (3D);
- Os testes T4 e T5 verificam se a tendência central da resposta da estrutura simplificada, para um certo estado de dano e direção, é suficientemente próxima da tendência central da resposta da estrutura complexa;
- Os testes T6 e T7 verificam se a dispersão da resposta da estrutura simplificada, para um certo estado de dano e direção, é suficientemente próxima da dispersão da resposta da estrutura complexa.

Cada gráfico tem no eixo das ordenadas a variável *p-value* que indica o resultado, isto é, representa a probabilidade de convergência da hipótese associada ao resultado de um teste, no caso da hipótese ser verdadeira. Portanto quanto maior o *p-value* "mais verdadeira" é a hipótese, isto é, o sistema simples e o sistema complexo apresentam comportamentos mais aproximados. Convencionou-se um limite de 5% para o valor de *p-value* o que faz com que não se possam rejeitar testes acima deste valor, no entanto procuram-se valores muito grandes de *p* para que se possa ter confiança na hipótese considerada da máxima aproximação possível entre os resultados do modelo de 1 GL e 3D.

Identificando algum padrão de bom ou mau resultado far-se-á uma amostragem dos estados limites de dano (tal como no ponto 3.7.1) e uma análise do que poderá ter despoletado tal resultado, analisando as diferenças expostas na tabela 40. Tem-se em conta que os testes de distribuição (T1, T2 e T3) por avaliar a resposta global de cada caso são os que dão resultados mais interessantes de analisar quanto à semelhança entre o modelo simplificado e o modelo complexo.

4.2. COMPARAÇÃO DE RESULTADOS

4.2.1. RESULTADOS DOS TESTES PARA O ESTADO DE DANO DS1

Neste ponto ir-se-á mostrar o resultado dos 7 testes representados em 3 gráficos (figuras 71 a 73) de acordo com as 3 hipóteses e far-se-á uma discussão da qualidade dos resultados assim como possíveis *clusters* que sejam identificáveis e permitam reconhecer um padrão positivo ou negativo.

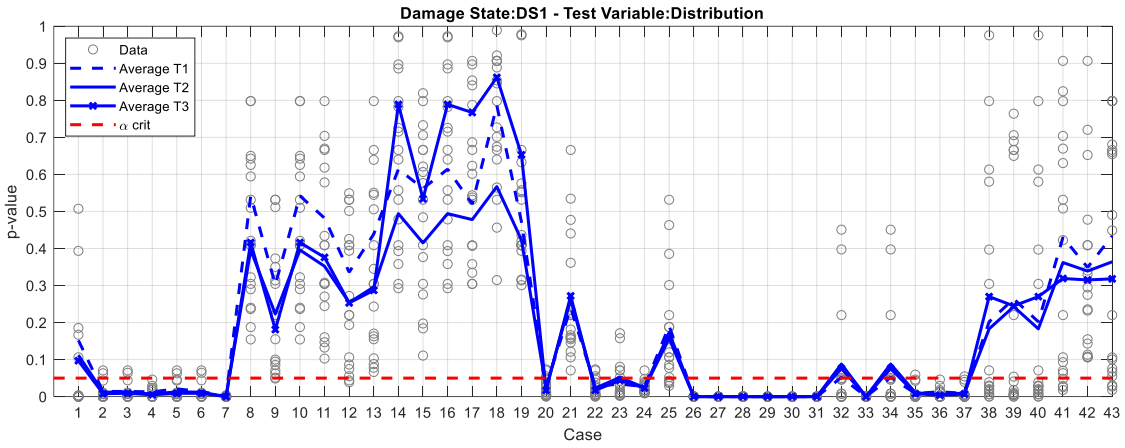


Figura 71 – Testes de distribuição para estado de dano DS1

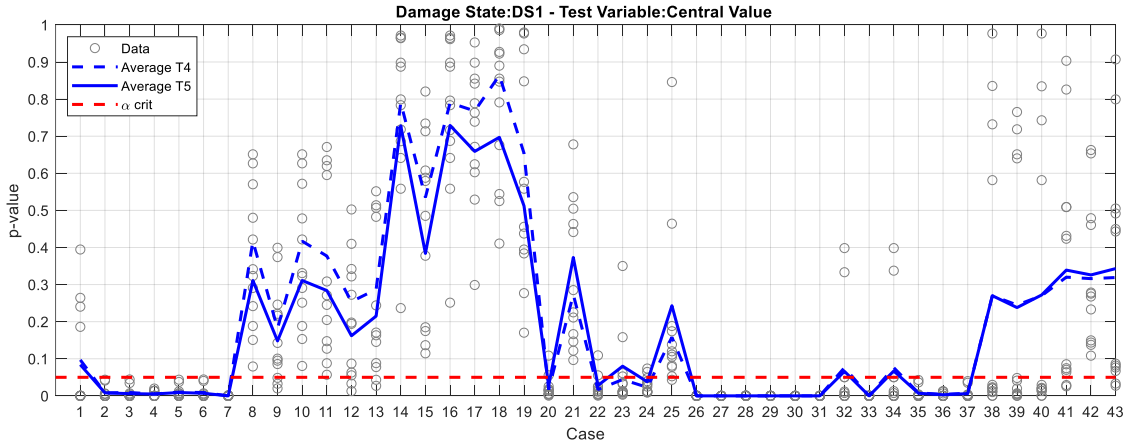


Figura 72 – Testes de tendência central para estado de dano DS1

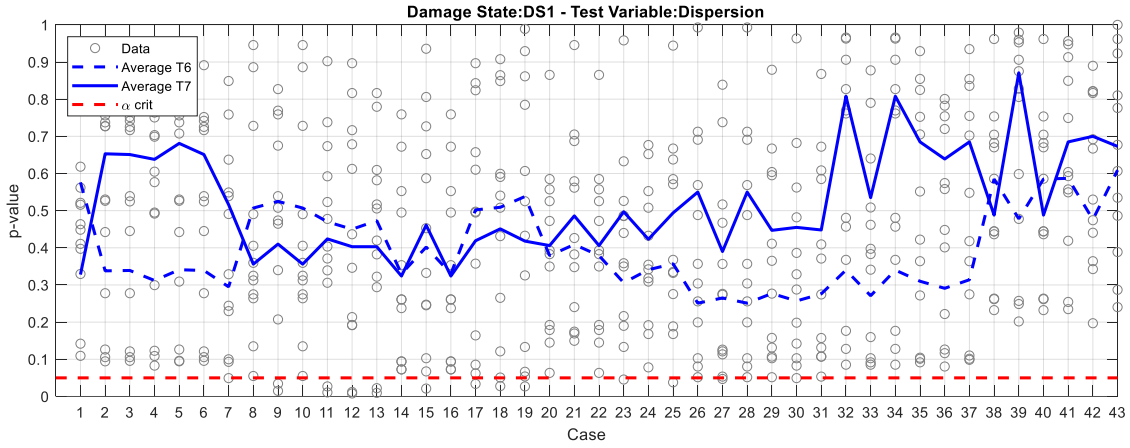


Figura 73 – Testes de dispersão para estado de dano DS1

Para o estado limite DS1 consegue-se identificar através dos testes de distribuição e tendência central que a modelação do amortecimento com degradação cíclica (*Pinching*) é o que melhor capta a resposta do sistema. O amortecimento viscoso quando tem um ξ de 5% também consegue proporcionar uma resposta positiva qualquer que seja a forma de captação do amortecimento de *Rayleigh* e a forma de obter a matriz de rigidez. Os testes de dispersão não são conclusivos já que as diferenças não são grandes de caso para caso e todos passam nos testes contrariamente aos outros testes.

O caso que mais aproximou a resposta do sistema SDOF do MDOF foi o 18 que tem as caraterísticas que se podem observar na tabela 43. Só tem amortecimento devido à massa e considera 2 períodos, portanto tangentes ao ponto de onde é retirado este estado limite.

Tabela 43 - Caso 18 retirado da tabela 40

Caso	ξ	Nº de Períodos	Ki	Ka	Cm	Ck	Deg. Cíclica
18	0,02	2	✗	✗	✔	✗	✔

O caso 14 e 16 (tabela 44) também garantem bons resultados o que demonstra que para DS1 além do modelo *pinching* é importante que o amortecimento seja proporcional à massa e que a matriz de rigidez seja a inicial caso se estejam a captar 4 períodos.

Tabela 44 - Casos 14 e 16, retirados da tabela 40

Caso	ξ	Nº de Períodos	Ki	Ka	Cm	Ck	Deg. Cíclica
14	0,01	4	✔	✗	✔	✔	✔
16	0,02	4	✔	✗	✔	✔	✔

O caso 15 exposto na tabela 45 tem uma quebra de convergência entre o sistema simples e o complexo. A abrangência de períodos vai além do ponto da estrutura de onde é retirado o estado limite DS1, numa altura que as paredes deixam de contribuir para a estrutura, portanto o amortecimento proporcional à massa não está próximo da realidade de DS1 onde ainda há forte contribuição das paredes. Pela comparação com o caso 14 e 16 parece haver um efeito de compensação quando a matriz de rigidez é a inicial e, portanto, retirada em regime elástico.

Tabela 45 - Caso 15 da tabela 40

Caso	ξ	Nº de Períodos	Ki	Ka	Cm	Ck	Deg. Cíclica
15	0,02	4	✗	✗	✔	✗	✔

Na figura 74 apresenta-se as curvas de função densidade da estrutura 3D e da estrutura de 1 GL na direção Y assim ter uma perceção das diferenças entre um caso que reprova nos testes e um que aprova.

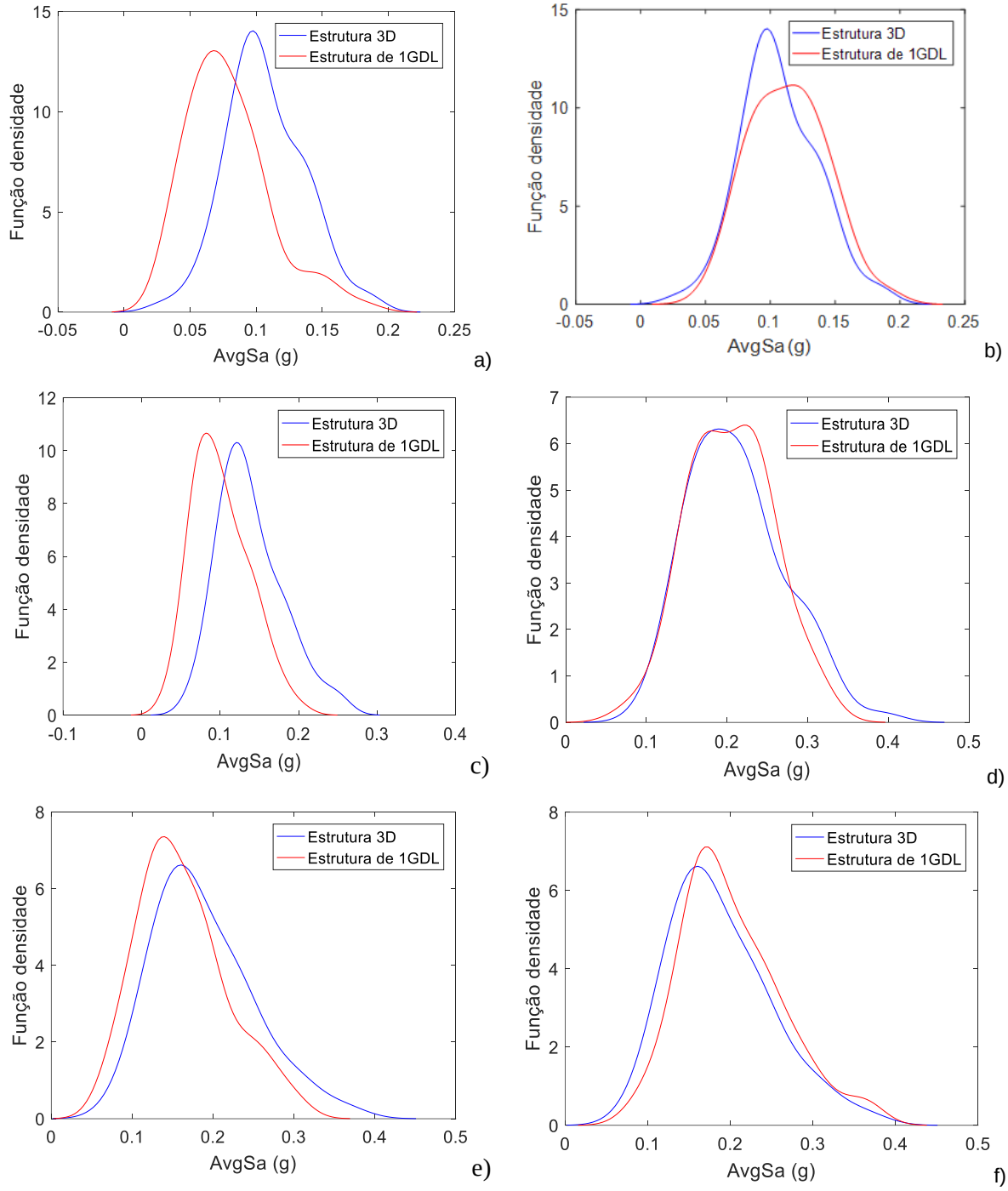


Figura 74 – Direção Y, DS1 – Caso 2: Edifício com 5 pisos a); edifício com 4 pisos c); edifício com 3 pisos e). Caso 25 – Edifício com 5 pisos b); edifício com 4 pisos d); edifício com 3 pisos f)

A função densidade representa, para cada estado limite, a quantidade de pontos intercetada quando AvgSa = 0,2g, considerando este caso. Se esses pontos estão "muito juntos", isto é, apresentam um deslocamento relativo de topo aproximado no sistema SDOF e MDOF então a função densidade das duas estruturas vai ser aproximada.

Pode-se observar na figura 74 que para o caso 25 para um AvgSa de 0,2g, aproximadamente o deslocamento de topo da estrutura 3D e o droof do SDOF apresentam duas curvas bastante próximas ao invés do caso 2 em que a curva de densidade do sistema simples apresenta um para valores notoriamente inferiores de AvgSa em relação à estrutura 3D. Para 3 pisos a diferença entre um caso e outro reduz como é expectável pois o sistema SDOF perde eficácia se a altura for aumentando (1998-1_2009, 2009), (Patelli et al., 2015).

4.2.2. Resultados dos Testes para o estado de dano DS2

Neste ponto tal como em 4.2.1., ir-se-á mostrar o resultado dos 7 testes representados em 3 gráficos (figuras 75 a 77) de acordo com as 3 hipóteses. No esta limite DS2 alguns elementos da estrutura entram em regime plástico e já há fendilhação, e as paredes atingem o limite da sua deformação elástica e formam-se as primeiras rótulas plásticas. Portanto os elementos estruturais não estão todos em regime elástico e é esperada que haja, portanto, variação em relação aos resultados dos testes feitos para DS1

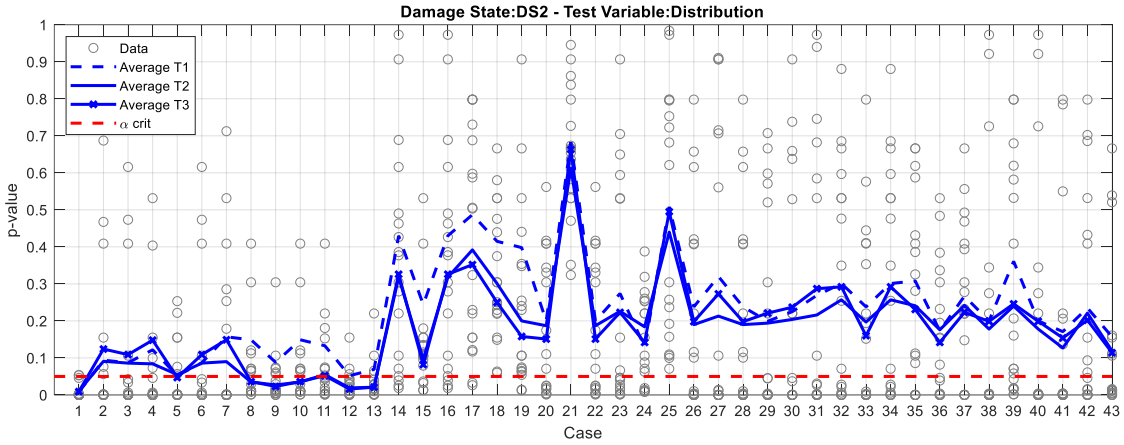


Figura 75 - Testes de distribuição para estado de dano DS2

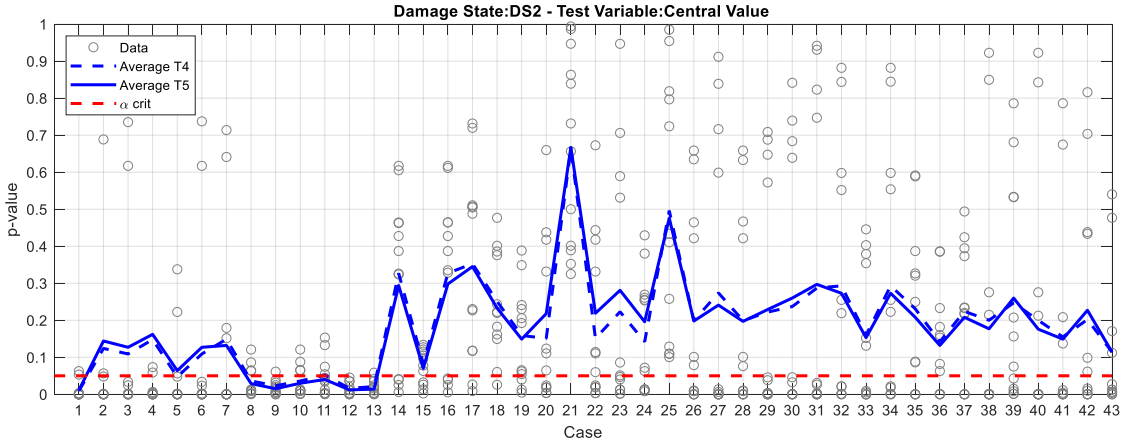


Figura 76 - Testes de tendência central para estado de dano DS2

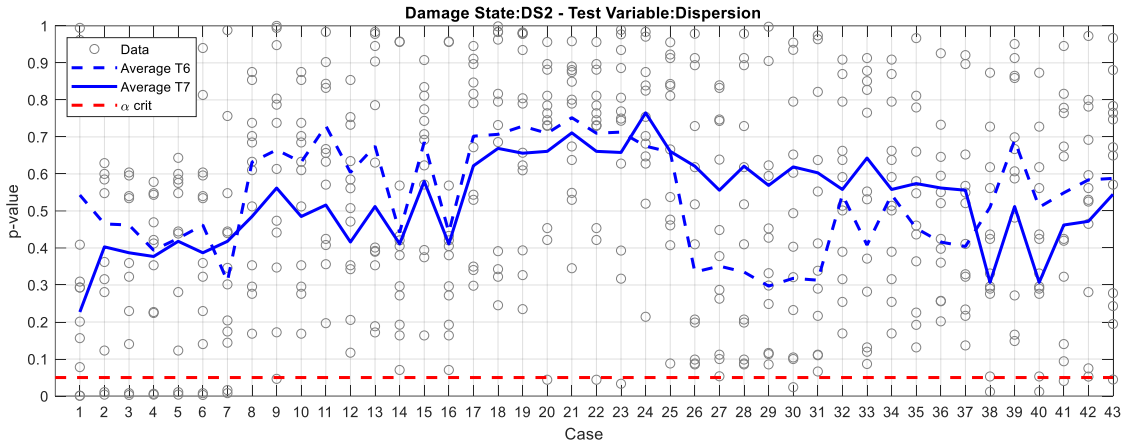


Figura 77 - Testes de dispersão para estado de dano DS2

Para o estado de dano DS2 consegue-se identificar através dos testes de distribuição e tendência central uma clara aprovação da modelação usada no caso 21 (tabela 47). Há uma grande aproximação de resposta entre o sistema simples e o sistema complexo. O caso 25 (tabela 47) também apresenta uma distribuição e tendência central bastante semelhante entre as duas estruturas. Curiosamente o caso 18, apesar de não poder ser rejeitado, decai em termos de aproximação.

As estruturas modeladas através do "Hysteretic Material" (Filippou) apresentam uma aproximação escassa, estando próximos da rejeição e as estruturas com "Pinching4" modificado (sem degradação cíclica) têm bons níveis de concordância entre as duas estruturas, com valores bastantes aproximados mas sem nenhum caso a destacar-se.

A modelação usada do caso 8 ao 13 foi a "Pinching4" (Lowes et al., 2003) no entanto é rejeitada nalguns testes de distribuição e tendência central. Na tabela 46 apresenta-se a vermelho as modelações em que as distribuições e medidas de tendência central da resposta da estrutura simples e complexa é bastante distante e a verde alguns casos em que a resposta é aproximada para se entender o que poderá ter levado a tais resultados.

Tabela 46 – Casos 8 a 20 retirados da tabela 40

Caso	ξ	Nº de Períodos	Ki	Ka	Cm	Ck	Deg. Cíclica
8	0,01	4	✔	✗	✔	✔	✔
9	0,01	4	✗	✗	✔	✗	✔
10	0,01	4	✔	✗	✔	✔	✔
11	0,01	2	✗	✔	✔	✔	✔
12	0,01	2	✗	✗	✔	✗	✔
13	0,01	2	✔	✗	✔	✔	✔
14	0,02	4	✔	✗	✔	✔	✔
15	0,02	4	✗	✗	✔	✗	✔
16	0,02	4	✔	✗	✔	✔	✔
17	0,02	2	✗	✔	✔	✔	✔
18	0,02	2	✗	✗	✔	✗	✔
19	0,02	2	✔	✗	✔	✔	✔
20	0,05	4	✔	✗	✔	✔	✔

Pode-se observar que o amortecimento crítico (ξ) teve uma clara influência nos maus resultados dos casos a vermelho. Com amortecimento viscoso e valor de ξ igual a 1% a aproximação nos testes era maior.

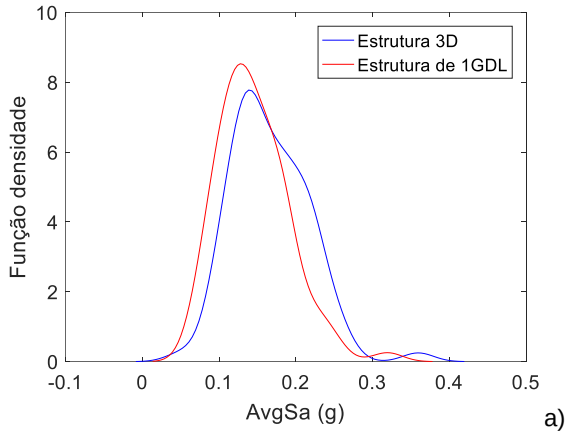
Os testes com maior aprovação foram, tal como referido acima, o 21 e 25 (tabela 47), ambos com ξ = 5%

Tabela 47 – Caso 21 e 25

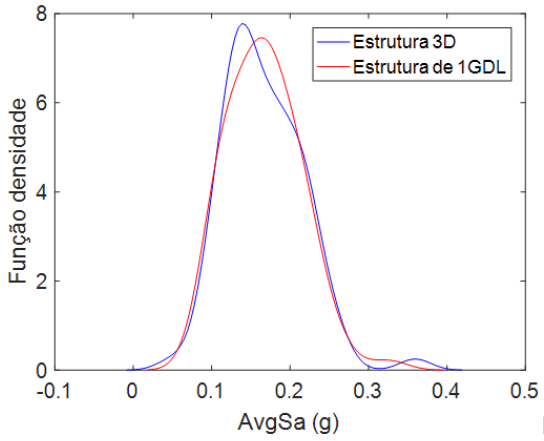
Caso	ξ	Nº de Períodos	Ki	Ka	Cm	Ck	Deg. Cíclica
21	0,05	4	✗	✗	✔	✗	✔
25	0,05	2	✔	✗	✔	✔	✔

As semelhanças são, além do valor do ξ, o modelo usado e o amortecimento proporcional à massa. No caso 21 não é usado o amortecimento proporcional à rigidez mas o bom resultado parece devido ao número de períodos usado. Para a modelação em 21 a gama de períodos vai desde o mínimo valor de Say/Sdy até ao máximo valor de Sar/Sdr tal como explicado no capítulo 3. Portanto, para este caso, a gama de períodos abrange o estado limite DS2

Na figura 78 mostra-se a curvas de densidade entre o caso 9 que falha as hipóteses colocadas pelos testes de distribuição e tendência central com o caso 21 que aprova essas hipóteses. A aproximação entre as curvas de densidade do caso 21 é maior do que as do caso 9 principalmente para o edifício de 4 pisos.



a)



b)

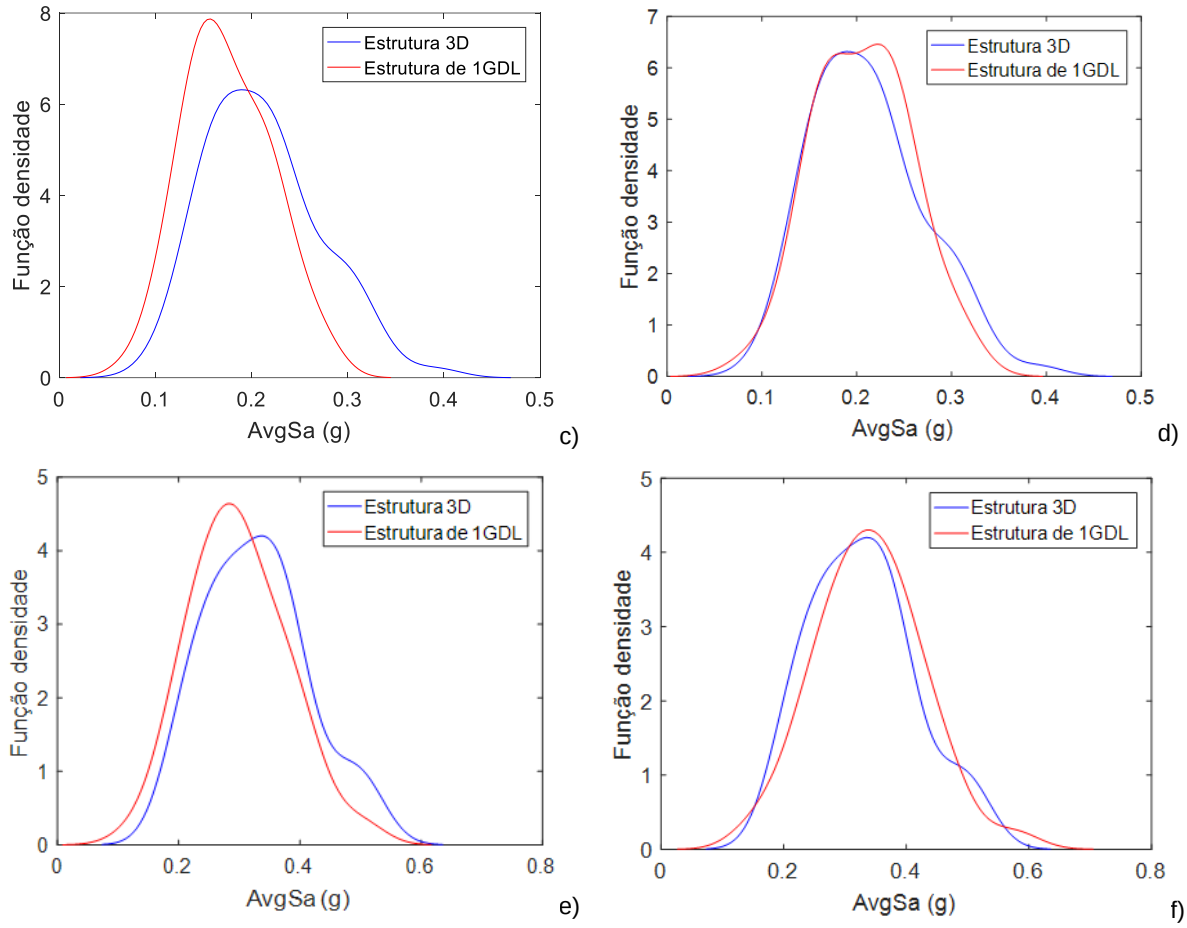


Figura 78 - Direção Y, DS2 – Caso 9: Edifício com 5 pisos a); edifício com 4 pisos c); edifício com 3 pisos e). Caso 21 – Edifício com 5 pisos b); edifício com 4 pisos d); edifício com 3 pisos f)

Curiosamente no caso destas curvas de densidade não é tão notória a diferença de aproximação entre as curvas de densidade da estrutura 3D e da estrutura de 1 GL em relação à altura dos edificios.

4.2.3. Resultados dos Testes para o estado de dano DS3

O estado de dano DS3 é um estado limite escolhido pois é, aproximadamente, para este valor de deslocamento espetral (no espaço ADRS) que as paredes deixam de contribuir, restando apenas a resistência e ductilidade das vigas e pilares. Apresentam-se os 3 gráficos (figuras79 a 81) como nos dois estados de dano anteriores e far-se-á a mesma comparação estre a resposta do sistema SDOF e do sistema MDOF com o foco nos testes de distribuição e tendência central.

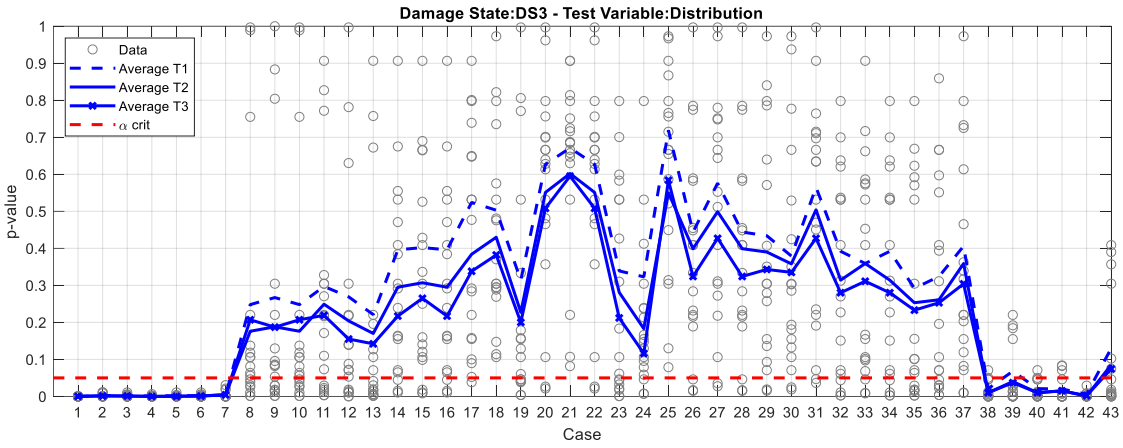


Figura 79 - Testes de distribuição para estado de dano DS3

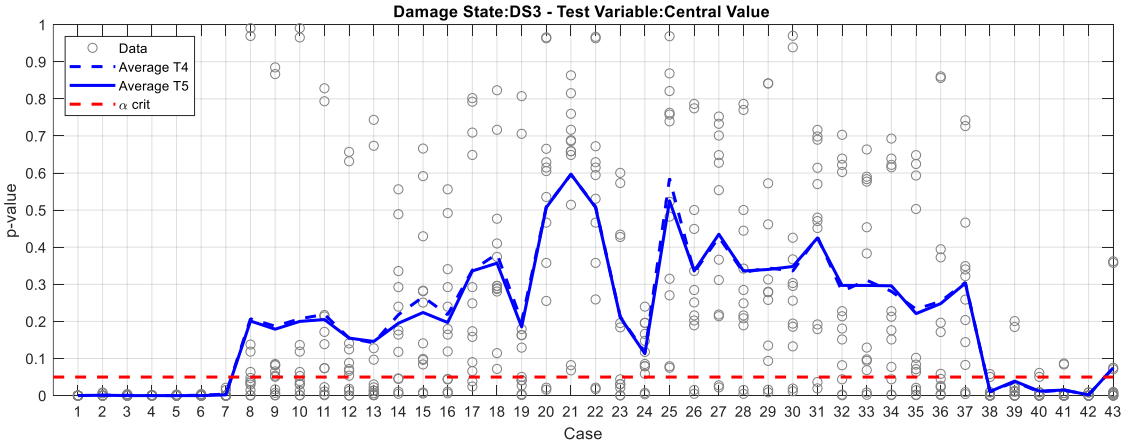


Figura 80 - Testes de tendência central para estado de dano DS3

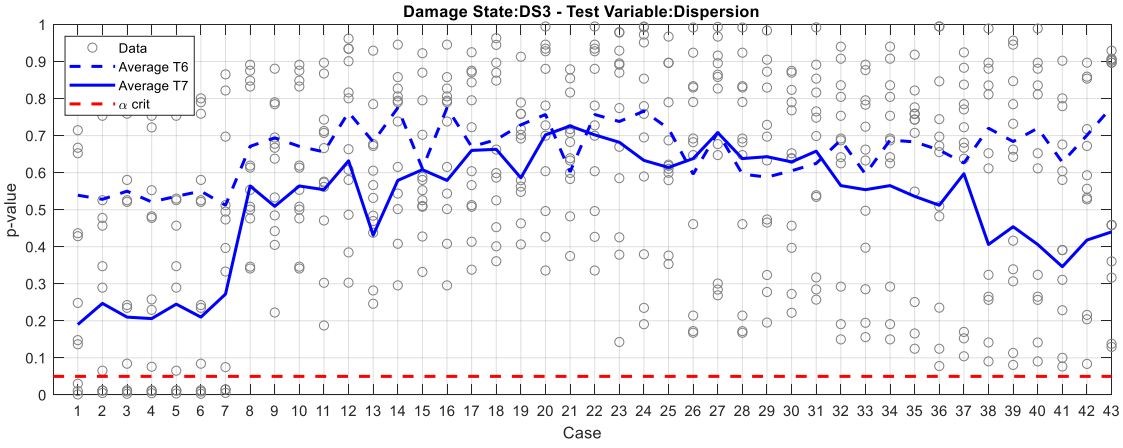


Figura 81 - Testes de dispersão para estado de dano DS3

Para DS3 nota-se, mais uma vez, que a distribuição de resposta e a tendência central de resposta da estrutura simplificada é próxima da resposta da estrutura complexa nos casos 21 e 25 (tabela 47) e que nos testes de dispersão os dois tipos de estrutura têm uma aproximação boa. As estruturas modeladas através do "Hysteretic Material" (Filippou) reprovam nos testes (valores abaixo de *p-value* limite) assim como os casos de amortecimento viscoso 38 a 43. Através da observação da tabela 48 percebe-se que parece ser o valor de ξ que leva a estes maus resultados.

Tabela 48 – comparação da modelação dos casos 33 a 43

Caso	ξ	Nº de Períodos	Ki	Ka	Cm	Ck	Deg. Cíclica
33	0,02	4	✗	✗	✔	✗	✗
34	0,02	4	✔	✗	✔	✔	✗
35	0,02	2	✗	✔	✔	✔	✗
36	0,02	2	✗	✗	✔	✗	✗
37	0,02	2	✔	✗	✔	✔	✗
38	0,05	4	✔	✗	✔	✔	✗
39	0,05	4	✗	✗	✔	✗	✗
40	0,05	4	✔	✗	✔	✔	✗
41	0,05	2	✗	✔	✔	✔	✗
42	0,05	2	✗	✗	✔	✗	✗
43	0,05	2	✔	✗	✔	✔	✗

Para o estado de dano considerado a estrutura já não está em regime elástico pelo que não apresenta amortecimento elástico mas sim uma degradação cíclica provocada por carga e descarga e portanto o valor do amortecimento crítico é muito alto para a o comportamento real da estrutura 3D.

Tabela 49 – Características da modelação dos casos 21 e 25

Caso	ξ	Nº de Períodos	Ki	Ka	Cm	Ck	Deg. Cíclica
21	0,05	4	✗	✗	✔	✗	✔
25	0,05	2	✔	✗	✔	✔	✔

Mais uma vez os casos 21 e 25, representados na tabela 49, apresentam boas performances nos testes de dispersão e tendência central. O modelo "Pinching4" (Lowes et al., 2003) faz uma boa simulação da degradação cíclica da estrutura e a combinação com um ξ alto, neste caso, parece garantir uma boa aproximação entre o sistema simples e o complexo. O número de períodos considerado parece não afetar muito a resposta.

A modelação feita no caso 24 realça-se pela negativa por isso apresentam-se as suas características no quadro 50.

Tabela 50 – Características do caso 24

Caso	ξ	Nº de Períodos	Ki	Ka	Cm	Ck	Deg. Cíclica
24	0,05	2	✗	✗	✔	✗	✔

A diferença deste caso para o caso 25 está na modelação da rigidez inicial e na consideração do amortecimento devido à rigidez. O caso 24 parece dar "pouca" informação ao sistema SDOF para simular uma resposta aproximada ao sistema MDOF para este caso de dano.

Na figura 82, mais uma vez, comparam-se as curvas de densidade entre o caso 24 e o 25 na direção X para o edifício de 5 pisos.

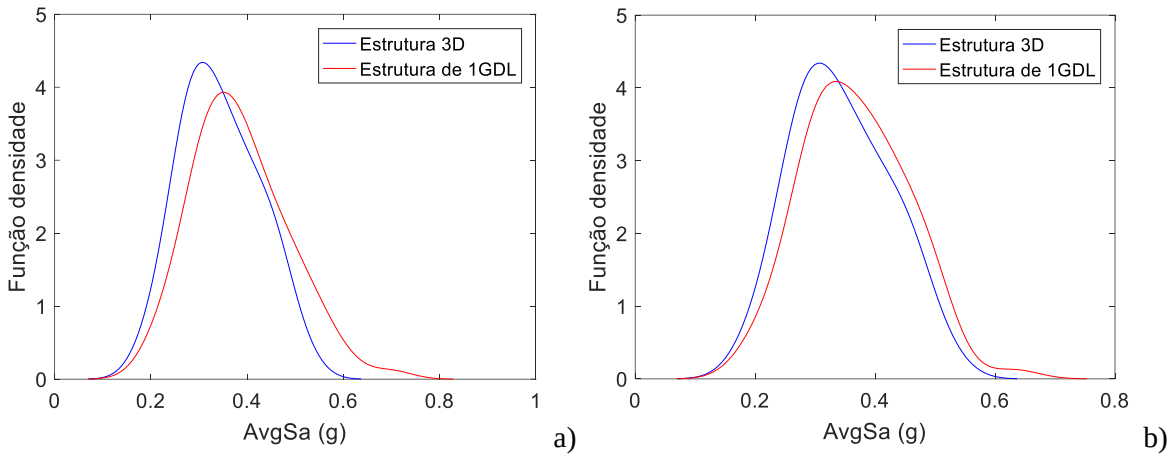


Figura 82 - Caso 24, DS3 – Edifício de 5 pisos, direção X a) e caso 25, DS3 – Edifício de 5 pisos - direção X b)

Pelos gráficos da densidade percebe-se que as curvas dos dois sistemas em ambos os casos apresentam domínios semelhantes, o que seria de esperar visto que nenhuma reprovou nos testes. No entanto o "pico" da curva do caso 25 apresenta um valor de AvgSa (g) mais aproximado entre a estrutura 3D e a de 1 GL. Esta densidade mais aproximada é normal dado os resultados dos testes de distribuição e tendência central. Também se conclui que para uma melhor comparação de funções de densidade os casos devem ter resultados nos testes bastante díspares caso contrário terão curvas aproximadas.

4.2.4. Resultados dos Testes para o Estado de Dano DS4

O último estado limite considerado neste trabalho, DS4, foi obtido no ponto em que a estrutura forma um mecanismo de colapso, deixando de formar rótulas plásticas, porque as vigas e pilares deixam de ter ductilidade e resistência. Este estado de dano foi obtido com o deslocamento Sdf (mais uma vez no espaço ADRS). Observando as curvas IDA vê-se que DS4 é obtido para um valor de deslocamento relativo de topo bastante maior que os restantes estados limites. Nas figuras 83 a 85 podem-se observar, mais uma vez, as três categorias de testes a que se submeteram o sistema simples e o complexo.

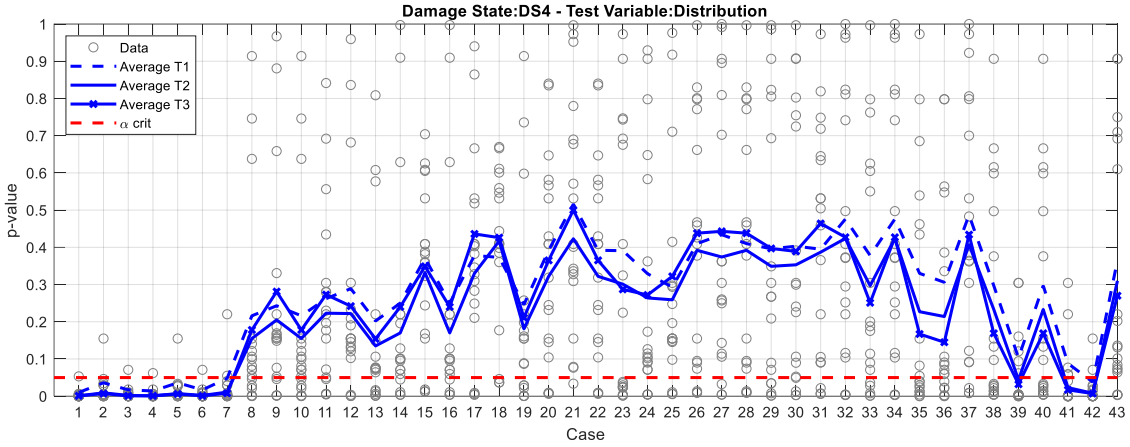


Figura 83 - Testes de distribuição para estado de dano DS4

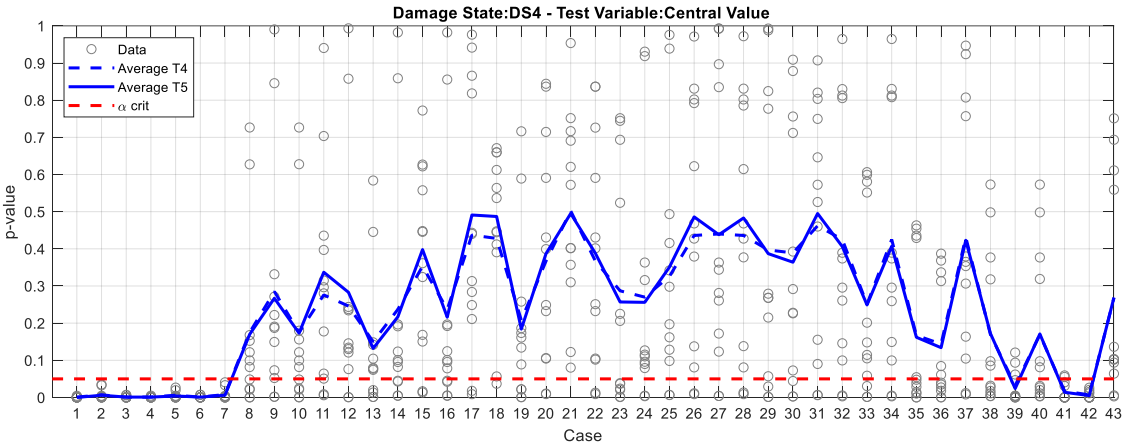


Figura 84 - Testes de tendência central para estado de dano DS4

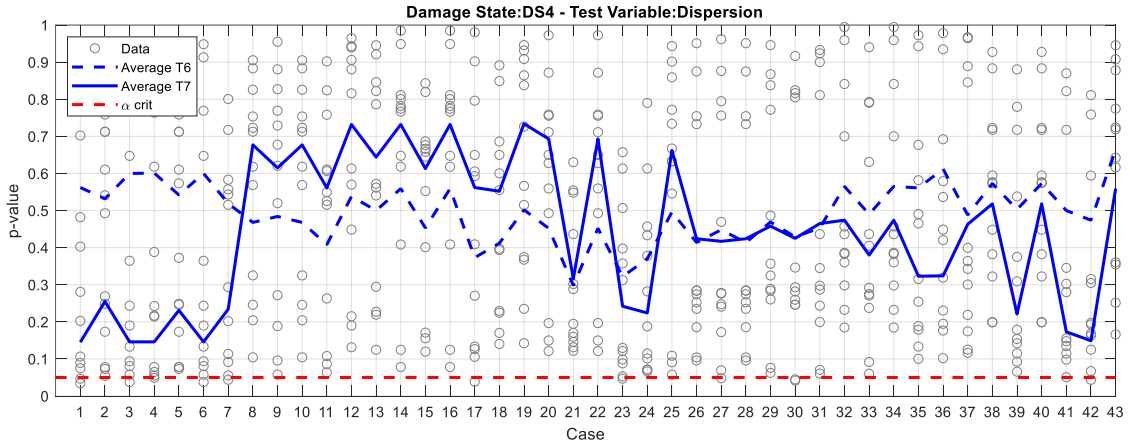


Figura 85 - Testes de dispersão para estado de dano DS4

Para este estado de dano observam-se valores de distribuição e tendência central mais igualitários já que apesar das oscilações de performance nos testes não há um caso que se destaque em especial. Nos testes de dispersão, apesar de total validação, a modelação do amortecimento feita através do "Hysteretic Material" (Filippou) não obteve boa convergência no teste *Brown-Forsythe*.

O modelo "Hysteretic Material" (Filippou), casos 1 a 7, não pode ser usada para comparar os dois sistemas assim como o caso 39, 41 e 42, de amortecimento viscoso, que têm as características da tabela 51.

Tabela 51 – Características dos casos 39, 41 e 42

Caso	ξ	Nº de Períodos	Ki	Ka	Cm	Ck	Deg. Cíclica
39	0,05	4	✗	✗	✔	✗	✗
41	0,05	2	✗	✔	✔	✔	✗
42	0,05	2	✗	✗	✔	✗	✗

As diferenças para o caso 43 (tabela 52), que foi aprovado, foi que este último considerou a rigidez inicial e o amortecimento devido à rigidez. No entanto o caso 41 também considerou o amortecimento devido à rigidez. Pelo que um sistema SDOF com a matriz de rigidez inicial para um estado limite em que a estrutura deixa de dar uma resposta parece ser o mais lógico, ao invés de uma matriz de rigidez obtida secante a um ponto em que a estrutura já não tem uma resposta muito confiável.

Tabela 52 – Caso 43

Caso	ξ	Nº de Períodos	Ki	Ka	Cm	Ck	Deg. Cíclica
43	0,05	2	✔	✗	✔	✔	✗

Mais uma vez o caso 21 é o que apresenta melhor aproximação entre o modelo 3D e o modelo de 1 GL. Quando se usa o modelo "Pinching4 Material" (Lowes et al., 2003) este consegue simular bem a histerese da estrutura real e que o amortecimento proporcional à massa é suficiente até porque com uma boa simulação da resposta da estrutura garante que a rigidez obtida nos ciclos de carga e descarga é aproximada à que é obtida na estrutura real.

A figura 86 expõe as curvas de densidade do caso 42, que reprova nos testes de hipótese de distribuição e tendência central (fig. 86 – a)) e do caso que apresenta maior concordância nos mesmos testes de hipótese – caso 21.

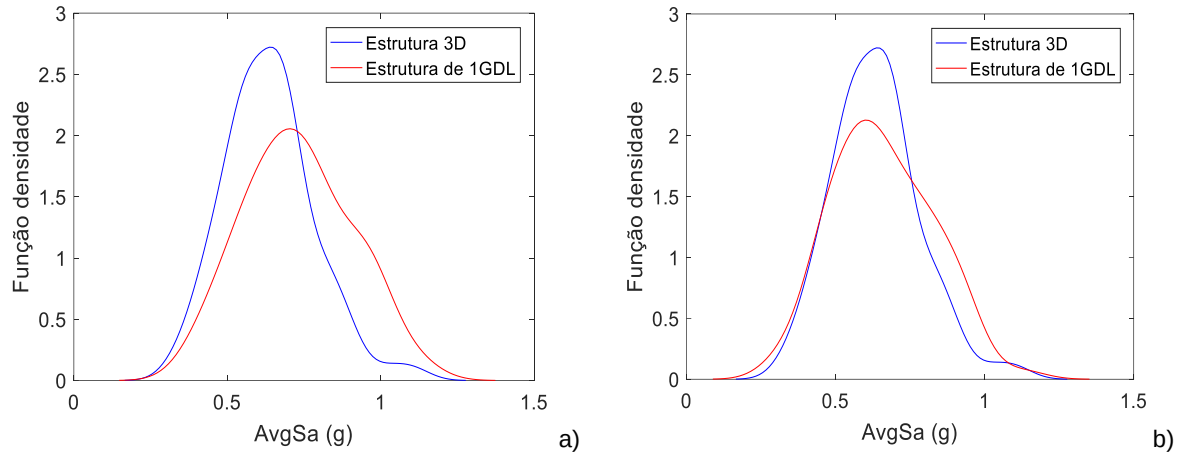


Figura 86 - Caso 42, DS4 – Edifício de 5 pisos, direção X a) e caso 21, DS4 – Edifício de 5 pisos - direção X b)

Pode-se observar que, apesar de em ambas as funções de densidade haver pouca sobreposição entre as curvas da estrutura 3D e as curvas de 1 GL, o pico de densidade para o melhor caso é para valores similares de AvgSa ao contrário do caso 42.

As comparações para os melhores resultados mostram que as curvas da função densidade geralmente apresentam o mesmo valor de AvgSa ainda que nem sempre se sobreponham ao longo do intervalo medido.

4.3. RANKING DOS RESULTADOS

Como se pode ver no subcapítulo 4.2, apesar de se ter encontrado bons resultados que se evidenciam para certos testes e casos de dano, é difícil encontrar um resultado global nos testes de hipótese efetuados que se considere melhor ou pior de forma inequívoca.

Então neste ponto apresentam-se vários gráficos de barras em que se faz uma comparação entre os diversos testes e estados de dano. Achou-se o valor máximo de *p-value* dos 43 casos para cada estado limite DS e normalizou-se os resultados dos valores de *p* para os restantes casos.

4.3.1. *RANKING* DOS TESTES DE HIPÓTESE POR ESTADO DE DANO PARA OS TESTES DE DISTRIBUIÇÃO

As figuras 87 a 90 mostram o *ranking* de cada caso por estado limite, para os testes de distribuição. No eixo das abcissas dos gráficos de barras encontram-se os casos e no eixo das ordenadas um fator nomeado *Likelihood Indicator – LI*, que pode ser entendido como um indicador de bom resultado. Quanto mais próximo de 1, melhor o resultado sendo LI = 1 atribuído ao melhor caso.

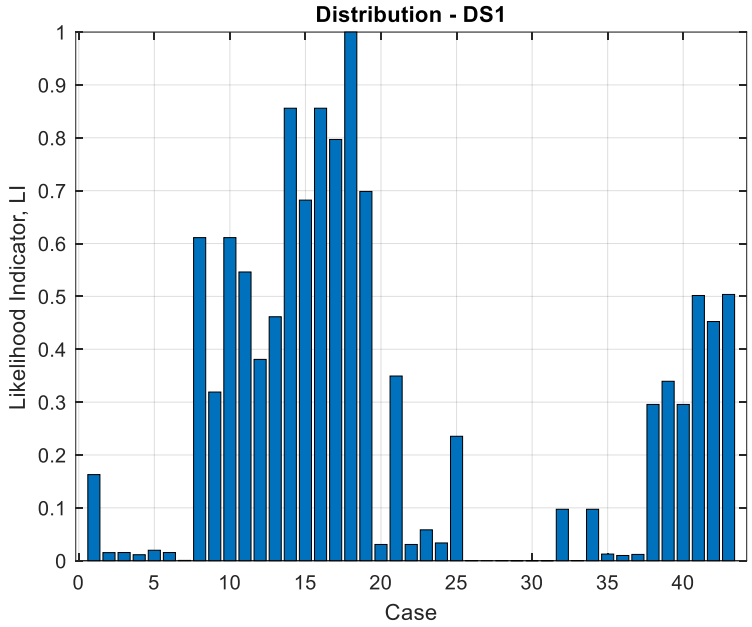


Figura 87 – *Ranking* dos casos para os testes de distribuição efetuados para o estado de dano DS1

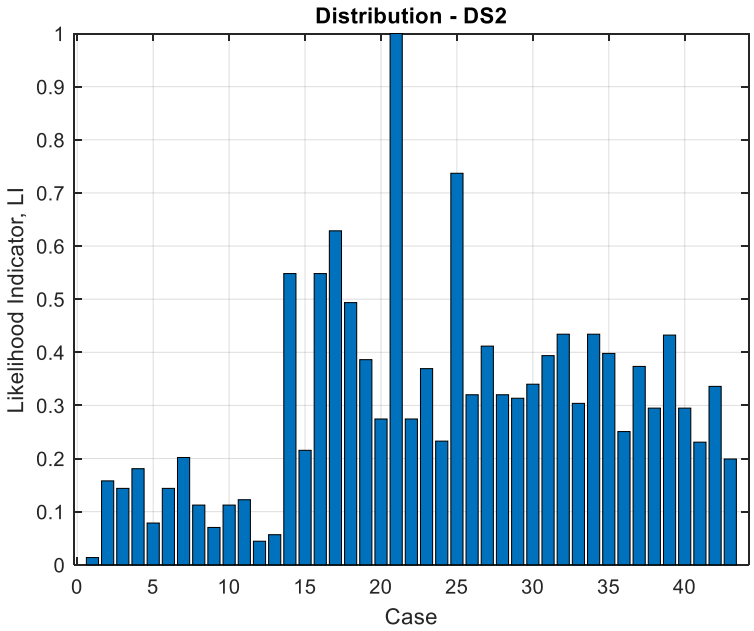


Figura 88 - *Ranking* dos casos para os testes de distribuição efetuados para o estado de dano DS2

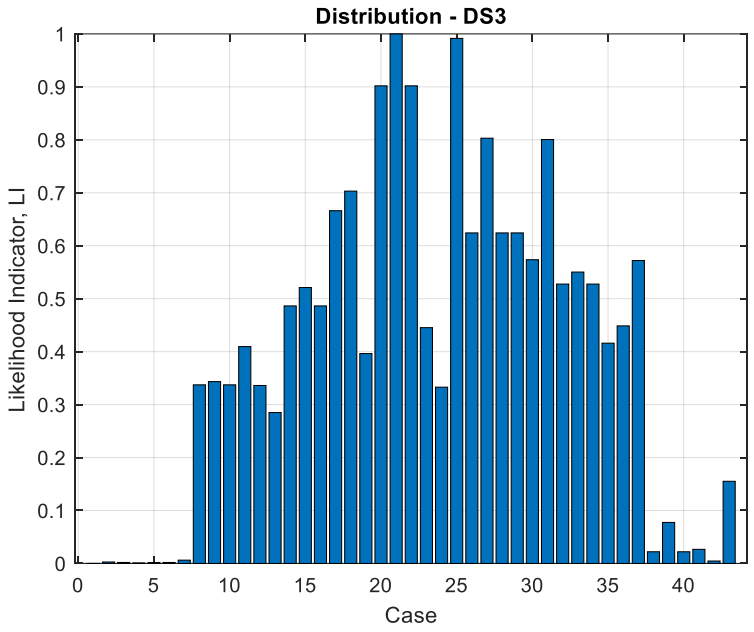


Figura 89 - *Ranking* dos casos para os testes de distribuição efetuados para o estado de dano DS3

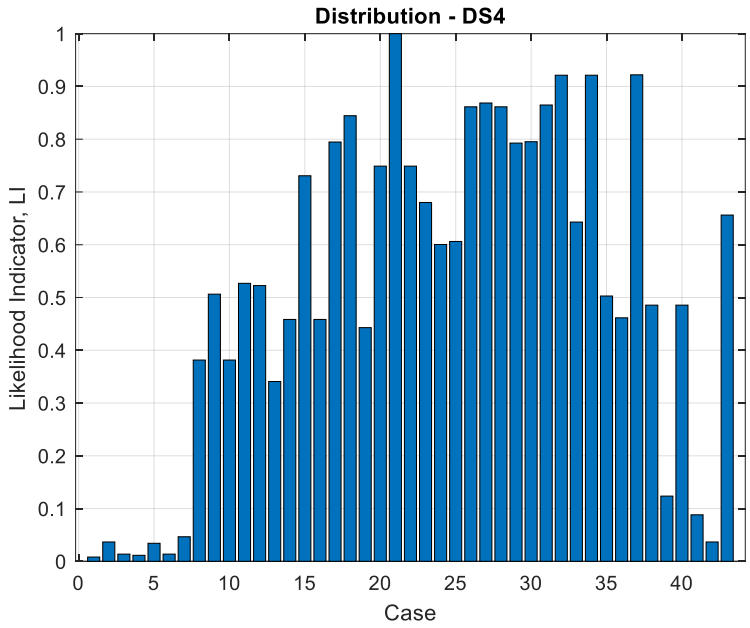


Figura 90 - *Ranking* dos casos para os testes de distribuição efetuados para o estado de dano DS4

Pode observar-se que em regime elástico (DS1) o caso 18 é o que apresenta maior LI nos testes de distribuição e quando a estrutura começa a ter elementos em regime plástico a simulação do sistema SDOF feita no caso 21(de DS2 a DS4) é a que mais se aproxima do sistema MDOF.

4.3.2. *Ranking* dos Testes de Hipótese por Estado de Dano para os Testes de Tendência Central

As figuras 91 a 94 mostram o *ranking* de cada caso por estado limite, para os testes de tendência central.

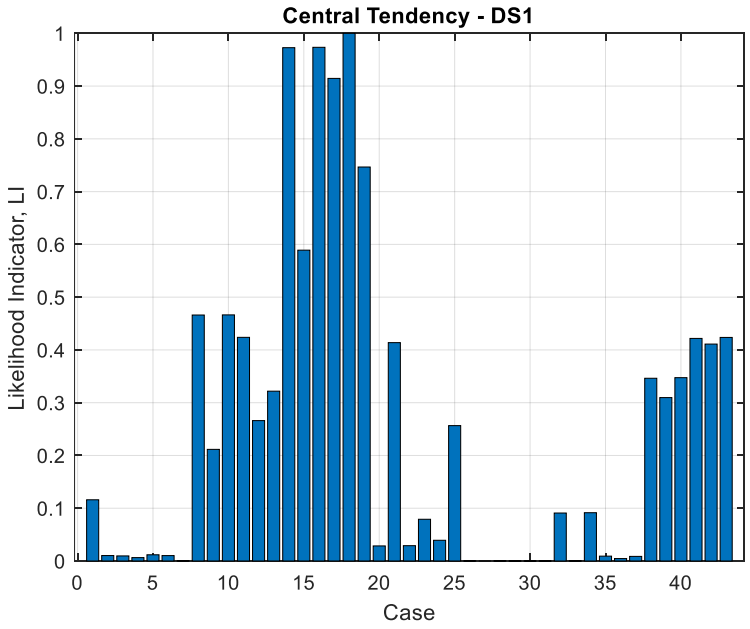


Figura 91 - *Ranking* dos casos para os testes de tendência central efetuados para o estado de dano DS1

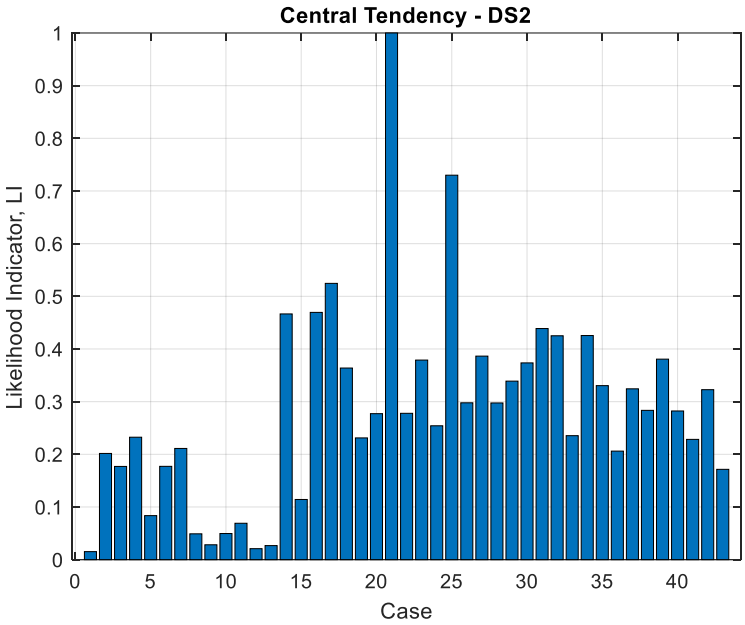


Figura 92 - *Ranking* dos casos para os testes de tendência central efetuados para o estado de dano DS2

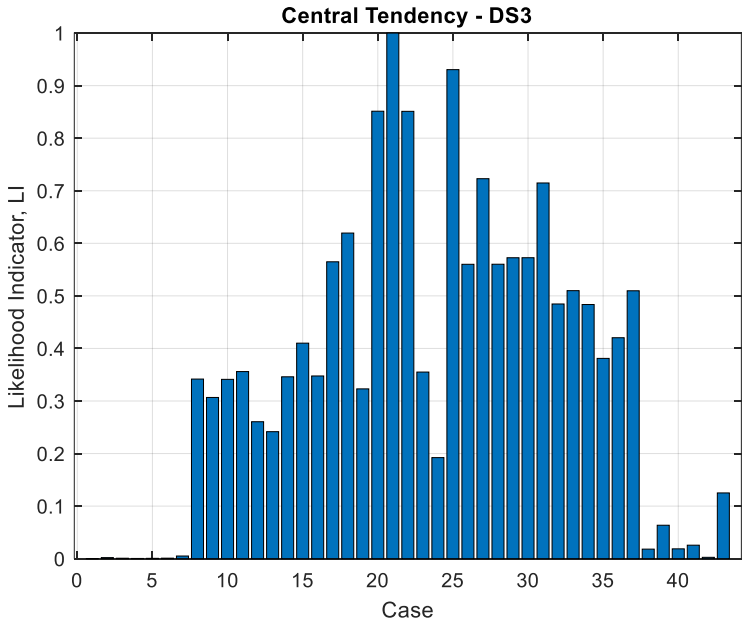


Figura 93 - *Ranking* dos casos para os testes de tendência central efetuados para o estado de dano DS3

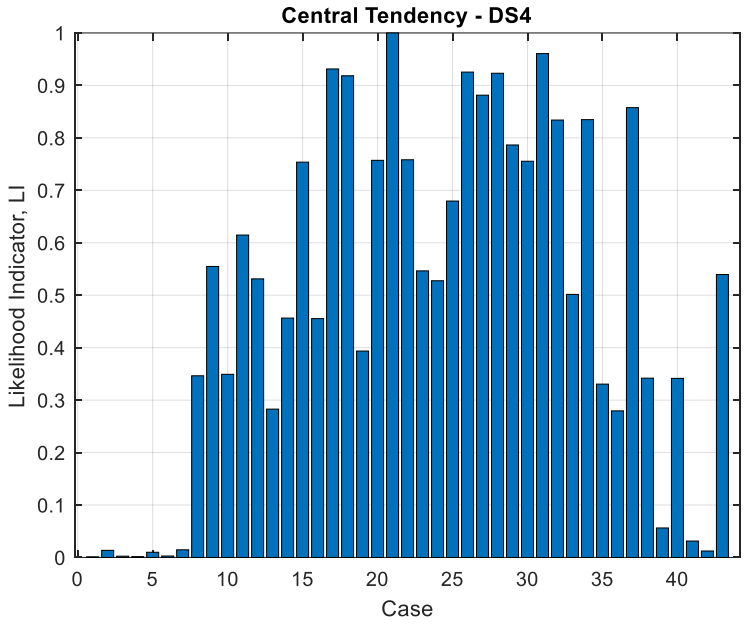


Figura 94 - *Ranking* dos casos para os testes de tendência central efetuados para o estado de dano DS4

As medidas de tendência central apresentam resultados próximos dos testes de distribuição com o caso 18 a ser o melhor enquanto a estrutura está em regime elástico e os casos 21 e 25, tal como visto em **4.2**, a destacarem-se quando há formação de rótulas plásticas.

4.3.3. *Ranking* dos Testes de Hipótese por Estado de Dano para os Testes de Dispersão

As figuras 95 a 98 mostram o *ranking* de cada caso por estado limite, para os testes de dispersão.

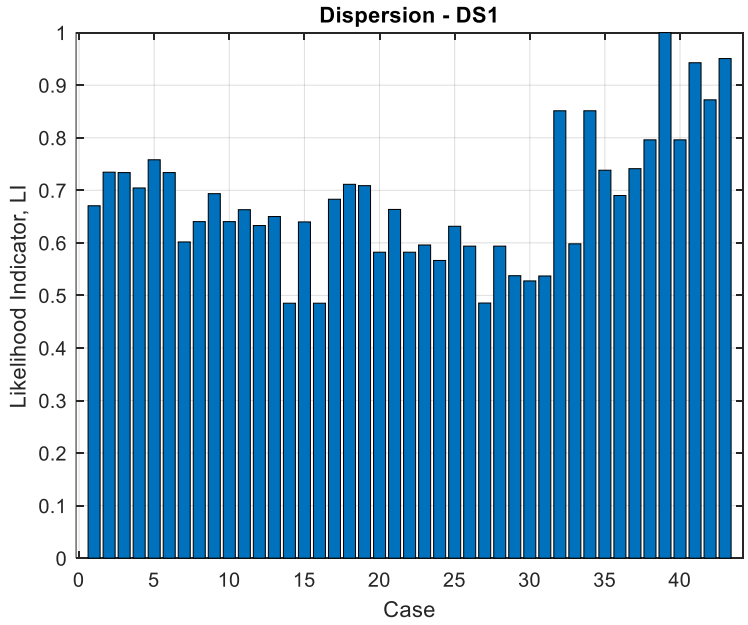


Figura 95 - *Ranking* dos casos para os testes de dispersão efetuados para o estado de dano DS1

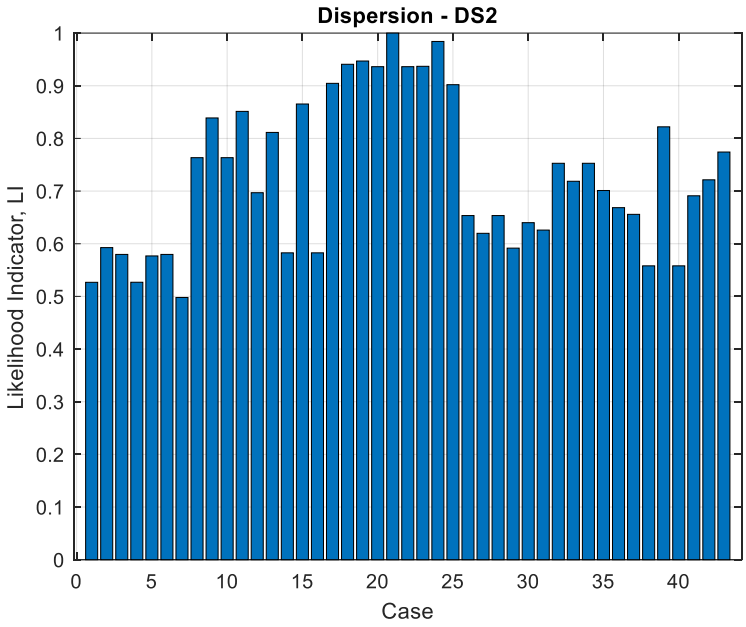


Figura 96 - *Ranking* dos casos para os testes de dispersão efetuados para o estado de dano DS2

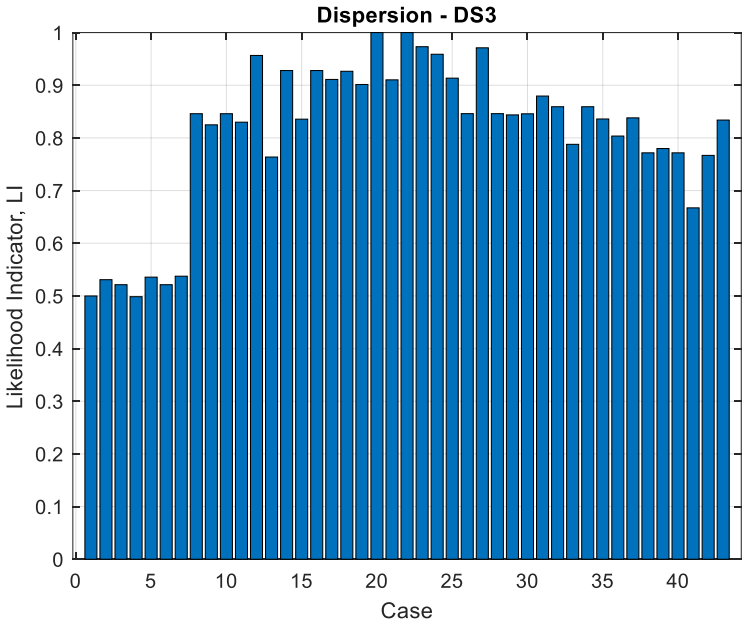


Figura 97 - *Ranking* dos casos para os testes de dispersão efetuados para o estado de dano DS3

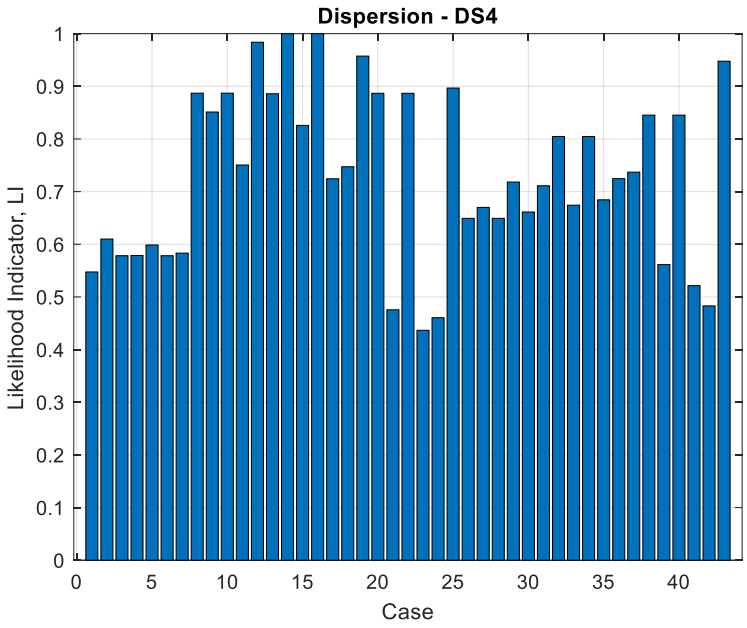


Figura 98 - *Ranking* dos casos para os testes de dispersão efetuados para o estado de dano DS4

Tal como já dito anteriormente os testes de dispersão são geralmente bons e bastante mais homogéneos que os restantes testes, sendo mais difícil encontrar um padrão de comportamento. Os primeiros 7 casos voltam a registar, em geral, piores resultados como se pode ver nos gráficos de barras. Já os casos que se apresentavam bem no ranking no *cluster* 20 a 25 apresentam algumas flutuações

4.3.4. *RANKING* DE TODOS OS TESTES DE HIPÓTESE POR ESTADO DE DANO

Apresenta-se nas figuras 99 a 102 o valor de LI para a combinação de todos os testes de hipótese para cada estado limite.

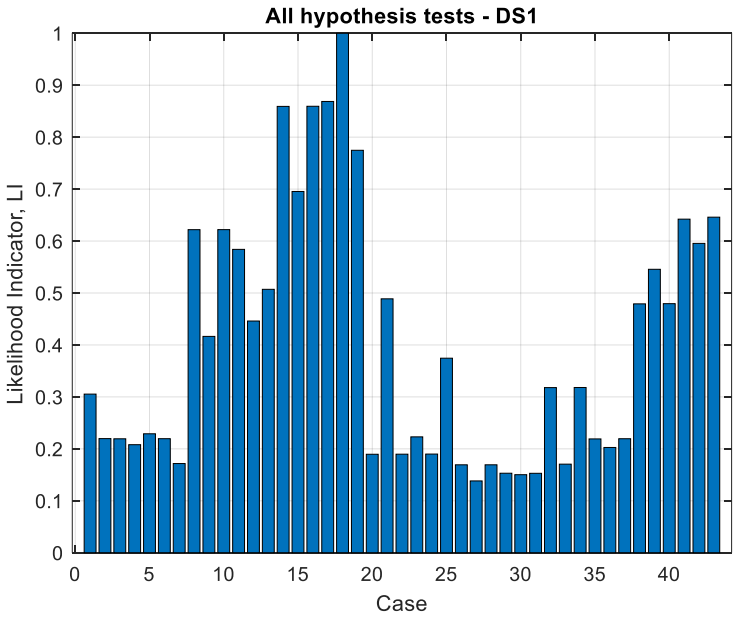


Figura 99 - *Ranking* dos casos para todos os testes de hipótese efetuados para o estado de dano DS1

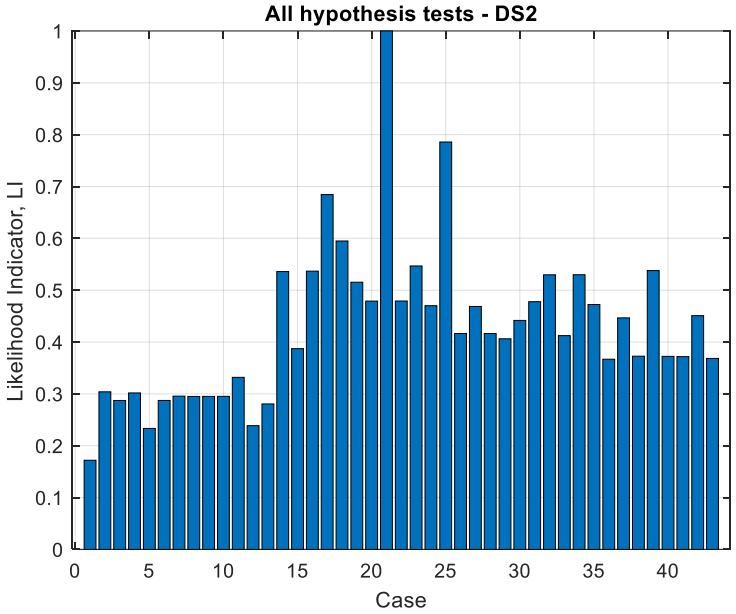


Figura 100 - *Ranking* dos casos para todos os testes de hipótese efetuados para o estado de dano DS2

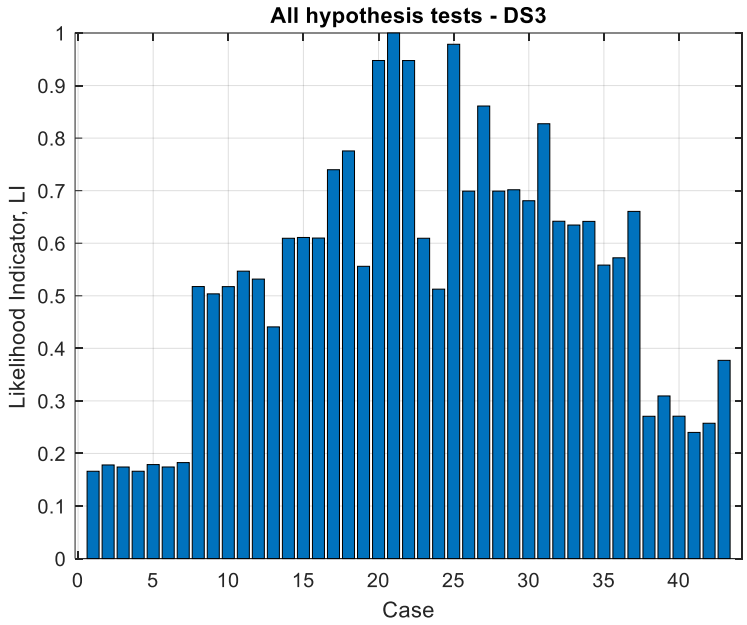


Figura 101 - *Ranking* dos casos para todos os testes de hipótese efetuados para o estado de dano DS3

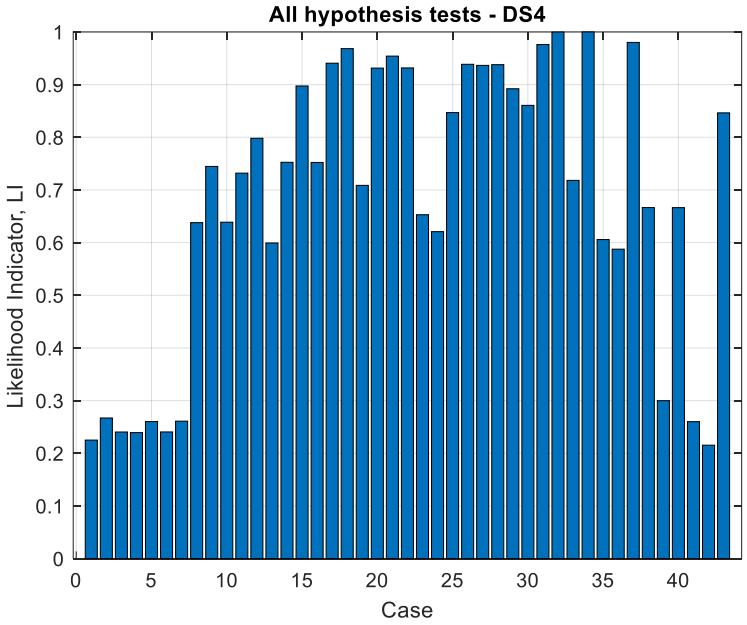


Figura 102 - *Ranking* dos casos para todos os testes de hipótese efetuados para o estado de dano DS4

Olhando para os resultados expostos nos gráficos de barras observa-se que os casos de "Pinching4 Material" são os mais positivos, tal já seria de esperar pelos gráficos observados nos pontos 4.3.1., 4.3.2., e 4.3.3..

4.3.5. Ranking de Cada Teste de Hipótese para todos os Estados de Dano

Apresenta-se nas figuras 103 a 105 o valor de LI de todos os estados limite para cada teste de hipótese efetuado. Apresenta-se assim outra perspetiva geral do valor de LI tal como no ponto 4.3.4. desta vez focando os testes efetuados.

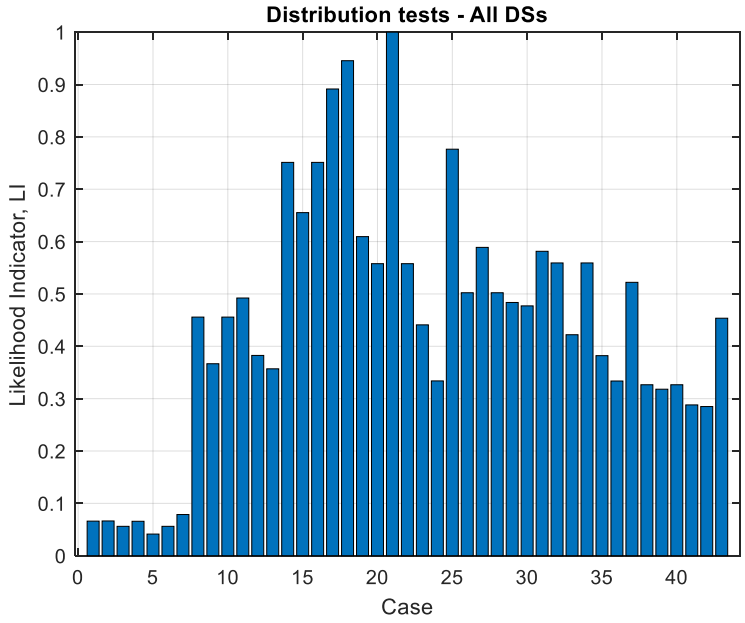


Figura 103 - *Ranking* dos casos para os testes de distribuição efetuados para todos os estados de dano

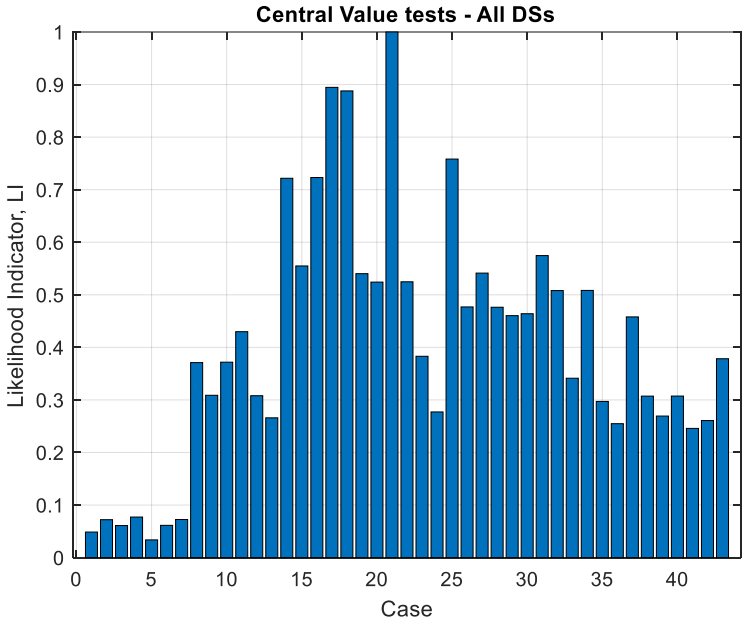


Figura 104 - *Ranking* dos casos para os testes de tendência central efetuados para todos os estados de dano

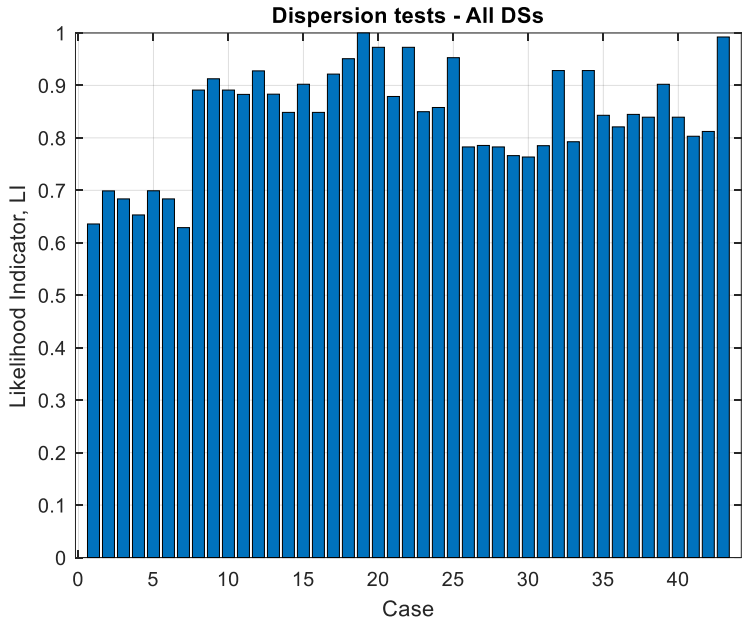


Figura 105 - *Ranking* dos casos para os testes de dispersão efetuados para todos os estados de dano

Os resultados do gráfico de barras, mais uma vez, seguem as conclusões já tiradas nos pontos anteriores em relação às simulações que mais aproximaram o sistema SDOF do sistema MDOF

4.3.6. RANKING DE TODOS OS TESTES DE HIPÓTESE PARA TODOS OS ESTADOS DE DANO

A figura 106 apresentam o gráfico que ilustra a junção de todos os testes de hipótese com todos os estados de dano. Sendo, assim, o resultado geral pretende-se observar se esta forma mais "grosseira" de apresentar os resultados segue o padrão das mais especificas apresentadas nos pontos anteriores.

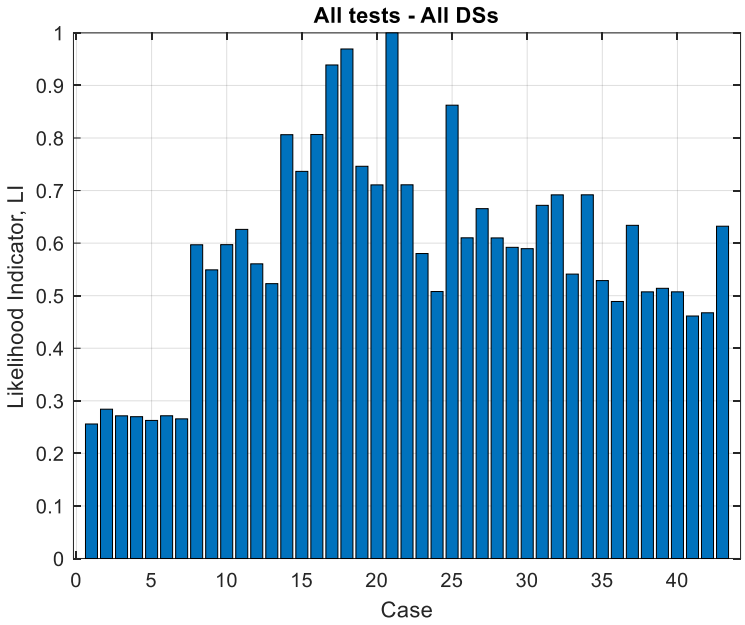


Figura 106 - *Ranking* de todos os casos para todos os testes de hipótese efetuados

A junção dos testes com os casos efetuados permite concluir que o caso 21 é o que melhor faz a aproximação entre a estrutura simplificada e a estrutura complexa inicial. O caso 18 também se destaca principalmente devido ao LI obtido enquanto a estrutura estava em regime elástico.

5
Conclusões e Desenvolvimentos Futuros

5.1. CONCLUSÕES

A simulação da fragilidade sísmica sempre se revelou complicada para os engenheiros dada a quantidade de variáveis que envolve o seu estudo. De um lado tem-se os materiais e métodos construtivos que se encontram bem regulados atualmente e do lado oposto o fenómeno sísmico, incontrolável, que pode apresentar diferentes características a cada ocorrência. Acresce o facto de a análise da fragilidade sísmica olhar para a estrutura como um todo e não como peças individuais como se faz no dimensionamento de estruturas.

Com o desenvolvimento de meios computacionais foi possível desenvolver modelos numéricos complexos que forneçam aos especialistas informação mais fidedigna quanto à fragilidade sísmica das estruturas. Mas estes modelos complexos são morosos, logisticamente exigentes e complicados de programar, daí a busca por modelos numéricos simples que se valham da tecnologia de hoje e que consigam apresentar resultados fidedignos.

O desenvolvimento do *software Opensees* permitiu à comunidade científica ter uma base comum de trabalho para a modelação de estruturas com o objetivo de, entre outros, analisar o comportamento destas perante um fenómeno sísmico decompondo-o numa série de parâmetros.

Tal como apresentado no capítulo 3 foram feitas 43 simulações de um sistema de 1 grau de liberdade. Há uma conclusão que se destaca bastante: quando não se modela o SDOF de forma a este ter degradação cíclica no formato *pinching* então os testes reprovam na sua maioria. Modelar apenas com o sistema "Hysteretic Material" não faz com que a estrutura simplificada siga o mesmo comportamento da complexa, então, se a modelação histerética não seguir o modelo *pinching* (como se fez com o modelo "Hysteretic Material" nos primeiros 7 casos) os resultados dos testes de proporcionalidade são muito maus já que parece que se está a "obrigar" a *mola* seguir um comportamento histerético errado. Também se conclui que, tal como a literatura corrente diz, quanto mais alto for o edifício mais difícil é aproximar o sistema SDOF do sistema MDOF.

Dos estados de dano definidos destaca-se que enquanto a estrutura tem comportamento elástico e se estão a formar as primeiras rótulas plásticas (DS1) além da deformação em forma de *pinching* o $\xi = 2\%$ aparente dar ganhos importantes nas simulações de forma a representar o amortecimento viscoso característico do sistema linear

Para os estados limites DS2 e DS3, quando as paredes atingem o máximo de contribuição até ao ponto de deixarem de contribuir para a resistência da estrutura e enquanto as vigas e pilares ainda apresentam ductilidade e resistência, o valor de ξ ser alto (5%) parece contribuir para uma boa resposta assim como

apresentar amortecimento proporcional à massa e tangente à rigidez (tangente ao tramo das retas e secante aos pontos charneira) no caso de se usarem 2 períodos. Mas usando 4 períodos então a melhor solução parece ajustar o amortecimento só proporcional à massa.

Para DS4, ponto em que as vigas e pilares esgotam a sua capacidade de resistência e que a estrutura deixa de formar rótulas plásticas, não se denota tanta exigência a nível de modelação, embora o caso 21 seja dos que melhor performance tem.

Em suma ter uma boa modelação da degradação cíclica é o fator mais importante para modelar o SDOF, garantindo geralmente um bom resultado e considerando, claro, que a transformação do sistema MDOF para SDOF está feita de forma correta. No entanto para os outros parâmetros da programação do modelo simplificado podem-se notar alguns fatores que influenciam de forma positiva (enaltecidos no capítulo 4) mas não parecem ser melhores de forma inequívoca.

5.2. DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

A estrutura tridimensional usada no estudo base é bastante regular, de betão armado com paredes de alvenaria, e dimensionada apenas para cargas gravíticas logo são apenas uma amostra dos edifícios existentes. Então a análise do desempenho do modelo numérico simplificado construído tem mais aplicação para edifícios mais antigos antes da entrada em vigor dos regulamentos de projeto de estruturas para resistência aos sismos.

O que se espera é que haja mais estudos idênticos com outro tipo de estruturas e, talvez. a formação de um portefólio com estruturas-tipo que possam dar uma resposta sobre o desempenho de modelos simplificados para mais edifícios e, portanto, munir a sociedade de mais conhecimento sobre possíveis efeitos dos sismos em cada tipo de estrutura.

Com o avanço dos métodos computacionais e a contribuição dos investigadores ao redor do mundo também se espera que surjam novos modelos que ajudem e melhores a simulação dos efeitos dos sismos nas estruturas quer para sistemas de 1 grau de liberdade quer para sistemas com múltiplos graus de liberdade.

Bibliografia

1998-1_2009, N. E. (2009). Eurocódigo 8: Projecto de estruturas para resistência aos sismos

Parte 1: Regras gerais, acções sísmicas e regras para edifícios.

Ansari, A. R., & Bradley, R. A. (1960). Rank-sum tests for dispersions. *The Annals of Mathematical Statistics, 31*(4), 1174-1189.

Arêde, A. (2012). Dinâmica de Estruturas e Engenharia Sísmica - Mestrado Integrado em Engenharia Civil.

Botta, M., & Mezzi, M. (2008). Probabilistic correlation of damage and seismic demand in R/C structures. *Int. fib*.

Chopra, A. K. (1995). *Dynamics of structures: theory and applications to earthquake engineering*: Prentice Hall.

D'Ayala, D., Meslem, A., Vamvatsikos, D., Porter, K., Rossetto, T., Crowley, H., & Silva, V. (2014). *GEM Guidelines for Analytical Vulnerability Assessment of Low/Mid-rise Buildings*.

Erberik, M. A., & Kurtman, B. (2010). *A detailed evaluation on degrading behavior of structural systems.* Paper presented at the Proceedings of the 9th US National and 10th Canadian Conference on Earthquake Engineering.

Fajfar, P. (2000). A Nonlinear Analysis Method for Performance‐Based Seismic Design. *Earthquake Spectra, 16*(3), 573-592. doi:10.1193/1.1586128

Fardis, M., & Panagiotakos, T. (1997). Seismic design and response of bare and masonry-infilled reinforced concrete buildings part II: infilled structures. *Journal of Earthquake Engineering, 1*(03), 475-503.

Filippou, M. S. a. F. Hysteretic Material. Retrieved from http://opensees.berkeley.edu/wiki/index.php/Hysteretic_Material

Gibbons, J. (1985). Nonparametric statistical inference, 2nd edn. M. *Dekker, New York8. Groot P, ten Teije A, van Harmelen F (2004) A quantitative analysis of the robustness of knowledge-based systems through degradation studies. Knowl Inform Syst, 7*(2), 224245.

Haselton, C. B., Liel, A. B., Taylor-Lange, S. C., & Deierlein, G. G. (2016). Calibration of Model to Simulate Response of Reinforced Concrete Beam-Columns to Collapse. *ACI Structural Journal, 113*(6).

Ibarra, L. F., Medina, R. A., & Krawinkler, H. (2005). Hysteretic models that incorporate strength and stiffness deterioration. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics, 34*(12), 1489-1511. doi:10.1002/eqe.495

Karpanan, K. (2019). Experimental and numerical analysis of structures with bolted joints subjected to impact load.

Kohrangi, M., Bazzurro, P., Vamvatsikos, D., & Spillatura, A. (2017). Conditional spectrum-based ground motion record selection using average spectral acceleration. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics, 46*(10), 1667-1685. doi:10.1002/eqe.2876

Laura Eads, S. U. Retrieved from http://opensees.berkeley.edu/wiki/index.php/Dynamic_Analysis_of_2-Story_Moment_Frame

Lignos, D., Krawinkler, H., & Whittaker, A. (2008). *Analytical and experimental prediction of sideway collapse of steel frames*.

Lignos, D. G., & Krawinkler, H. (2013). Development and Utilization of Structural Component Databases for Performance-Based Earthquake Engineering. *Journal of Structural Engineering, 139*(8), 1382-1394. doi:doi:10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0000646

Lopes, M. (2008). Sismos e edifícios. *Orion*.

Lowes, L. N., Mitra, N., & Altoontash, A. (2003). A beam-column joint model for simulating the earthquake response of reinforced concrete frames.

Mathiasson, A., & Medina, R. A. (2014). Seismic Collapse Assessment of a 20-Story Steel Moment-Resisting Frame Structure. *Buildings, 4*(4), 806-822. Retrieved from https://www.mdpi.com/2075-5309/4/4/806

McKenna, F., Fenves, G., & Filippou, F. (2010). OpenSees. *University of California, Berkeley: nd*.

Mitra, N. Pinching4 Material. Retrieved from http://opensees.berkeley.edu/wiki/index.php/Pinching4_Material

Nikiforov, A. M. (1994). Algorithm AS 288: Exact Smirnov two-sample tests for arbitrary distributions. *Journal of the Royal Statistical Society. Series C (Applied Statistics), 43*(1), 265-270.

NP_EN_1992-1-1. (2010). Eurocódigo 2 - Projecto de estruturas de betão. Parte 1-1: Regras Gerais e regras para edifícios.

Park, Y. J., Reinhorn, A. M., & Kunnath, S. K. (1987). IDARC: Inelastic damage analysis of reinforced concrete frame-shear-wall structures.

Patelli, E., Beer, M., Siu-Kui Au, S.-K., & Kougioumtzoglou, I. A. (2015). *Encyclopedia of earthquake engineering*: Springer.

Pettitt, A. N. (1976). A two-sample Anderson-Darling rank statistic. *Biometrika, 63*(1), 161-168.

Porter, K., Farokhnia, K., Vamvatsikos, D., & Cho, I. (2015). Guidelines for component-based analytical vulnerability assessment of buildings and nonstructural elements. In: Global Vulnerability Consortium, Available from http://www. sparisk. com ….

Silva, V., Casotto, C., Vamvatsikos, D., Rao, A., & Villar, M. *Presentation of the Risk Modeller's Toolkit, the open–source software for vulnerability assessment of the Global Earthquake Model*.

Silva, V., Casotto, C., Rao, A., Villar, M., Crowley, H. and Vamvatsikos, D. (2015). Risk Modeller's Toolkit - User Guide. Global Earthquake Model (GEM). Technical Report.

Skoulidou, D., & Romão, X. (2019). Uncertainty quantification of fragility and risk estimates due to seismic input variability and capacity model uncertainty. *Engineering Structures, 195*, 425-437.

Vallander, S. S. (1973). Calculation of the Wasserstein distance between probability distributions on the line. *Teoriya Veroyatnostei i ee Primeneniya, 18*(4), 824-827.

Vamvatsikos, D. (2013). Derivation of new SAC/FEMA performance evaluation solutions with second-order hazard approximation. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics, 42*(8), 1171-1188. doi:10.1002/eqe.2265

Yepes-Estrada, C., Silva, V., Rossetto, T., D'Ayala, D., Ioannou, I., Meslem, A., & Crowley, H. (2016). The Global Earthquake Model Physical Vulnerability Database. *Earthquake Spectra, 32*(4), 2567-2585. doi:10.1193/011816eqs015dp

Zareian, F., & Medina, R. A. (2010). A practical method for proper modeling of structural damping in inelastic plane structural systems. *Computers & structures, 88*(1-2), 45-53.

Zhu, M., McKenna, F., & Scott, M. H. (2018). OpenSeesPy: Python library for the OpenSees finite element framework. *SoftwareX, 7*, 6-11. doi:https://doi.org/10.1016/j.softx.2017.10.009

Anexos

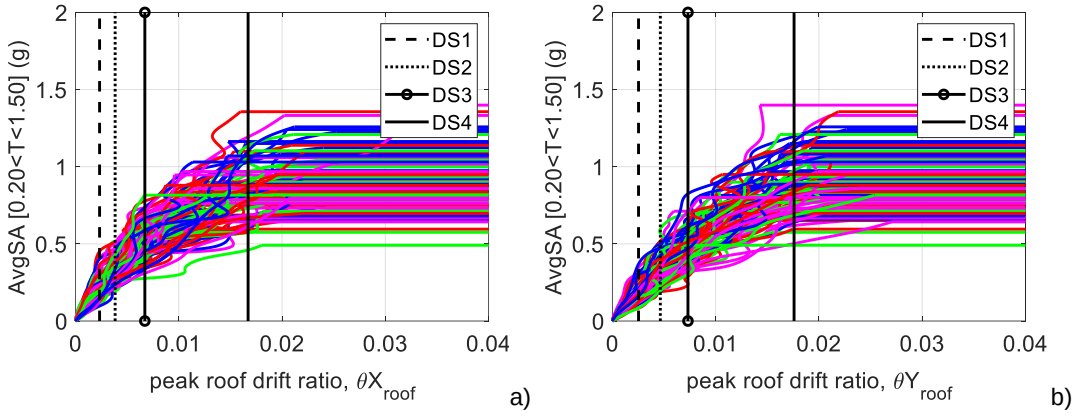
ANEXO A1 – CURVAS DE RESULTADOS DA ESTRUTURA 3D

Neste anexo apresentam-se as curvas de fragilidade, as curvas IDA e de medidas centrais da IDA da estrutura 3D assim como as obtidas para o caso 1, 8, 21, 25 e 43 durante a execução desta tese. Assim abrangem-se várias gamas de resultados.

Estão discriminadas conforme o número de pisos e direção (X ou Y) que pretendem simular da estrutura 3D. Os primeiros resultados a serem mostrados são os da estrutura MDOF (figuras A1 a A3) e, depois, serão mostrados os resultados da estrutura SDOF discriminados por caso tal como presente na tabela 40.

Estrutura MDOF

3 Pisos



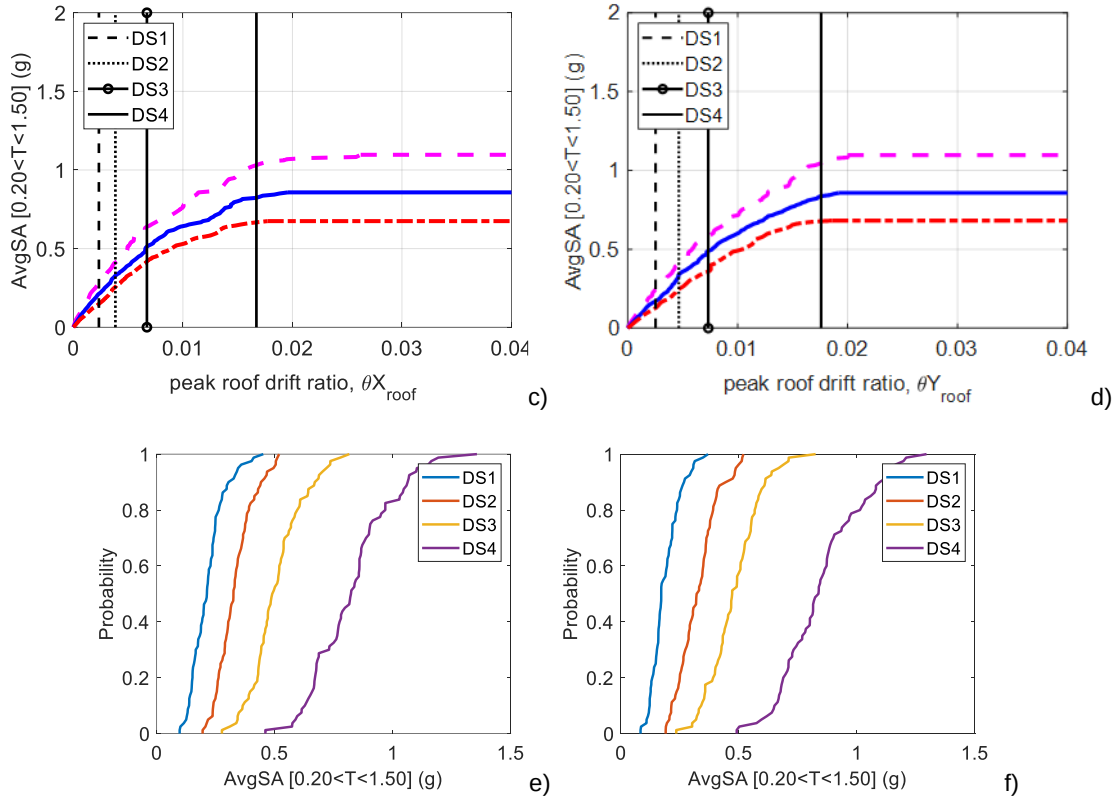
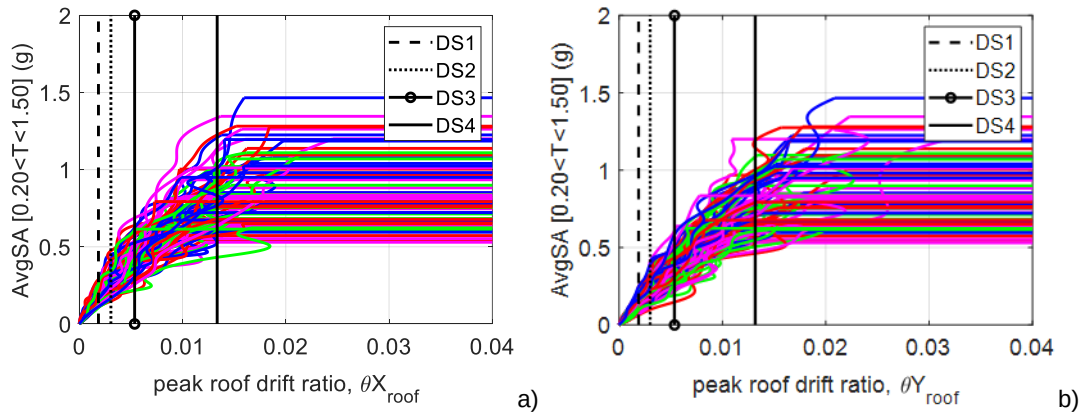


Figura A 1 – Para 3 pisos, sistema MDOF: Curvas IDA na direção X - a), e na direção Y - b); Curvas IDA de tendência central na direção X - c) e na direção Y - d); Curvas de Fragilidade na direção X - e) e na direção Y - f)

4 Pisos



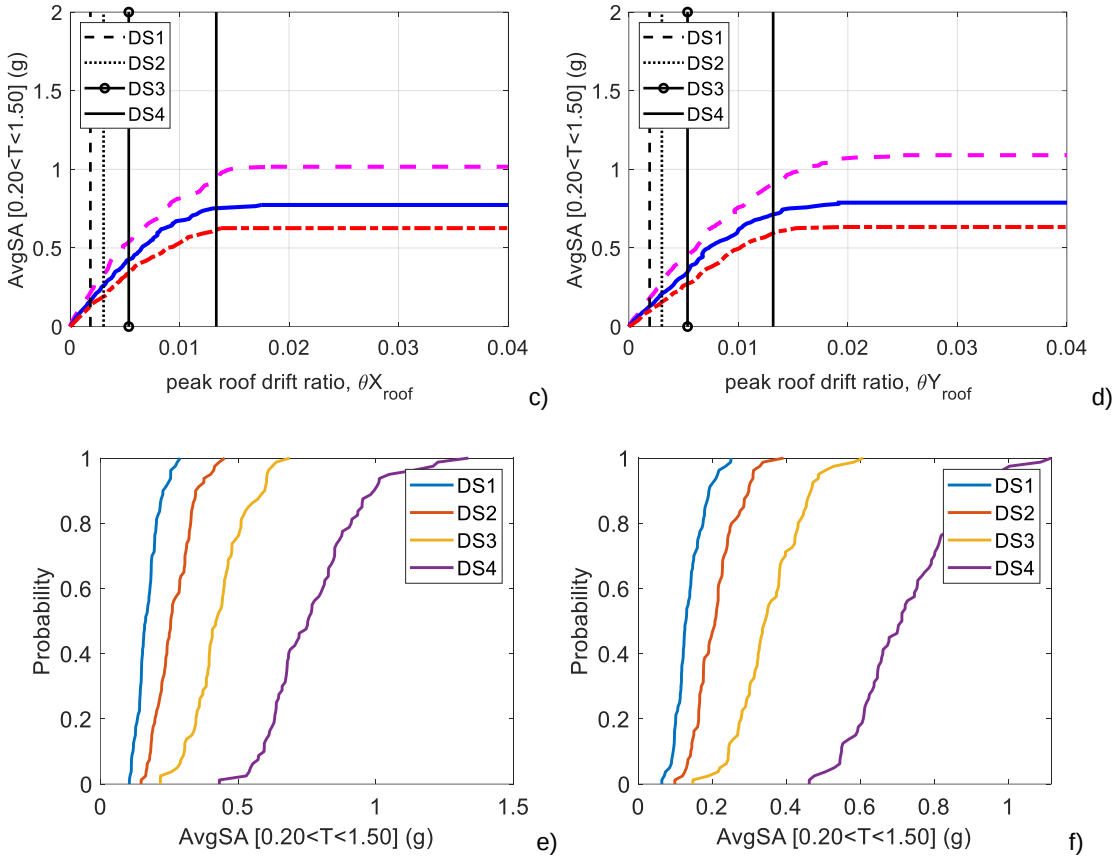
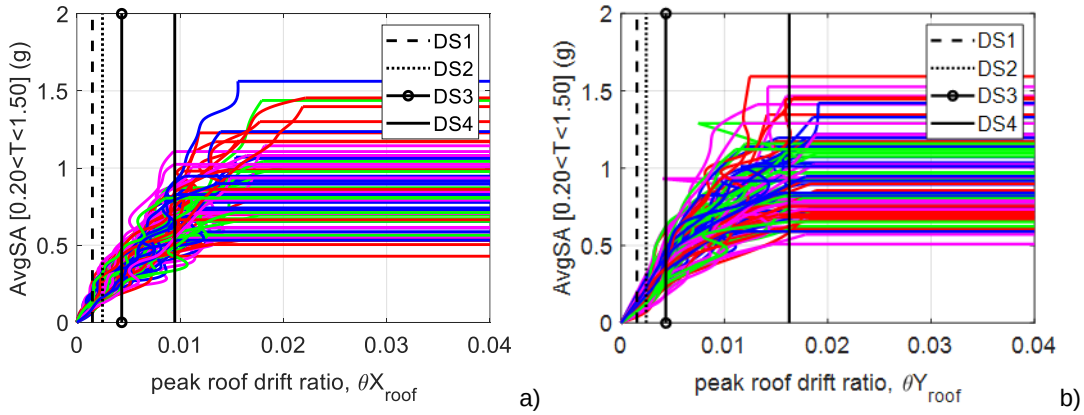


Figura A 2 - Para 4 pisos, sistema MDOF: Curvas IDA na direção X - a), e na direção Y - b); Curvas IDA de tendência central na direção X - c) e na direção Y - d); Curvas de Fragilidade na direção X - e) e na direção Y - f)

5 Pisos



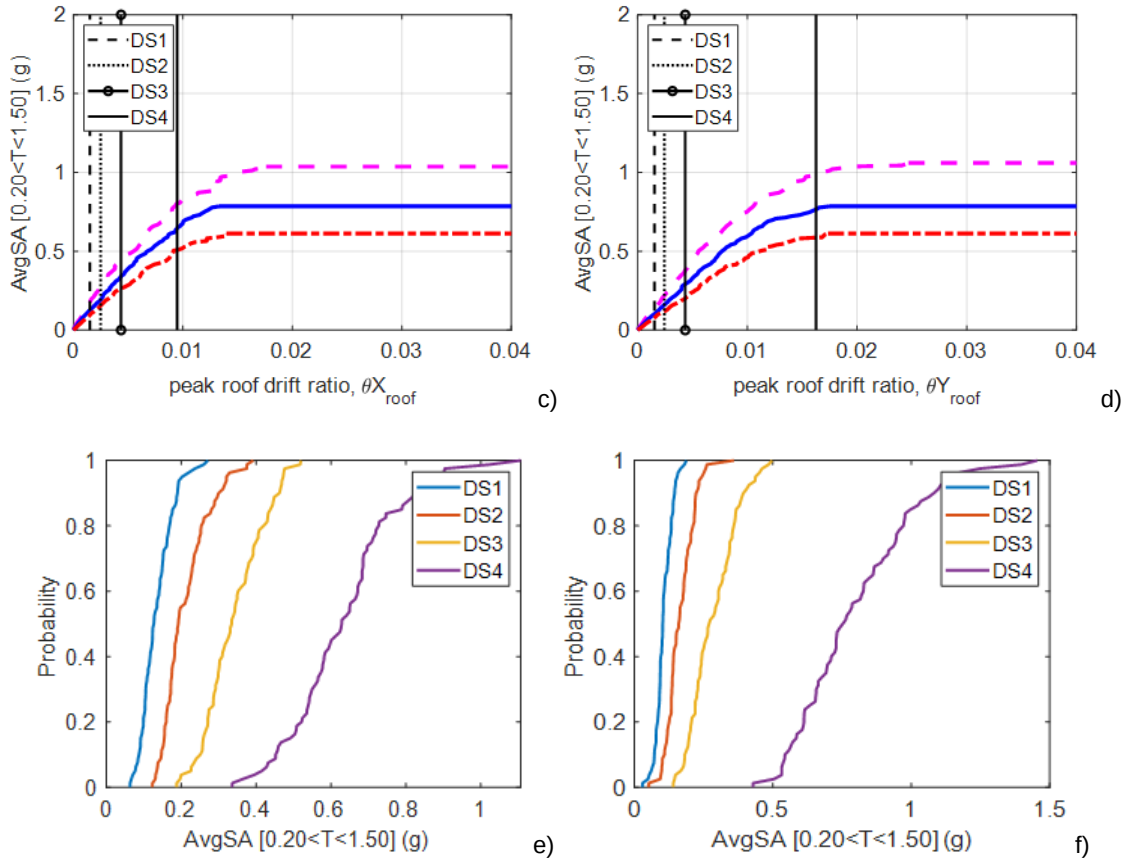


Figura A 3 - Para 5 pisos, sistema MDOF: Curvas IDA na direção X - a), e na direção Y - b); Curvas IDA de tendência central na direção X - c) e na direção Y - d); Curvas de Fragilidade na direção X - e) e na direção Y - f)

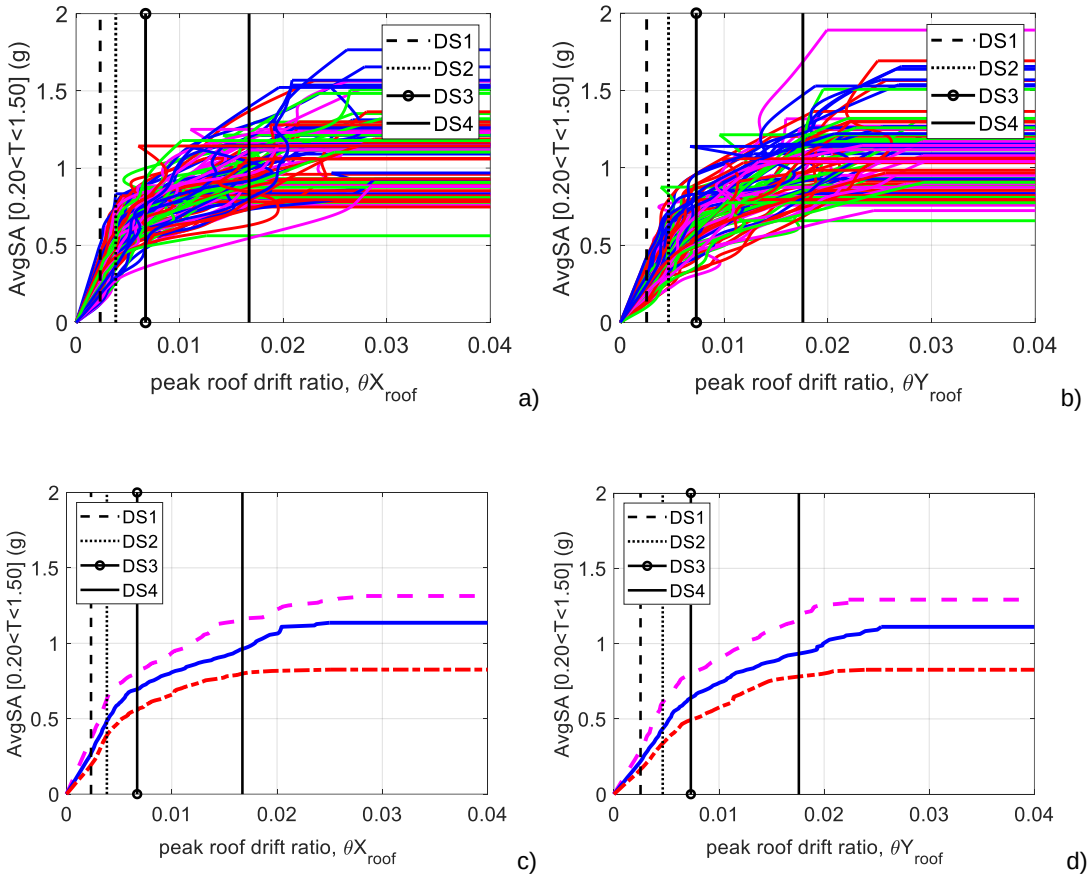
ANEXO A2 – CURVAS DE RESULTADOS PARA VÁRIAS MODELAÇÕES DO SISTEMA SDOF

Estrutura SDOF

Caso 1

As curvas de fragilidade, as curvas IDA e de medidas centrais da IDA estão discriminadas (figura A4 a A6) conforme o número de pisos e direção (X ou Y) que pretendem simular da estrutura 3D.

3 Pisos



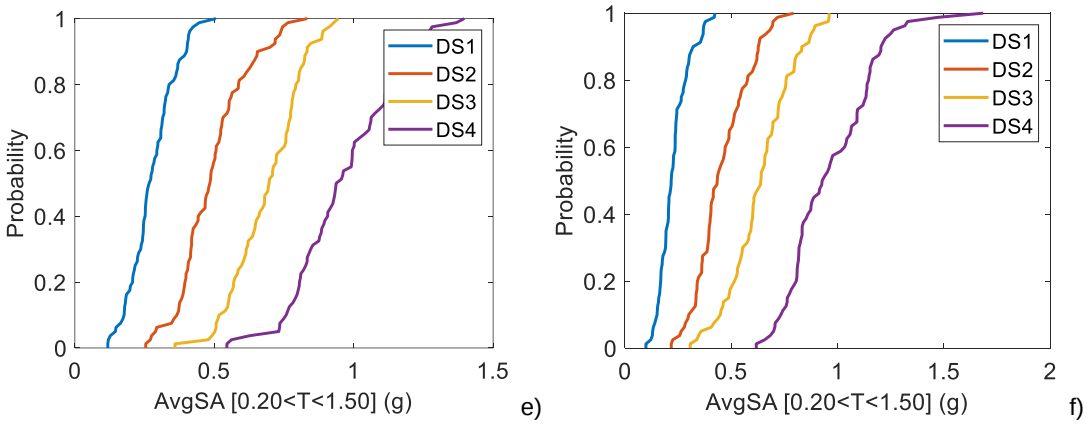
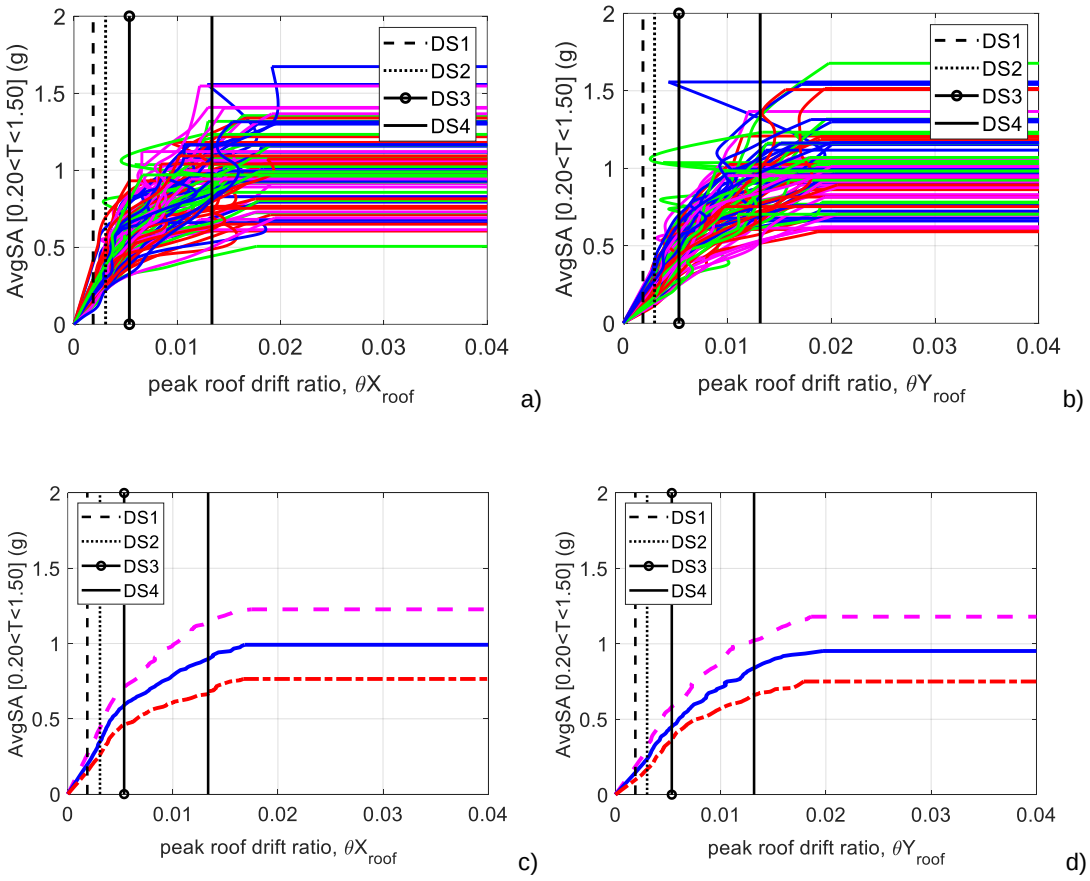


Figura A 4 - Para 3 pisos, caso 1: Curvas IDA na direção X - a), e na direção Y - b); Curvas IDA de tendência central na direção X - c) e na direção Y - d); Curvas de Fragilidade na direção X - e) e na direção Y - f)

4 Pisos



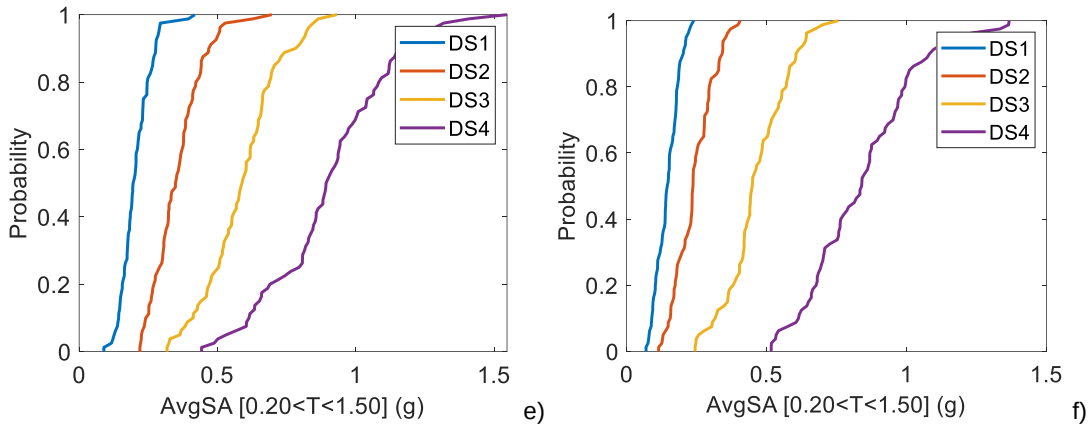
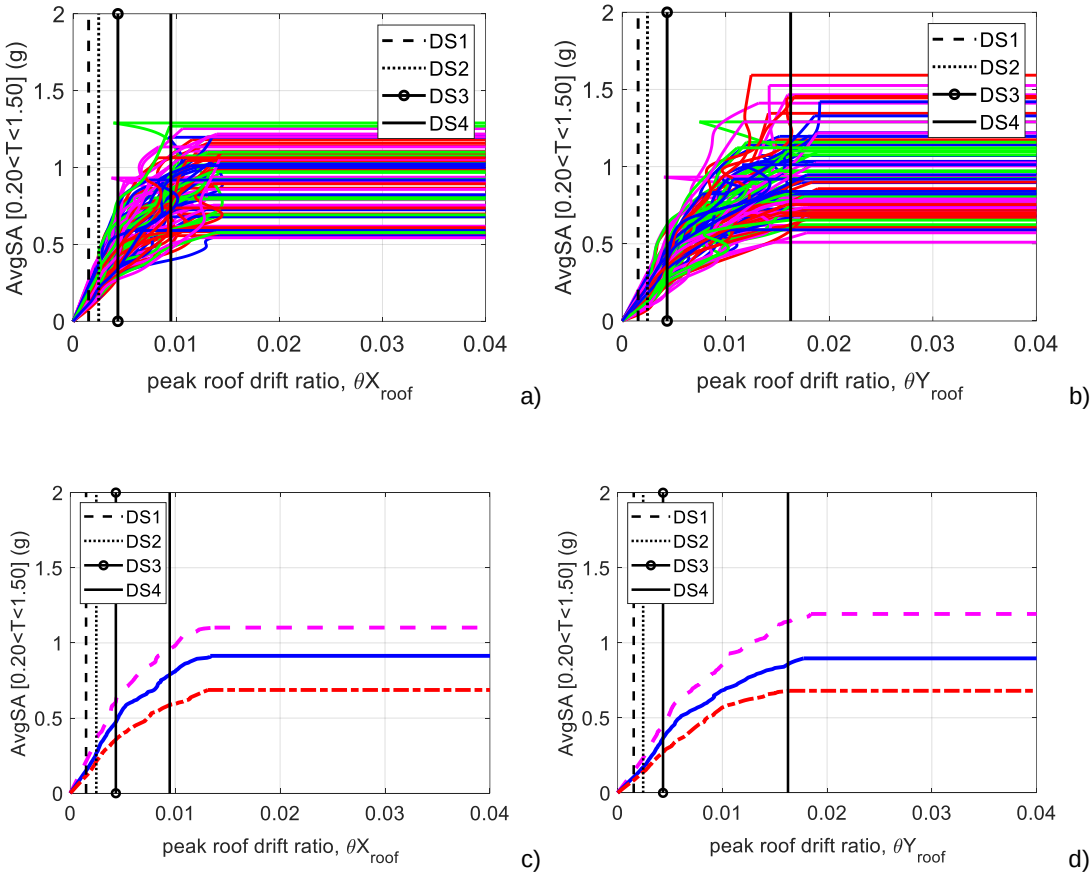


Figura A 5 - Para 4 pisos, caso 1: Curvas IDA na direção X - a), e na direção Y - b); Curvas IDA de tendência central na direção X - c) e na direção Y - d); Curvas de Fragilidade na direção X - e) e na direção Y - f)

5 Pisos



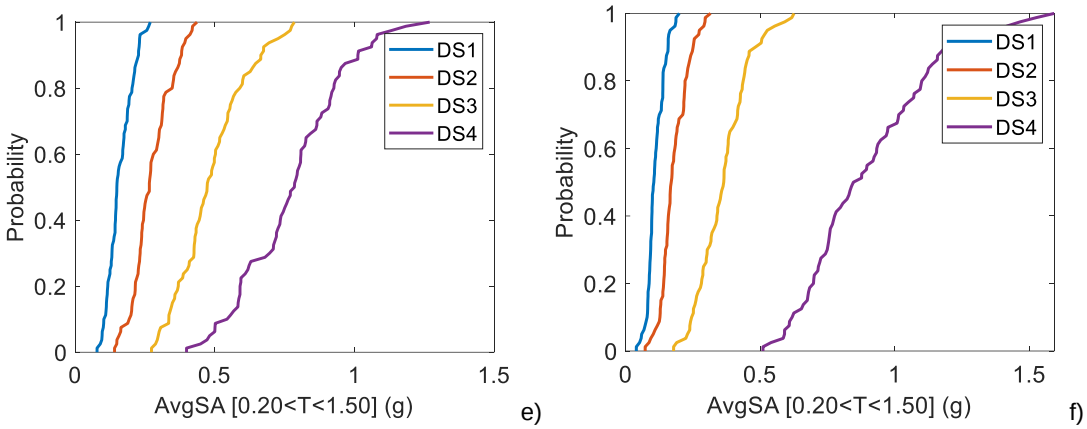
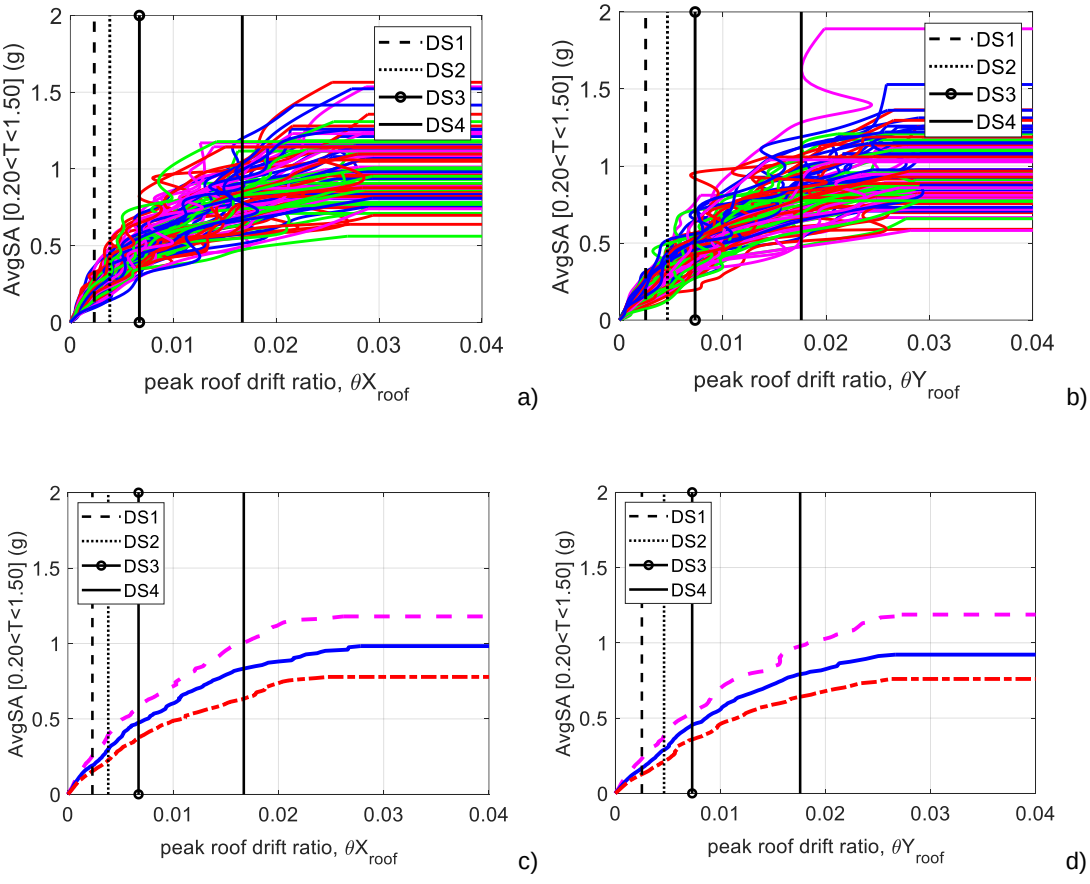


Figura A 6 - Para 5 pisos, caso 1: Curvas IDA na direção X - a), e na direção Y - b); Curvas IDA de tendência central na direção X - c) e na direção Y - d); Curvas de Fragilidade na direção X - e) e na direção Y - f)

Caso 8

As curvas de fragilidade, as curvas IDA e de medidas centrais da IDA estão discriminadas (figura A7 a A9) conforme o número de pisos e direção (X ou Y) que pretendem simular da estrutura 3D.

3 Pisos



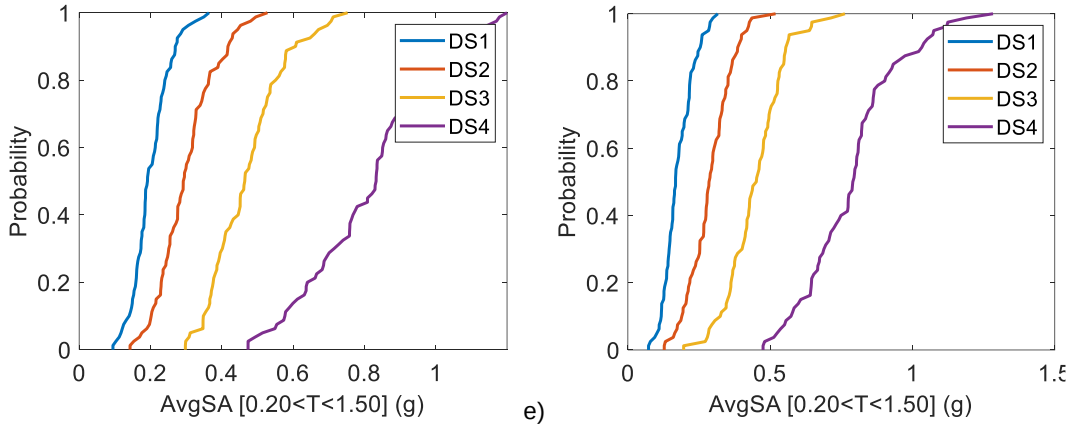
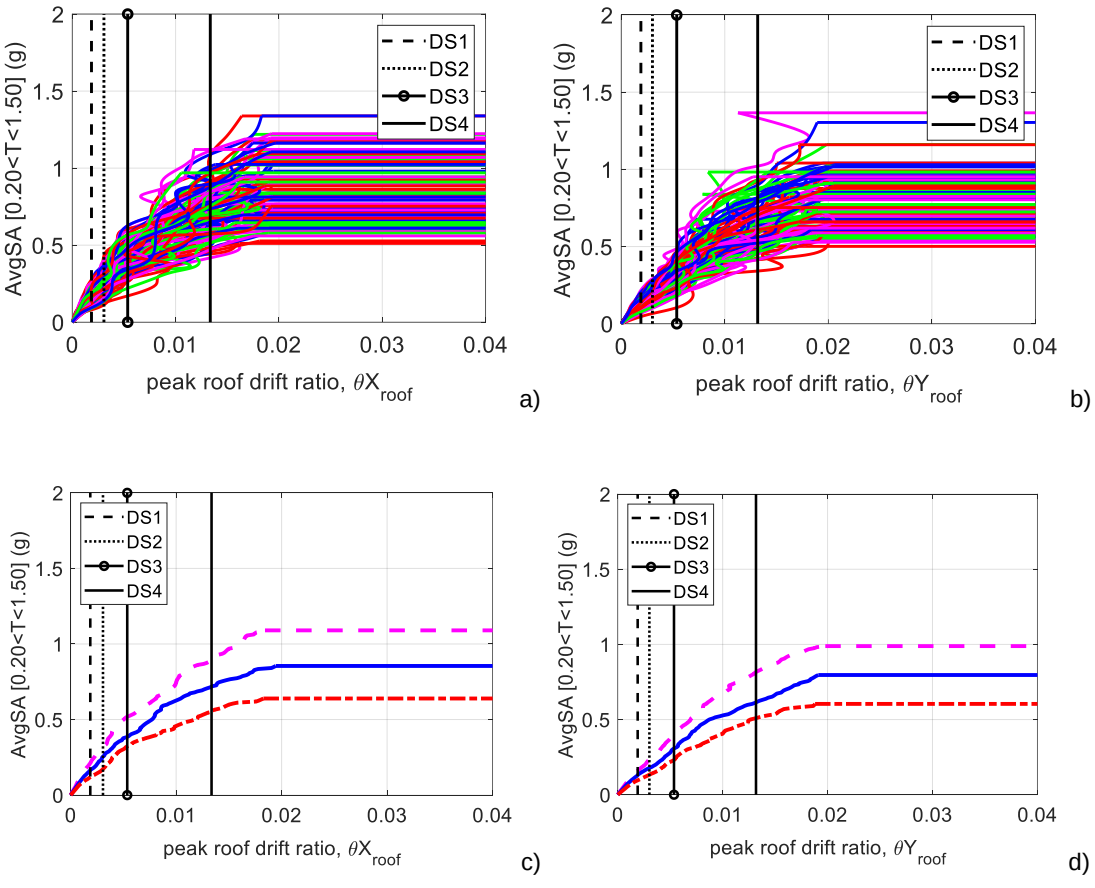


Figura A 7 - Para 3 pisos, caso 8: Curvas IDA na direção X - a), e na direção Y - b); Curvas IDA de tendência central na direção X - c) e na direção Y - d); Curvas de Fragilidade na direção X - e) e na direção Y - f)

4 Pisos



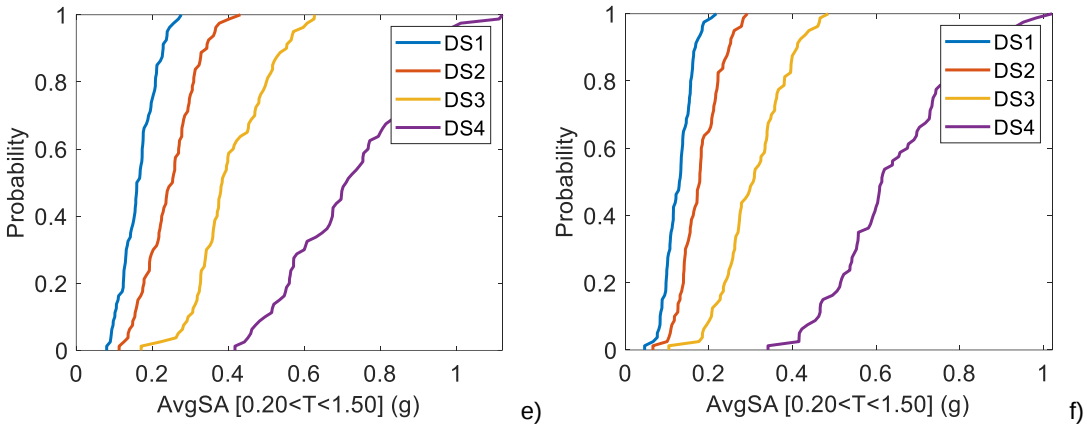
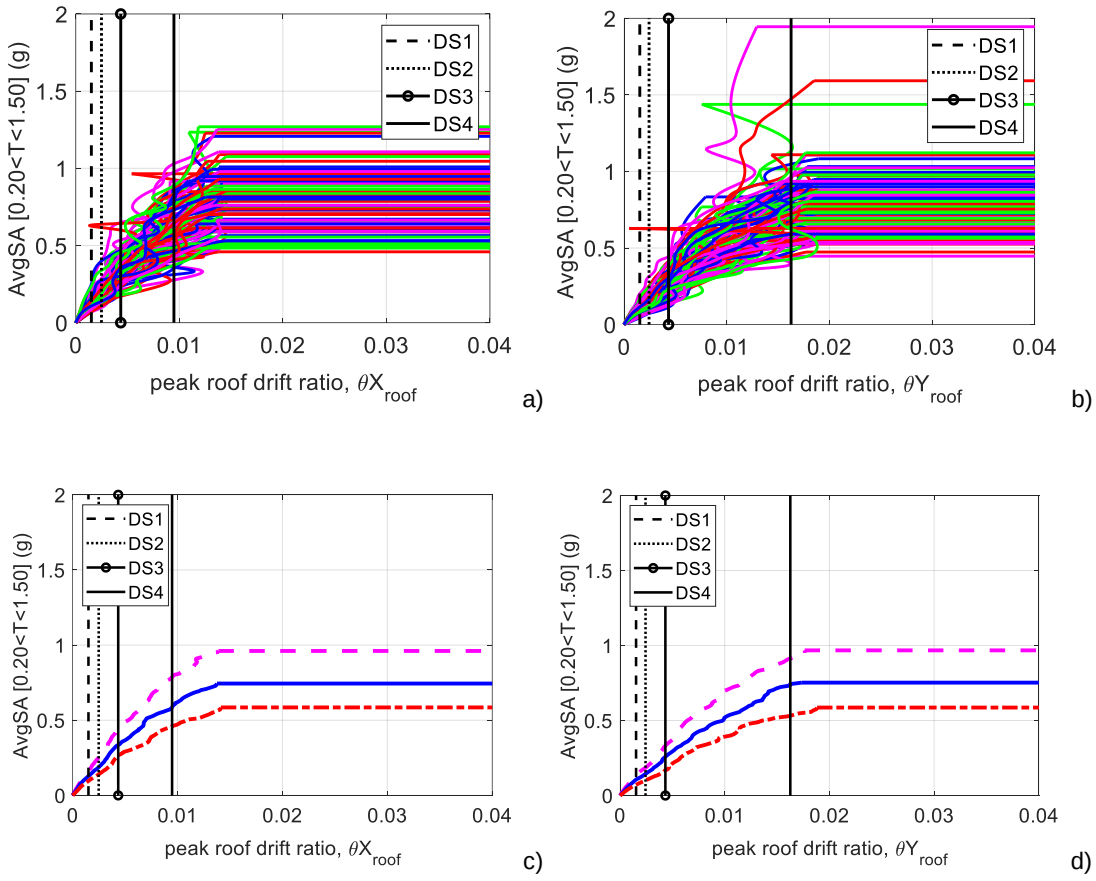


Figura A 8 - Para 4 pisos, caso 8: Curvas IDA na direção X - a), e na direção Y - b); Curvas IDA de tendência central na direção X - c) e na direção Y - d); Curvas de Fragilidade na direção X - e) e na direção Y - f)

5 Pisos



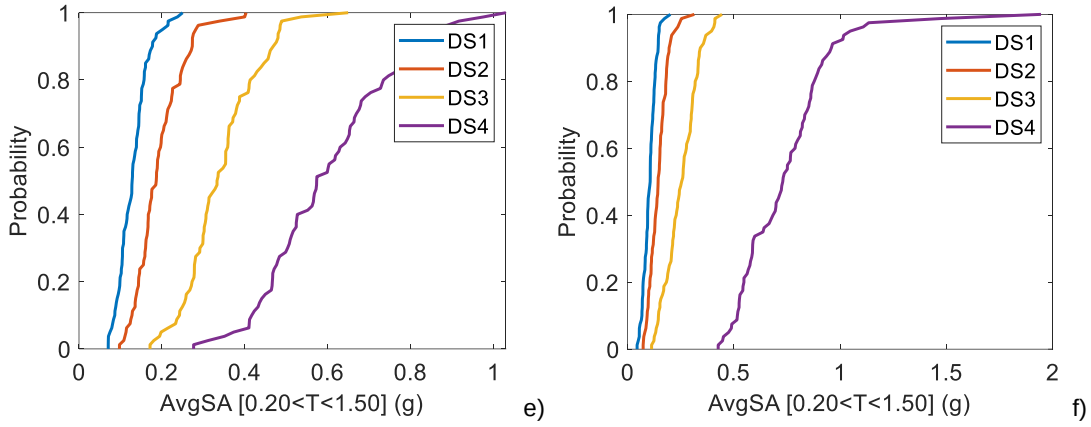
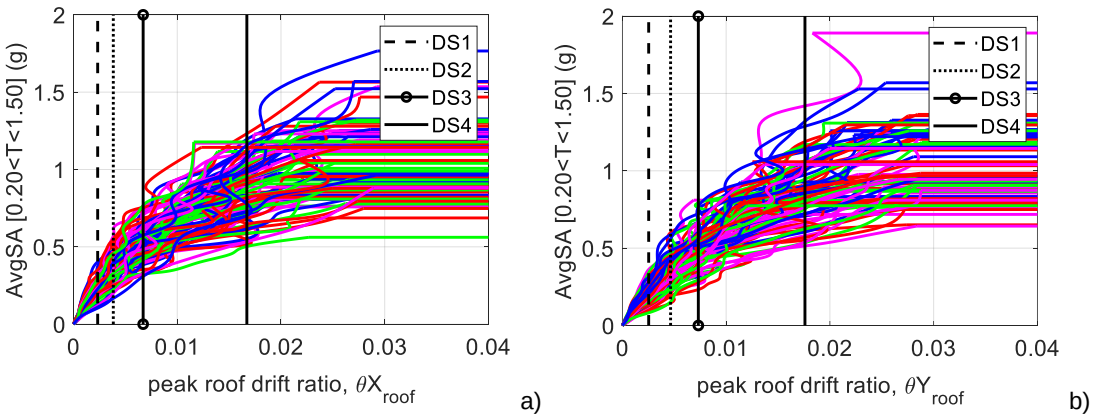


Figura A 9 - Para 5 pisos, caso 8: Curvas IDA na direção X - a), e na direção Y - b); Curvas IDA de tendência central na direção X - c) e na direção Y - d); Curvas de Fragilidade na direção X - e) e na direção Y - f)

Caso 21

As curvas de fragilidade, as curvas IDA e de medidas centrais da IDA estão discriminadas (figura A10 a A12) conforme o número de pisos e direção (X ou Y) que pretendem simular da estrutura 3D

3 Pisos



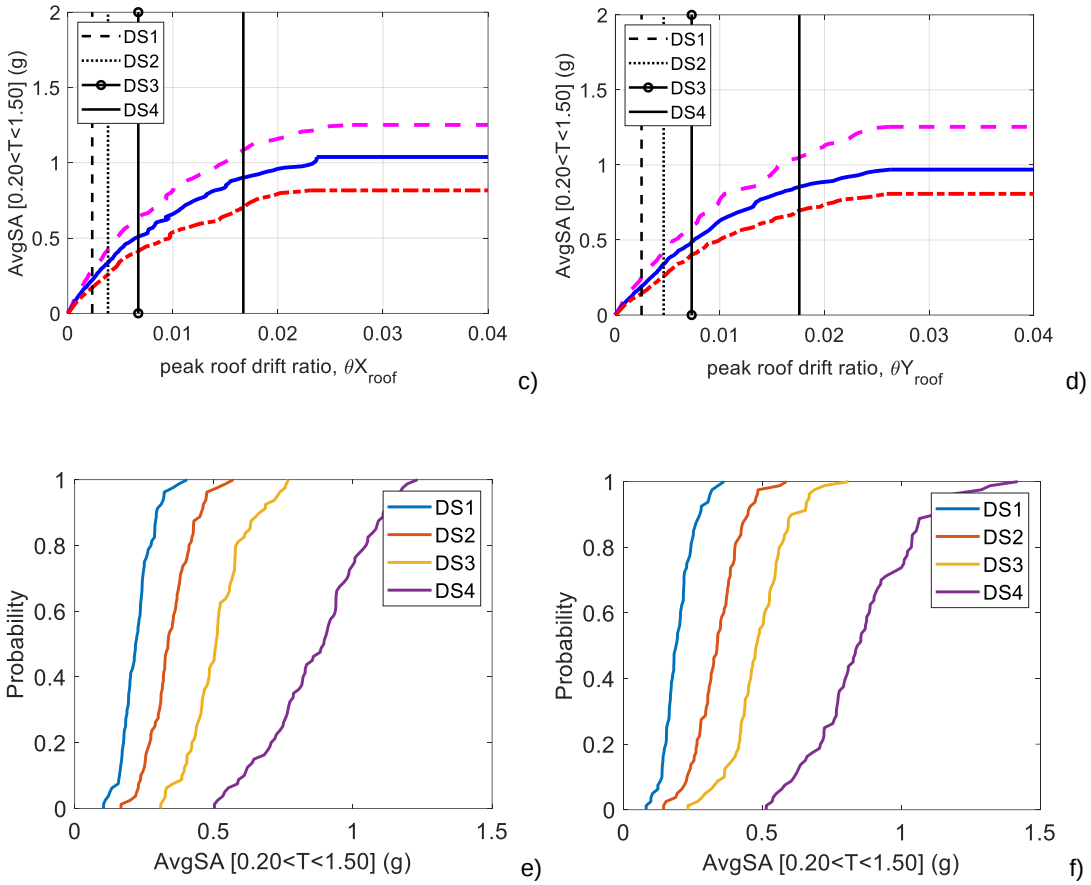
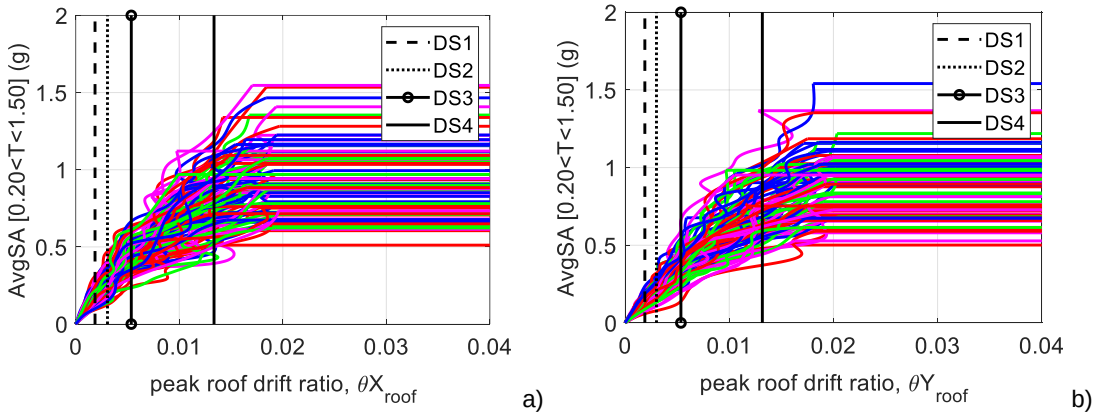


Figura A 10 - Para 3 pisos, caso 21: Curvas IDA na direção X - a), e na direção Y - b); Curvas IDA de tendência central na direção X - c) e na direção Y - d); Curvas de Fragilidade na direção X - e) e na direção Y - f)

4 Pisos



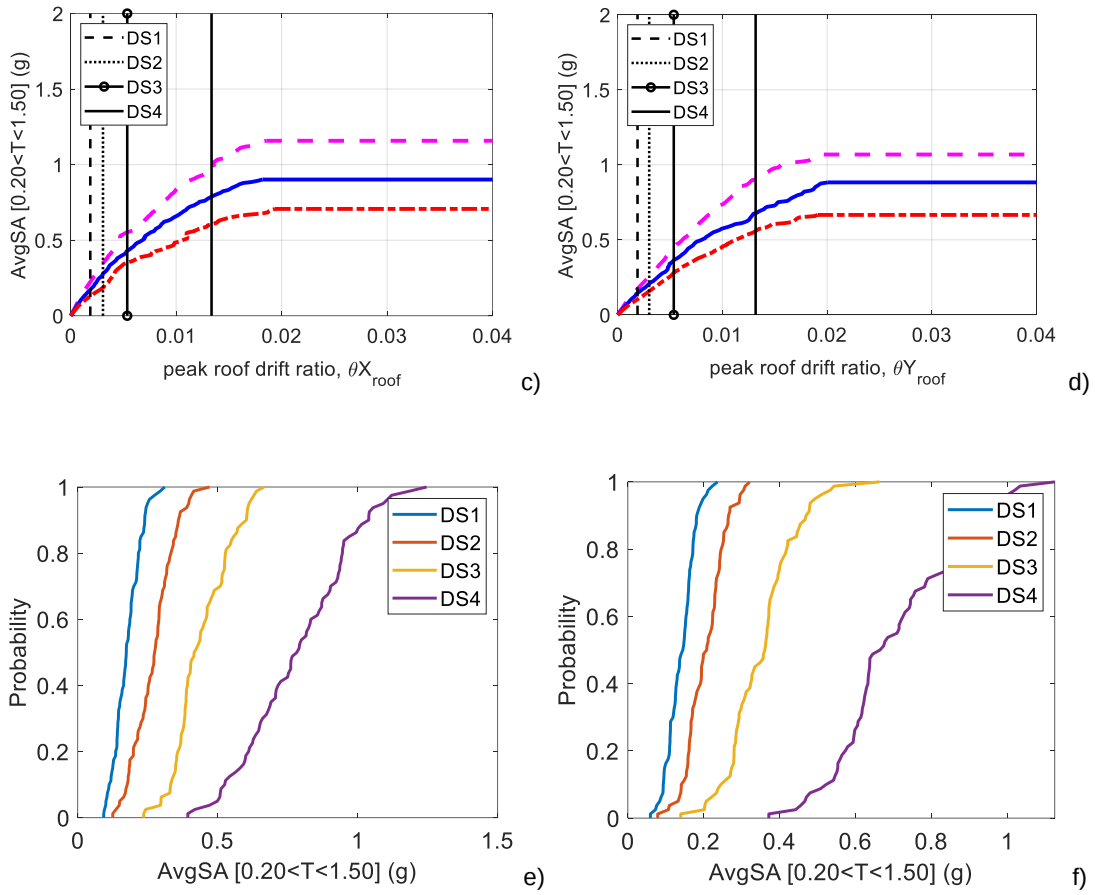
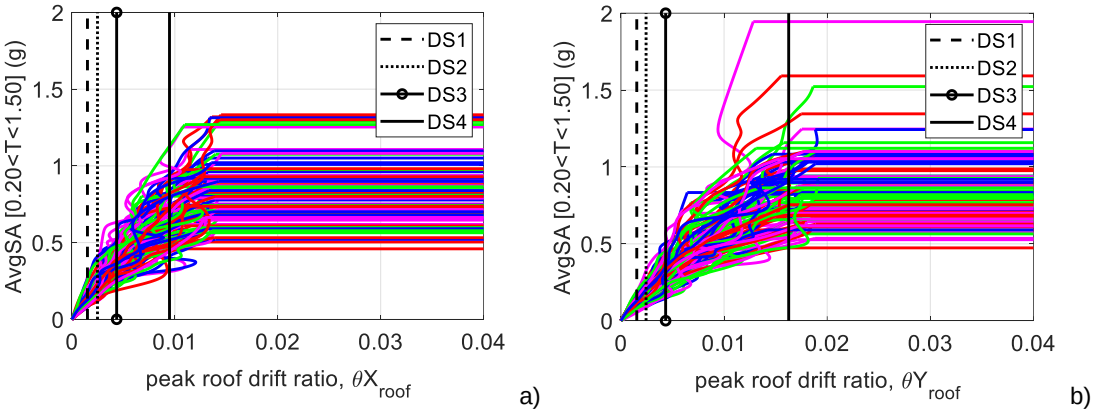


Figura A 11 - Para 4 pisos, caso 21: Curvas IDA na direção X - a), e na direção Y - b); Curvas IDA de tendência central na direção X - c) e na direção Y - d); Curvas de Fragilidade na direção X - e) e na direção Y - f)

5 Pisos



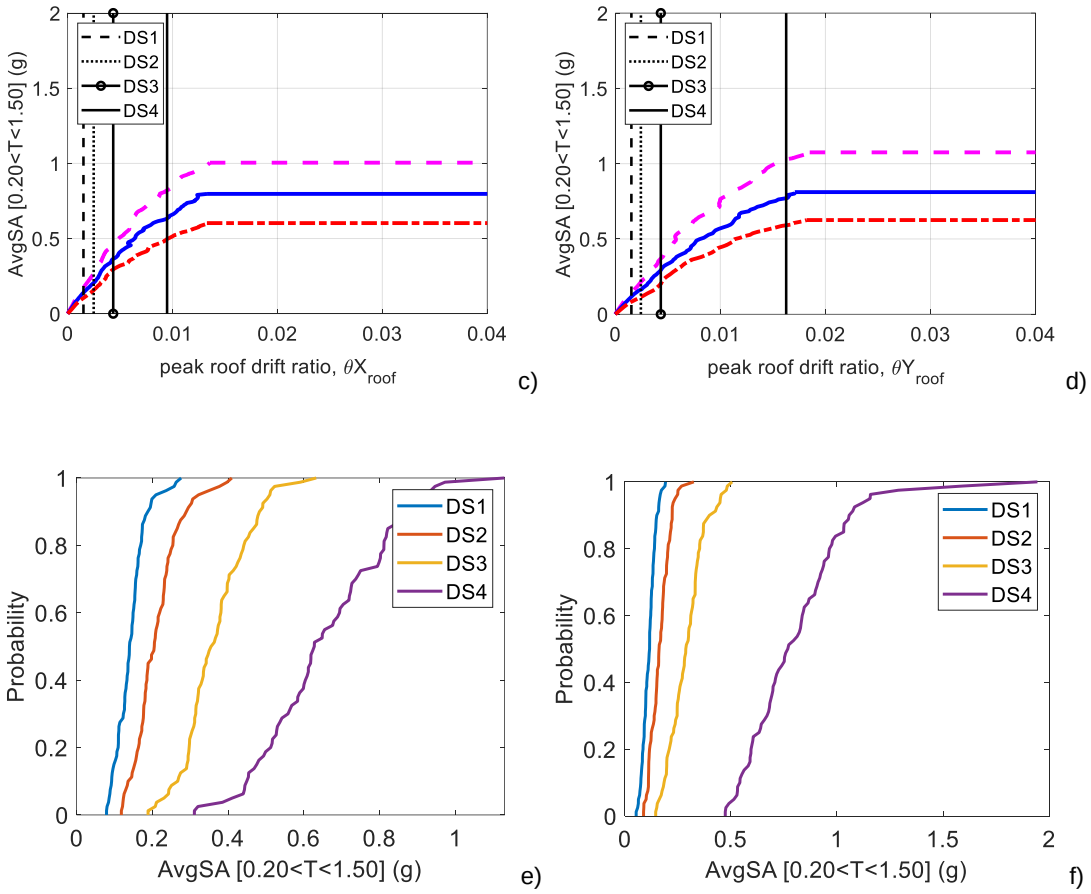
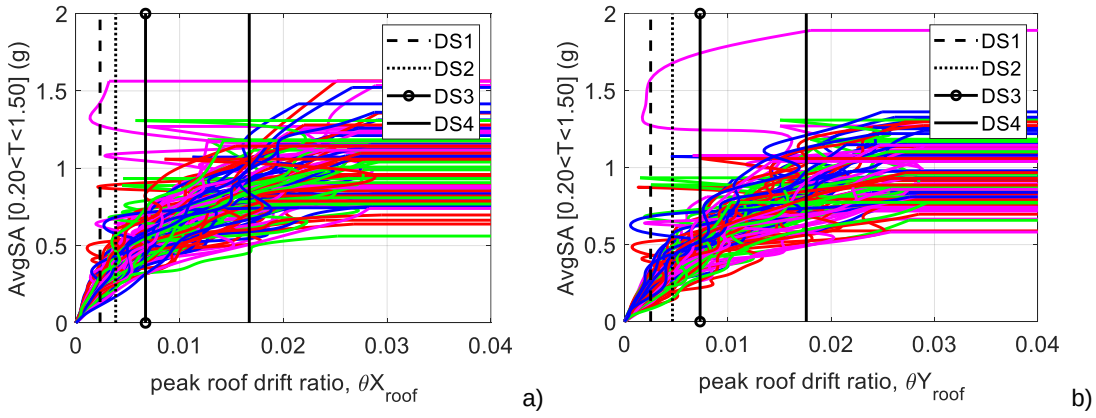


Figura A 12 - Para 5 pisos, caso 21: Curvas IDA na direção X - a), e na direção Y - b); Curvas IDA de tendência central na direção X - c) e na direção Y - d); Curvas de Fragilidade na direção X - e) e na direção Y - f)

Caso 25

As curvas de fragilidade, as curvas IDA e de medidas centrais da IDA estão discriminadas (figura A13 a A15) conforme o número de pisos e direção (X ou Y) que pretendem simular da estrutura 3D

3 Pisos



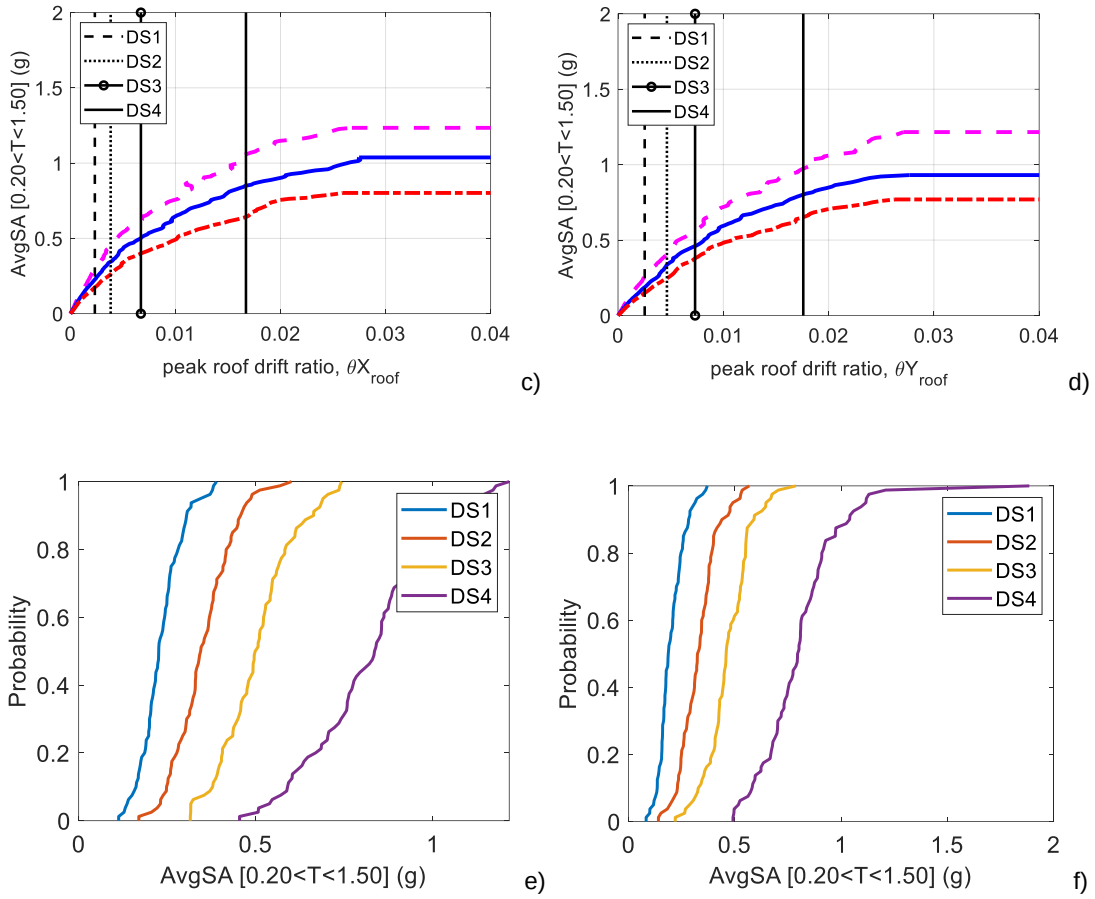
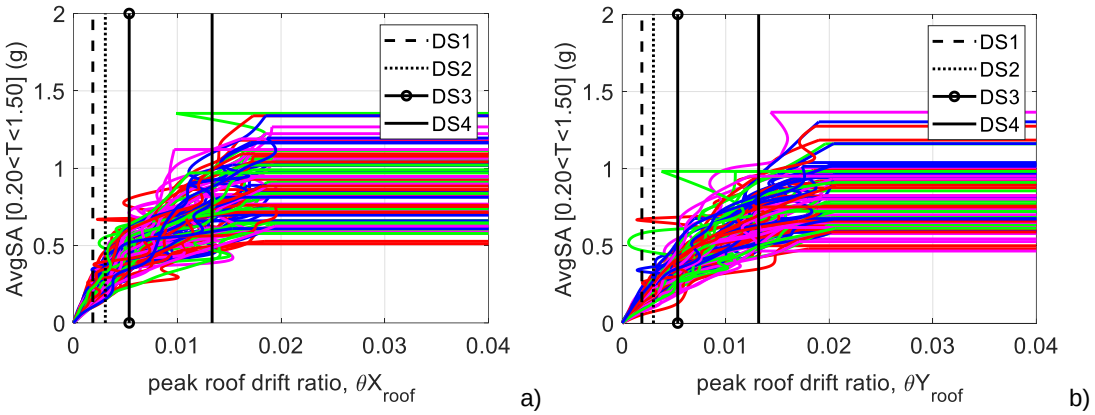


Figura A 13 - Para 3 pisos, caso 25: Curvas IDA na direção X - a), e na direção Y - b); Curvas IDA de tendência central na direção X - c) e na direção Y - d); Curvas de Fragilidade na direção X - e) e na direção Y - f)

4 Pisos



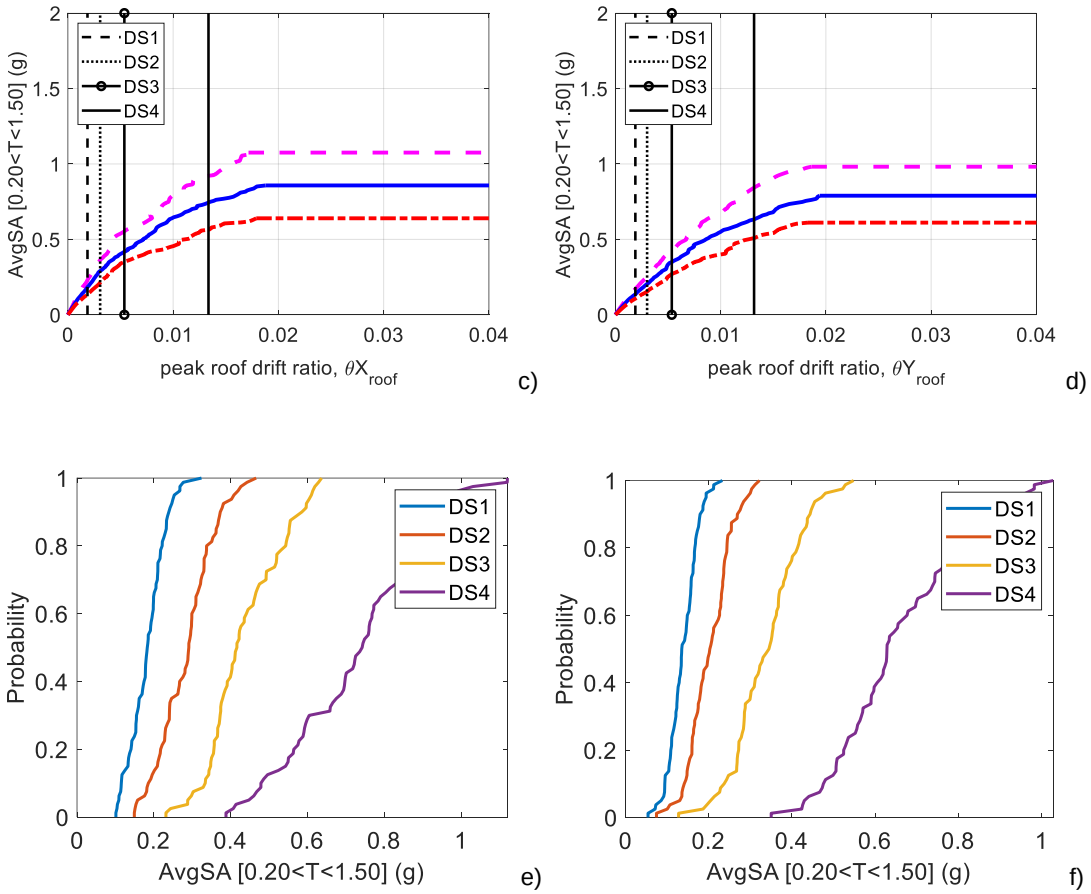
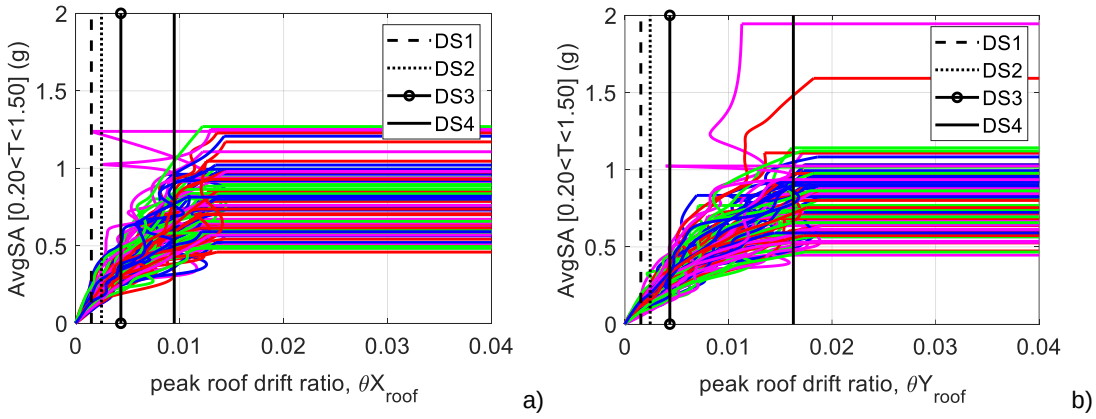


Figura A 14 - Para 4 pisos, caso 25: Curvas IDA na direção X - a), e na direção Y - b); Curvas IDA de tendência central na direção X - c) e na direção Y - d); Curvas de Fragilidade na direção X - e) e na direção Y - f)

5 Pisos



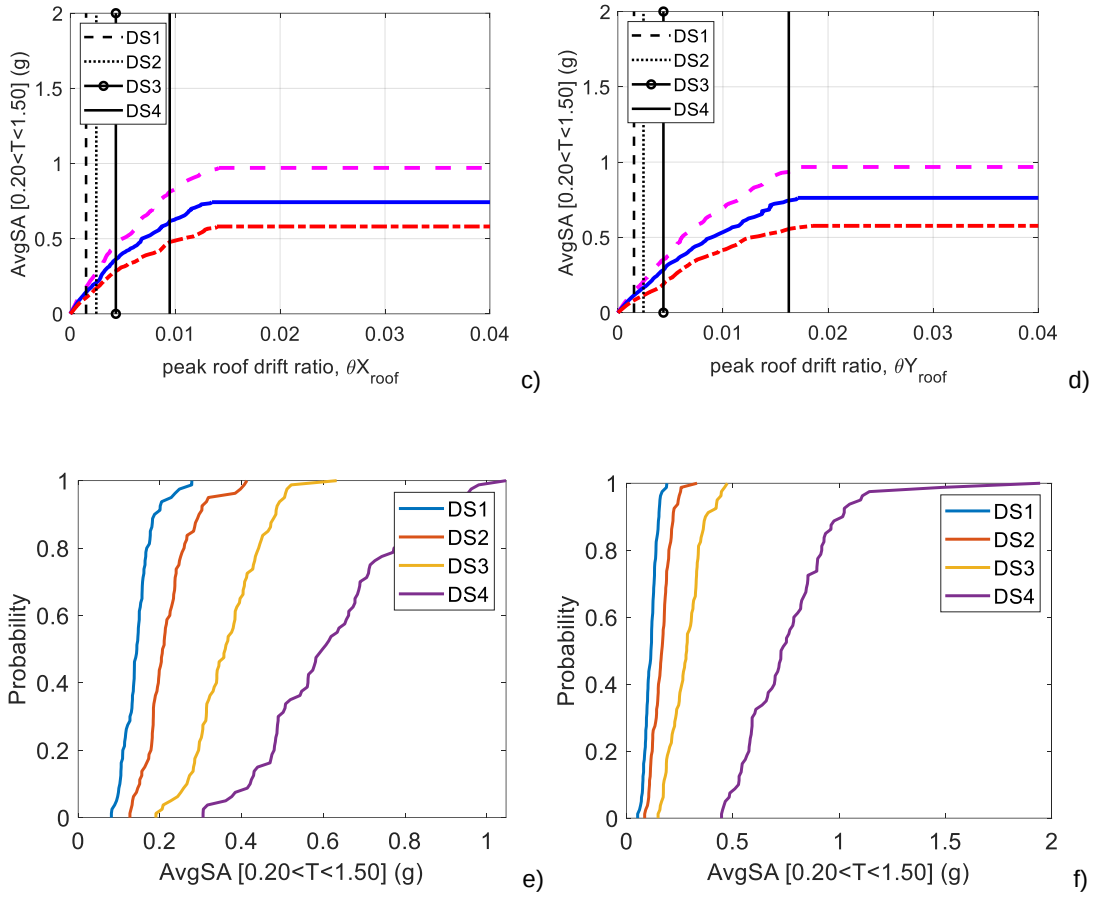


Figura A 15 - Para 5 pisos, caso 25: Curvas IDA na direção X - a), e na direção Y - b); Curvas IDA de tendência central na direção X - c) e na direção Y - d); Curvas de Fragilidade na direção X - e) e na direção Y - f)

Caso 43

As curvas de fragilidade, as curvas IDA e de medidas centrais da IDA estão discriminadas (figura A16 a A18) conforme o número de pisos e direção (X ou Y) que pretendem simular da estrutura 3D

3 Pisos

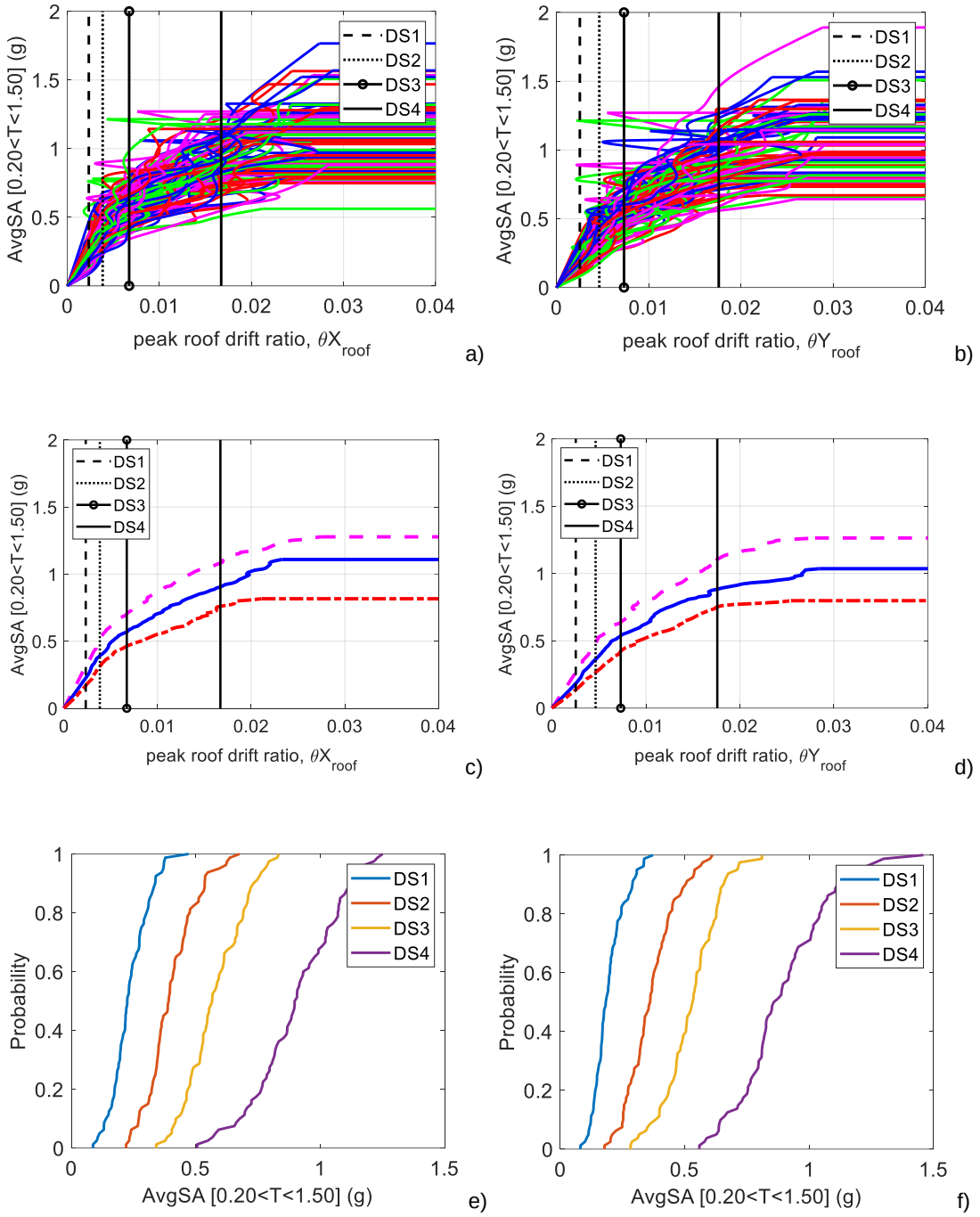


Figura A 16 - Para 3 pisos, caso 43: Curvas IDA na direção X - a), e na direção Y - b); Curvas IDA de tendência central na direção X - c) e na direção Y - d); Curvas de Fragilidade na direção X - e) e na direção Y - f)

4 Pisos

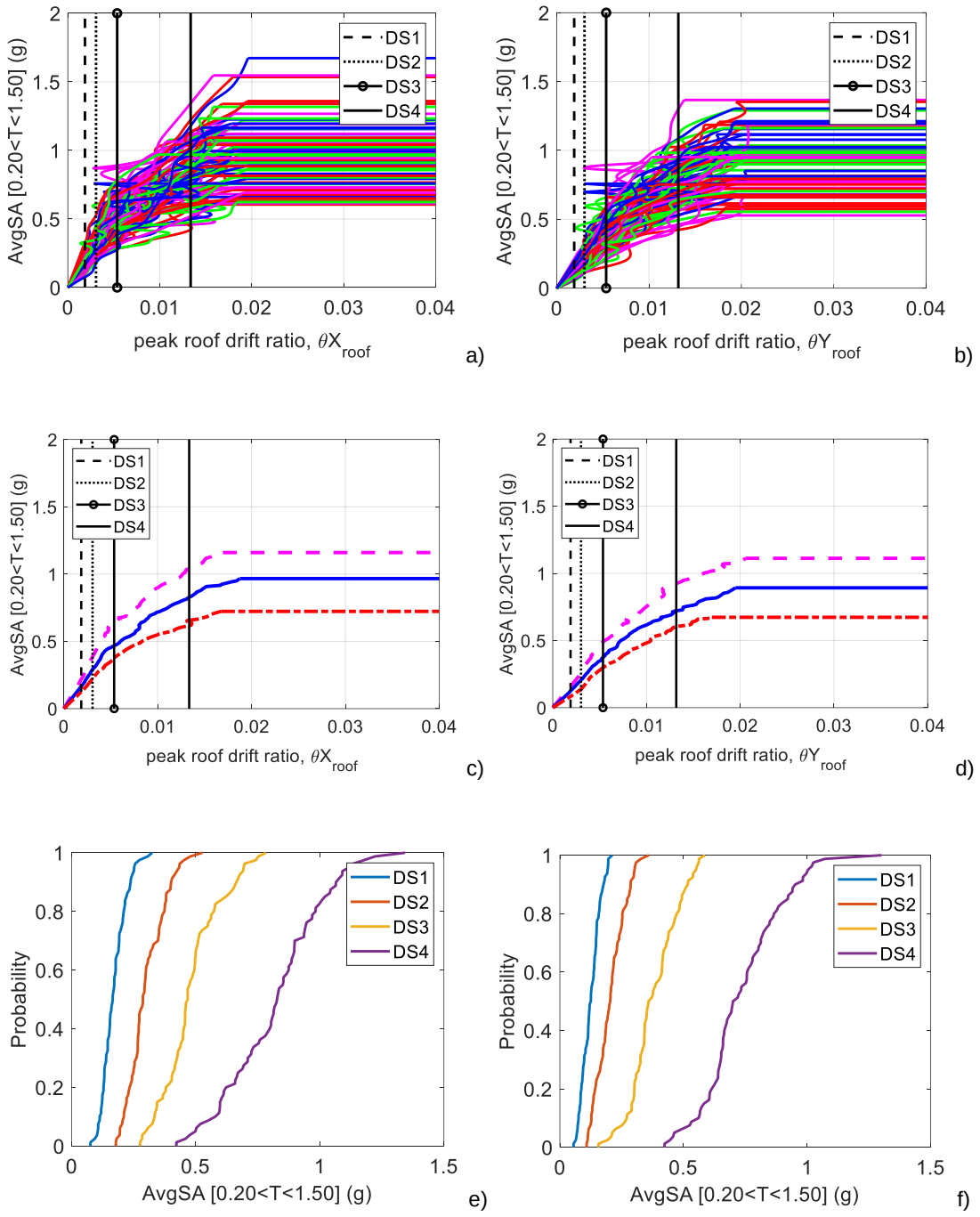


Figura A 17 - Para 4 pisos, caso 43: Curvas IDA na direção X - a), e na direção Y - b); Curvas IDA de tendência central na direção X - c) e na direção Y - d); Curvas de Fragilidade na direção X - e) e na direção Y - f)

5 Pisos

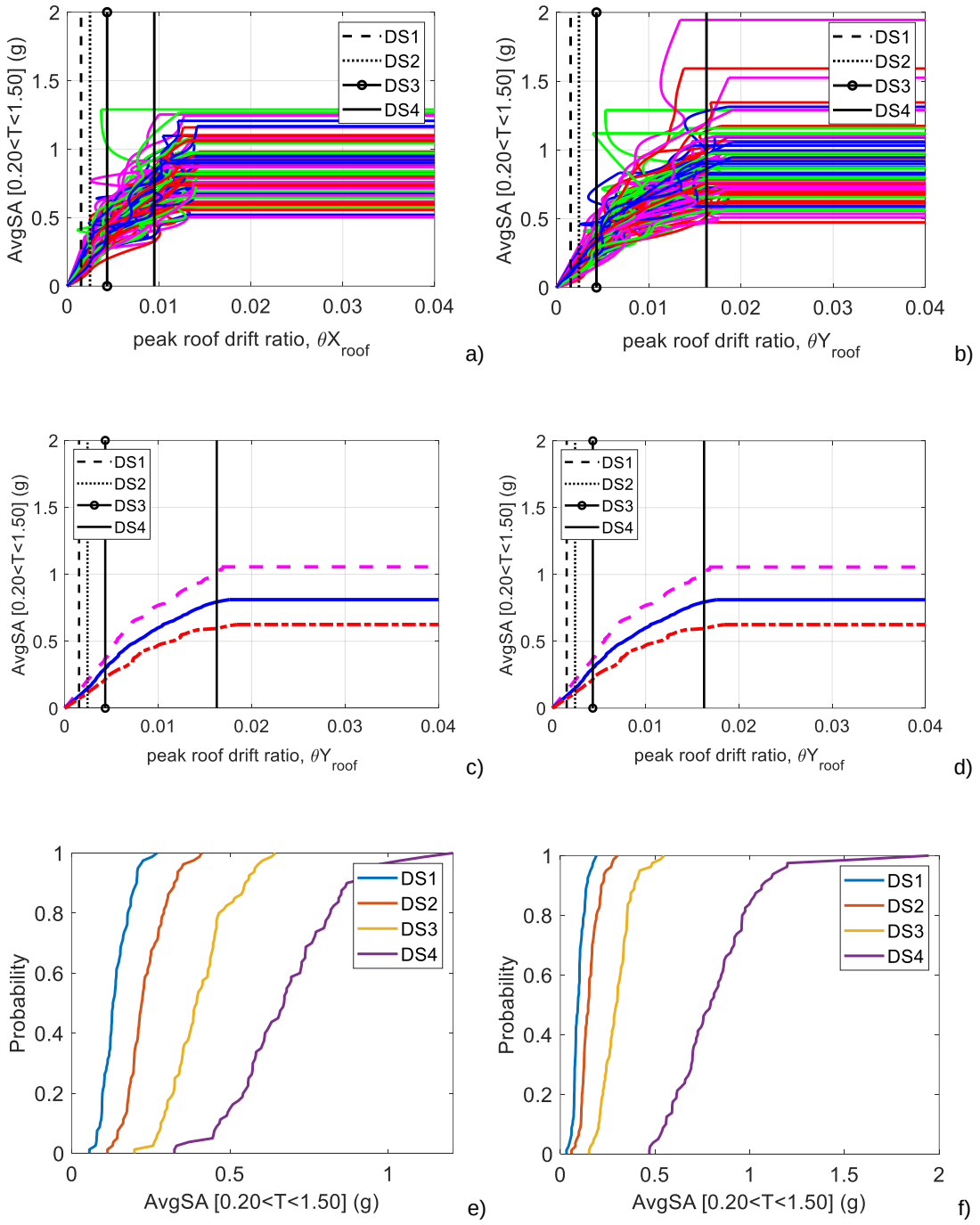


Figura A 18 - Para 5 pisos, caso 43: Curvas IDA na direção X - a), e na direção Y - b); Curvas IDA de tendência central na direção X - c) e na direção Y - d); Curvas de Fragilidade na direção X - e) e na direção Y - f)