

UNIVERSIDADE DE SÃO PAULO  
ESCOLA DE ENGENHARIA DE SÃO CARLOS  
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA DE ESTRUTURAS

RÚBIA MARA BOSSE

**Curvas de fragilidade e modelos de colapso baseados em dano para pórticos de  
concreto armado sujeitos à ação sísmica**

São Carlos - SP

2022

RÚBIA MARA BOSSE

**Curvas de fragilidade e modelos de colapso baseados em dano para pórticos de  
concreto armado sujeitos à ação sísmica**

VERSÃO CORRIGIDA

A versão original encontra-se na Escola de Engenharia de São Carlos

Tese de doutorado apresentada à Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo para obtenção do título de doutor em Ciências pelo Programa de Pós-graduação em Engenharia de Estruturas.

Área de concentração: Engenharia Civil, Engenharia de Estruturas

Orientador: Prof. Assoc. André Teófilo Beck

São Carlos - SP

2022



AUTORIZO A REPRODUÇÃO TOTAL OU PARCIAL DESTE TRABALHO, POR QUALQUER MEIO CONVENCIONAL OU ELETRÔNICO, PARA FINS DE ESTUDO E PESQUISA, DESDE QUE CITADA A FONTE.

Ficha catalográfica elaborada pela Biblioteca Prof. Dr. Sérgio Rodrigues Fontes da EESC/USP com os dados inseridos pelo(a) autor(a).

B741c Bosse, Rúbia Mara  
Curvas de fragilidade e modelos de colapso baseados em dano para pórticos de concreto armado sujeitos à ação sísmica / Rúbia Mara Bosse; orientador André Teófilo Beck. São Carlos, 2022.

Tese (Doutorado) - Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil (Engenharia de Estruturas) e Área de Concentração em Estruturas -- Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo, 2022.

1. Mecânica do dano concentrado. 2. Engenharia sísmica baseada em desempenho. 3. Terremotos sintéticos. 4. Índices de dano. 5. Curvas de fragilidade. 6. Modelos de colapso. I. Título.

## FOLHA DE JULGAMENTO

Candidata: Engenheira **RUBIA MARA BOSSE**.

Título da tese: "Curvas de fragilidade e modelos de colapso baseado em dano para pórticos de concreto armado sujeitos à ação sísmica".

Data da defesa: 24/06/2022.

### **Comissão Julgadora**

### **Resultado**

Prof. Associado **André Teófilo Beck (Orientador)**  
(Escola de Engenharia de São Carlos – EESC/USP)

APROVADO

Prof. Associado **Gustavo Henrique Siqueira**  
(Universidade Estadual de Campinas – UNICAMP)

APROVADO

Prof. Dr. **Julio Florez-lopez**  
(Universidade Federal da Integração Latino-Americana/UNILA)

APROVADO

Prof. Titular **Sergio Hampshire de Carvalho Santos**  
(Universidade Federal do Rio de Janeiro/UFRJ)

APROVADO

Prof. Dr. **David Leonardo Nascimento de Figueirêdo Amorim** APROVADO  
(Universidade Federal de Sergipe/UFS)

Coordenador do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil  
(Engenharia de Estruturas):

Prof. Associado **Vladimir Guilherme Haach**

Presidente da Comissão de Pós-Graduação:

Prof. Titular **Murilo Araujo Romero**

*Dedico este trabalho a Lenita, Odi, Cinthia, Valentina e Isis.*

## Agradecimentos

Agradeço imensamente à minha família (Lenita, Odi, Cinthia e Junior) pelo amor, apoio, liberdade e confiança que sempre depositaram em minhas decisões, planejamento de vida e carreira. Agradeço a Deus pela vida, força e pela sorte de sempre. Ao meu orientador Prof. André T. Beck, que é uma grande inspiração, agradeço pelos conhecimentos compartilhados e suporte nos anos de pós-graduação.

Agradeço a todos os amigos que fiz em São Carlos pelos momentos divididos de descontração e dificuldades. Sou grata também aos amigos de Guarapuava e Pato Branco que me demonstraram muito carinho e apoio durante a execução deste trabalho. Agradeço ao meu companheiro Gustavo pela parceria e incentivo. Agradeço à minha afilhada Valentina e sobrinha Isis que foram minhas fontes de paz e alegria nos últimos anos de doutorado.

Agradeço de forma especial ao professor Julio Florez-Lopez pelos ensinamentos sobre mecânica do dano concentrado, ao professor Ioannis Kougioumtzoglou e Dr. Ioannis Petromichelakis pela paciência que tiveram em me ensinar sobre dinâmica não linear estocástica.

Agradeço ao CNPq pela bolsa de doutorado e à CAPES pela bolsa de doutorado sanduíche. Finalmente agradeço ao departamento de engenharia de estruturas da Escola de Engenharia de São Carlos - USP, pelas oportunidades e aprendizados que tive durante o mestrado e doutorado.

*“Slow down, you crazy child  
You’re so ambitious for a juvenile  
But then if you’re so smart  
Tell me why are you still so afraid?  
Where’s the fire? What’s the hurry about?  
You better cool it off before you burn it out  
You got so much to do and only so many hours in a day  
But you know that when the truth is told  
That you can get what you want or you can just get old  
You’re gonna kick off before you even get halfway through...  
Slow down, you’re doing fine, you can’t be everything you wanna be before your time.”*

(Billy Joel)

## Resumo

BOSSE, Rúbia Mara. **Curvas de fragilidade e modelos de colapso baseados em dano para pórticos de concreto armado sujeitos à ação sísmica.** 2022. 177 f. Tese (Doutorado em Engenharia Civil (Estruturas)) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2022.

Estruturas de concreto armado sob ações de terremotos apresentam comportamento não-linear com formação e evolução de fissuras e deformações permanentes que podem levar à falha das edificações por deslocamentos excessivos ou por formação de mecanismos de colapso. Este trabalho propõe uma metodologia para aplicação da mecânica do dano concentrado na formulação de engenharia sísmica baseada em desempenho, *Performance Based Earthquake Engineering* (PBEE), para avaliação da vulnerabilidade sísmica de pórticos de concreto armado. O modelo de dano concentrado (MDC) permite representar a evolução de dano e plasticidade, os quais são concentrados em rótulas inelásticas, localizadas nos nós ou ligações dos elementos. O método permite estimar os efeitos não-lineares devidos à esforços de momento fletor e força cortante, sob carregamentos estáticos, cíclicos e dinâmicos levando em consideração efeitos de fadiga e encruamento. O principal objetivo do trabalho é a obtenção de curvas de fragilidade a partir de análises dinâmicas incrementais utilizando o MDC. Na realização das análises incrementais dinâmicas são utilizados terremotos artificialmente gerados a partir de processos estocásticos não estacionários que são transformados em sinais espectro compatíveis com respostas alvo dadas nas normas internacionais. O trabalho propõe uma metodologia de escalonamento dos sismos baseado na geração de um novo conjunto de acelerogramas compatíveis com a resposta alvo escalonada e também a aplicação de funções de densidade espectral de potência com distribuição conjunta tempo-frequência aleatória na geração dos acelerogramas iniciais. Esta abordagem é aplicável para estudo de estruturas que localizam-se em regiões com indisponibilidade de dados históricos de terremotos ou com baixa atividade sísmica registrada. Este trabalho indica o procedimento para identificação e caracterização dos modelos de colapso de pórticos de concreto armado a partir dos índices de dano locais de cada elemento utilizando a teoria de confiabilidade de sistemas. Os principais resultados desta tese mostram que o modelo de dano concentrado é eficiente para aplicação na metodologia PBEE e que é possível utilizar os índices de dano dos elementos como parâmetros de demanda de engenharia na análise de vulnerabilidade sísmica. Pode-se observar que as curvas de fragilidade são sensíveis à natureza estocástica dos sinais de terremoto, às técnicas de escalonamento de sinais utilizadas e aos parâmetros de demanda de engenharia selecionados. Este trabalho contribui para as áreas de engenharia baseada em desempenho, avaliação de estruturas sísmo resistentes, geração de terremotos sintéticos e análise dinâmica não-linear estocástica.

Palavras-chaves: Mecânica do dano concentrado; Engenharia sísmica baseada em desempenho; Terremotos sintéticos; Índices de dano; Curvas de fragilidade; Modelos de colapso.

## Abstract

BOSSE, Rúbia Mara. **Fragility Curves and failure models based on damage mechanics applied to reinforced concrete frames under seismic loads.** 2022. 177 p. Thesis (PhD. in Civil Engineering (Structural Engineering)) – School of Engineering of São Carlos, University of São Paulo, São Carlos, 2022.

Reinforced concrete structures under earthquakes present nonlinear behavior with cracking evolution and plastic strains that can lead to failure due to large displacements or development of collapse mechanisms. This thesis presents a methodology to apply the lumped damage mechanics (LDM) in the Performance Based Earthquake Engineering (PBEE) approach, to evaluate the seismic vulnerability of reinforced concrete frames. The lumped damage model represents the evolution of damage and plasticity lumped in inelastic hinges at the nodes of the elements. The method allows the estimation of nonlinear effects due to shear and bending moment under static, cyclic and dynamic loads considering fatigue and hardening. The main objective of this thesis is to construct the fragility curves using incremental dynamic analysis (IDA) with LDM. In the IDA artificial earthquakes are used, generated from non-stationary stochastic processes that are spectrum compatible to the target responses given by the normative codes. The work develops a scaling method based in the generation of a new set of earthquakes compatible to scaled target spectral acceleration responses to be used in IDA. A power spectral density function with random frequency-time distribution is considered in the generation of the initial stochastic process. This work proposes a procedure to identify and characterize collapse models from the local damage indexes of the elements, using system reliability theory. The main results of this thesis show that the lumped damage model is efficiently applied to PBEE approach and that it is possible to use the damage indexes as engineering demand parameter in the vulnerability analysis. The fragility curves found to be sensitive to the stochastic nature of the earthquakes, to the scaling techniques and to the engineering demand parameters chosen. This thesis presents contributions to the performance based earthquake engineering area, to the evaluation of seismic resistant structures, generation of synthetic earthquakes and to nonlinear stochastic dynamics.

Keywords: Lumped Damage Mechanics; Performance Based Earthquake Engineering; Synthetic earthquakes; Damage indexes; Fragility curves; Collapse models.

## Lista de figuras

Figura 1 – Colapso de edifícios de concreto armado sob ação de terremotos. . . . .	23
Figura 2 – Dano à flexão observado em ligação viga-pilar e base de pilar. . . . .	29
Figura 3 – Rótulas inelásticas em elemento de dano concentrado. . . . .	30
Figura 4 – Ações, deformações e deslocamentos diferenciais do elemento . . . . .	33
Figura 5 – Cinemática do elemento finito de pórtico 2D . . . . .	34
Figura 6 – Forma deformada dos elementos de acordo com o sinal das deformações nodais . . . . .	35
Figura 7 – Rótulas inelásticas em um elemento com ação de momento fletor e esforço cortante. . . . .	37
Figura 8 – Relação dano por momento fletor . . . . .	39
Figura 9 – Algoritmo de solução do problema global. . . . .	44
Figura 10 – Algoritmo de solução do problema local. . . . .	44
Figura 11 – Diagrama tensão-deformação do concreto comprimido. . . . .	46
Figura 12 – Diagrama tensão-deformação do aço. . . . .	46
Figura 13 – Seção transformada com distribuição uniforme de tensões de compressão. . . . .	47
Figura 14 – Seção transformada com distribuição uniforme de tensões de tração. . . . .	47
Figura 15 – Seção transformada para momento fletor puro, e comportamento linear. . . . .	48
Figura 16 – Seção transformada com esforços combinados. . . . .	48
Figura 17 – Equilíbrio de forças na seção transversal comprimida plastificada. . . . .	49
Figura 18 – Equilíbrio de forças na seção tracionada plastificada. . . . .	49
Figura 19 – Equilíbrio de momentos na seção fletida na plastificação. . . . .	50
Figura 20 – Equilíbrio de forças e momento na seção com normal e momento na situação de plastificação. . . . .	50
Figura 21 – Equilíbrio de forças na seção tracionada em situação de ruína. . . . .	51
Figura 22 – Equilíbrio de forças na ruína da seção fletida. . . . .	52
Figura 23 – Equilíbrio de forças e momentos na ruína para condição balanceada de carregamento. . . . .	52
Figura 24 – Diagramas de interação característicos Normal x Momento Fletor e Normal x Curvaturas para seção de concreto armado. . . . .	53
Figura 25 – Pilar engastado sob carregamento lateral cíclico. . . . .	54



Figura 26 – Diagramas de interação do pilar engastado. . . . .	55
Figura 27 – Comparação da resposta experimental e numérica para o pilar engastado.	55
Figura 28 – Danos à flexão e à cortante, e deformações plásticas observadas. . . . .	56
Figura 29 – Pilar engastado sob carregamento alternante cíclico. . . . .	57
Figura 30 – Comparação da resposta numérica e experimental do pilar submetido à carregamento axial e lateral alternante. . . . .	57
Figura 31 – Danos positivos e negativos à flexão e cortante no pilar obtidos no ensaio.	58
Figura 32 – Danos positivos e negativos à flexão e cortante no pilar obtidos com o modelo implementado. . . . .	58
Figura 33 – Pórtico estudado. . . . .	59
Figura 34 – Deslocamentos laterais e forças aplicadas no pórtico. . . . .	60
Figura 35 – Comparação entre as respostas numéricas obtidas com Abaqus e com o código implementado. . . . .	60
Figura 36 – Índices de dano à flexão e cortante positivos e negativos ao final da simulação. . . . .	61
Figura 37 – Detalhes do modelo simulado no Abaqus. . . . .	62
Figura 38 – Refinamento da malha próximo às ligações - CDP . . . . .	63
Figura 39 – Deslocamentos do terremotos impostos aos pilares da base. . . . .	63
Figura 40 – Deslocamentos no topo do pórtico. . . . .	64
Figura 41 – Comparação das respostas dinâmicas obtidas com o modelo de dano concentrado e CDP (Abaqus). . . . .	64
Figura 42 – Dano à tração, modelo de dano contínuo (CDP) aos 8,46 segundos de análise. . . . .	65
Figura 43 – Índices de dano positivos e negativos do modelo de dano concentrado aos 8,46 segundos de análise. . . . .	65
Figura 44 – Comparação dos índices de dano médios obtidos do modelo de dano contínuo e dano concentrado aos 8,46 segundos de análise. . . . .	66
Figura 45 – Índices de dano, modelo de dano concentrado, ao final do terremoto. . . . .	67
Figura 46 – Fluxograma do algoritmo para geração de terremotos não estacionários espectro compatíveis. . . . .	78
Figura 47 – Etapas PBEE. . . . .	83
Figura 48 – Estágios de dano observados em colunas de concreto armado ensaiadas.	89
Figura 49 – Fluxograma do trabalho realizado. . . . .	96

Figura 50 – Resposta espectral alvo. . . . .	97
Figura 51 – Resposta espectral alvo para o solo estudado. . . . .	101
Figura 52 – Deslocamentos escalonados gerados a partir de acelerogramas artificiais. . . . .	101
Figura 53 – Resposta espectral de acelerações dos acelerogramas gerados artificialmente e escalonados. . . . .	102
Figura 54 – Resposta espectral alvo - solo na Califórnia. . . . .	103
Figura 55 – Modelo evolucionário de Clough-Penzien para representar o terremoto El Centro. . . . .	104
Figura 56 – Processo iterativo de convergência da resposta espectral de acelerações. . . . .	104
Figura 57 – Históricos temporais, a) e c) Modelo não estacionário; b) e d) Modelo com distribuição conjunta tempo-frequência aleatória. . . . .	105
Figura 58 – Históricos temporais, a) e c) Modelo não estacionário; b) e d) Modelo com distribuição conjunta tempo-frequência aleatória. . . . .	106
Figura 59 – Metodologia para obtenção dos pontos discretos da curva de fragilidade com o método empírico. . . . .	108
Figura 60 – Hipótese de distribuição lognormal. . . . .	109
Figura 61 – Pórtico de concreto armado de 6 pavimentos. . . . .	112
Figura 62 – Discretização no Abaqus. . . . .	113
Figura 63 – Análise de <i>pushover</i> do edifício de 6 pavimentos. . . . .	114
Figura 64 – Mapa de dano para o edifício de 6 pavimentos obtidos a partir da análise de <i>pushover</i> com o modelo de dano concentrado. . . . .	115
Figura 65 – Dano à tração para o edifício de 6 pavimentos obtidos a partir da análise de <i>pushover</i> com o modelo CDP do Abaqus. . . . .	115
Figura 66 – Curvas IDA - acelerogramas escalonados pelo método tradicional. . . . .	116
Figura 67 – Regressão de potência nos resultados da IDA - Análise PSDM (10 terremotos). . . . .	117
Figura 68 – Curvas de Fragilidade (10 terremotos). . . . .	117
Figura 69 – Mapa de dano, simulações contidas no estado limite LS. . . . .	118
Figura 70 – Mapa de dano, simulações contidas no estado limite CP - simulação com acelerogramas escalonados. . . . .	119
Figura 71 – Curvas IDA 50 amostras escalonadas pelo método 1. . . . .	120
Figura 72 – Regressão de potência das curvas IDA para geração das curvas de fragilidade com 50 sinais de terremotos. . . . .	120

Figura 73 – Curvas de Fragilidade. Comparação da resposta obtida pelo escalonamento tradicional dos terremotos e o escalonamento da resposta espectral alvo (50 terremotos). . . . .	121
Figura 74 – Comparação das curvas de fragilidade obtidas com 10 e 50 amostras de terremotos. . . . .	121
Figura 75 – Resultado das simulações IDA utilizando 50 amostras de terremotos com acelerações escalonadas (método 1). . . . .	122
Figura 76 – Resultado das simulações IDA utilizando 50 amostras de terremotos com aceleração espectral escalonada (método 2). . . . .	122
Figura 77 – Dano médio nas vigas dos pavimentos. . . . .	123
Figura 78 – Dano médio nos pilares. . . . .	124
Figura 79 – Regressões de potência da análise de demanda (PSDM), 20 amostras de terremotos. . . . .	125
Figura 80 – Curvas de fragilidade do pórtico sujeito a terremotos sintéticos com distribuição conjunta tempo-frequência constante e aleatória. . . . .	125
Figura 81 – Índices de dano nos pilares do edifício para simulações no estado limite CP. . . . .	126
Figura 82 – Correlação entre os índices de dano dos pilares do primeiro pavimento (considerando todas as simulações). . . . .	127
Figura 83 – Correlação entre os índices de dano dos pilares nós 1 e 2 do primeiro pavimento (considerando todas as simulações). . . . .	128
Figura 84 – Correlação entre os índices de dano dos pilares todos os pavimentos (considerando todas as simulações). . . . .	129
Figura 85 – Índices de dano nas vigas do edifício para simulações no estado limite CP. 130	
Figura 86 – Correlação entre os índices de dano das vigas do primeiro e segundo pavimento (considerando todas as simulações). . . . .	131
Figura 87 – Correlação entre os índices de dano Pilar 1 x Viga 1, primeiro pavimento (considerando todas as simulações). . . . .	132
Figura 88 – Correlação entre os índices de dano das vigas entre pavimentos (considerando todas as simulações). . . . .	133
Figura 89 – Modos de falha devido à danificação dos nós do pórtico. . . . .	134
Figura 90 – Correlação entre os índices de dano Pilar 1 (topo) x Viga 1 primeiro pavimento (considerando todas as simulações). . . . .	136

Figura 91 – Média e dispersão móveis, método do momento - modo de falha <i>soft-story</i> (50 terremotos). . . . .	139
Figura 92 – Regressões da análise PSDM - Modo de falha <i>soft-story</i> (50 amostras de terremotos). . . . .	140
Figura 93 – Curvas de fragilidade para diferentes níveis de capacidade de dano, modo de falha <i>soft-story</i> , 50 amostras de terremotos. . . . .	140
Figura 94 – Média e dispersão móveis, método do momento, modo de falha <i>soft-story</i> , 20 amostras de terremotos com distribuição conjunta tempo-frequência aleatória. . . . .	141
Figura 95 – Regressões da análise PSDM, modo de falha <i>soft-story</i> , 20 amostras de terremotos com distribuição conjunta tempo-frequência aleatória. . . .	142
Figura 96 – Curvas de fragilidade para diferentes níveis de capacidade de dano, modo de falha <i>soft-story</i> , 20 amostras de terremotos com distribuição conjunta tempo-frequência aleatória. . . . .	143
Figura 97 – Média e dispersão móveis, método do momento - modo de falha global 50 amostras de terremotos. . . . .	144
Figura 98 – Regressões da análise PSDM, modo de falha global. . . . .	145
Figura 99 – Curvas de fragilidade para diferentes níveis de capacidade de dano, modo de falha global, 50 amostras de terremotos. . . . .	145
Figura 100 – Média e dispersão móveis, método do momento, modo de falha global, 20 amostras de terremotos com distribuição conjunta tempo-frequência aleatória. . . . .	146
Figura 101 – Regressões da análise PSDM, Modo de falha global, 20 amostras de terremotos com distribuição conjunta tempo-frequência aleatória. . . .	146
Figura 102 – Curvas de fragilidade para diferentes níveis de capacidade de dano, modo de falha global, 20 amostras de terremotos com distribuição conjunta tempo-frequência aleatória. . . . .	147
Figura 103 – Média e dispersão móveis, método do momento, resultados análise IDA 50 amostras, falha por IDR, 50 amostras. . . . .	148
Figura 104 – Regressões da análise PSDM, falha por IDR, 50 amostras. . . . .	148
Figura 105 – Curvas de fragilidade para , falha por <i>interstory drift</i> , 50 amostras de terremotos. . . . .	149

Figura 106–Média e dispersão móveis, método do momento, falha por IDR, 20 amostras de terremotos com distribuição conjunta tempo-frequência aleatória. . . . .	150
Figura 107–Regressões da análise PSDM, falha IDR, 20 amostras de terremotos com distribuição conjunta tempo-frequência aleatória. . . . .	150
Figura 108–Curvas de fragilidade para falha <i>interstory drift</i> , 20 amostras de terremotos com distribuição conjunta tempo-frequência aleatória. . . . .	151
Figura 109–Comparação das curvas de fragilidade considerando falha por <i>soft-story</i> e IDR. . . . .	152
Figura 110–Comparação das curvas de fragilidade considerando falha global e IDR.	152
Figura 111–Análise de Pushover. . . . .	155
Figura 112–Mapa de dano para cortante máxima na análise de <i>pushover</i> . . . . .	155
Figura 113–Regressão não linear das curvas IDA para geração das curvas de fragilidade.	156
Figura 114–Curvas de Fragilidade - comparação entre os métodos de escalonamento.	157
Figura 115–Regressão de potência das curvas IDA para geração das curvas de fragilidade com 50 amostras de terremotos. . . . .	158
Figura 116–Curvas de fragilidade - 50 sinais de terremotos. . . . .	158
Figura 117–Curvas de fragilidade obtidas com 10 e 50 amostras de terremotos. . .	159
Figura 118–Resultado das simulações utilizando amostras de terremotos com acelerações escalonadas. . . . .	159
Figura 119–Resultado das simulações utilizando amostras de terremotos com aceleração espectral escalonada. . . . .	160
Figura 120–Mapa de dano simulações que violaram estado limite de prevenção de colapso (CP). . . . .	161
Figura 121–Dano médio nos vigas de cada pavimento. . . . .	162
Figura 122–Dano médio nos pilares de cada pavimento. . . . .	162

## Lista de tabelas

Tabela 1 – Propriedades da seção transversal do pilar engastado . . . . .	54
Tabela 2 – Propriedades da seção transversal do pilar submetido à carregamento lateral alternante . . . . .	56
Tabela 3 – Propriedades da seção transversal do pilar submetido à carregamento lateral alternante . . . . .	59
Tabela 4 – Coeficiente $F_a$ - períodos curtos . . . . .	99
Tabela 5 – Coeficiente $F_v$ - períodos longos . . . . .	99
Tabela 6 – Seção transversal e detalhes de armadura . . . . .	112
Tabela 7 – Valores de H resultantes do teste Anderson Darling para distribuição lognormal. . . . .	138
Tabela 8 – Seção transversal e projeto do edifícios de 8 pavimentos . . . . .	154

## Lista de abreviaturas e siglas

ASCE	American Society of Civil Engineering
CDP	Concrete Damage Plasticity Model
CDF	Cumulative Distribution Function
CP	Collapse Prevention
DM	Damage Measure
DS	Damage State
DV	Decision Variables
EC8	Eurocode 8
EDP	Engineering Demand Parameter
FEMA	Federal Emergency Management Agency
IDA	Incremental dynamics Analysis
IDR	Interstory Drift Ratio
IM	Intensity Measure
IO	Immediate Occupancy
LS	Life Safety
MDC	Mecânica do dano concentrado
NDTHA	Nonlinear Dynamic Time History Analysis
PBEE	Performance Based Earthquake Engineering
PEER	Pacific Earthquake Engineering Research Center
PGA	Peak Ground Acceleration
PGV	Peak Ground Velocity
PSD	Power Spectrum Density Function

PSDM	Probabilistic Seismic Demand Model
PSHA	Probabilistic Seismic Hazard Analysis
PSSRA	Probabilistic Seismic Structural Response Analysis
SPO	Static Pushover Analysis
SRM	Spectral Representation Method
SRSS	Sum os Squares



## Sumário

<b>1</b>	<b>Introdução</b>	21
1.1	<i>Objetivos</i>	25
1.2	<i>Justificativa</i>	26
1.3	<i>Organização da Tese</i>	28
<b>2</b>	<b>Modelo de Dano Concentrado</b>	29
2.1	<i>Modelo de dano concentrado para esforços de flexão e cortante</i>	30
2.1.1	Notação de Powell para descrição do elemento finito	31
2.1.2	Equivalência de deformações	32
2.1.3	Cinemática	33
2.1.4	Equilíbrio Estático	35
2.1.5	Lei constitutiva	35
2.1.6	Critério de Griffith	37
2.1.7	Lei de deformação plástica em flexão	40
2.1.8	Lei de deformação plástica de cisalhamento	41
2.1.9	Algoritmo de solução para o modelo de dano concentrado	42
2.2	<i>Cálculo dos diagramas de interação para seções de concreto armado</i>	45
2.2.1	Comportamento dos materiais	45
2.2.2	Cargas axiais e momentos de fissuração	47
2.2.3	Cargas axiais e momentos de plastificação	49
2.2.4	Cargas axiais e momentos últimos	51
2.2.5	Relação para as curvaturas do elemento	52
2.3	<i>Resultados de implementação: validação do modelo de dano concentrado</i>	54
2.3.1	Pilar esbelto com carregamento lateral	54
2.3.2	Pilar esbelto com carregamento lateral alternante	56
2.3.3	Pórtico com elemento curto	58
2.3.4	Comparação com modelo de dano contínuo	61
<b>3</b>	<b>Geração artificial de sinais de terremotos</b>	68
3.1	<i>Definições</i>	71
3.2	<i>Processos estocásticos m-variados para representar terremotos</i>	72

3.3	<i>Simulação de processos estocásticos não estacionários m-variáveis</i> . . .	73
3.4	<i>Metodologia para gerar sinais de terremotos não estacionários e espectro compatíveis</i> . . . . .	75
3.5	<i>Processos não estacionários com modelos de variabilidade imposta - distribuição conjunta tempo-frequência aleatória</i> . . . . .	79
<b>4</b>	<b>Engenharia sísmica baseada em desempenho ou <i>Performance Based Earthquake Engineering</i> (PBEE)</b> . . . . .	<b>81</b>
4.1	<i>Análise de ameaças</i> . . . . .	84
4.2	<i>Análise estrutural</i> . . . . .	85
4.3	<i>Análises de dano</i> . . . . .	86
4.4	<i>Análise de perdas</i> . . . . .	91
4.5	<i>Análise não-linear estática tipo Pushover</i> . . . . .	91
4.6	<i>Incremental Dynamic Analysis (IDA)</i> . . . . .	92
<b>5</b>	<b>Metodologia</b> . . . . .	<b>94</b>
5.1	<i>Geração de terremotos</i> . . . . .	97
5.1.1	Geração de terremotos não estacionários e espectro compatíveis . .	97
5.1.2	Escalonamento de terremotos . . . . .	99
5.1.3	Terremotos gerados para as análises IDA . . . . .	100
5.2	<i>Cálculo das curvas de fragilidade</i> . . . . .	106
5.2.1	Método Empírico . . . . .	107
5.2.2	Método do Momento . . . . .	108
5.2.3	PSDM com Regressão Linear e Bilinear . . . . .	109
<b>6</b>	<b>Resultados: pórtico de 6 pavimentos</b> . . . . .	<b>112</b>
6.1	<i>Análise de Pushover</i> . . . . .	113
6.2	<i>Comparação entre as técnicas para escalar os terremotos na Análise Incremental Dinâmica - IDA</i> . . . . .	116
6.3	<i>IDA com terremotos gerados com distribuição conjunta tempo-frequência aleatória</i> . . . . .	124
6.4	<i>Modelos de colapso considerando dano acumulado</i> . . . . .	126
6.5	<i>Curvas de fragilidade em termos dos índices de dano</i> . . . . .	137
6.5.1	Falha <i>soft-story</i> . . . . .	138

6.5.2	Falha global usando o índice de dano como EDP . . . . .	143
6.5.3	Critério de falha baseado em IDR . . . . .	148
<b>7</b>	<b>Pórtico de 8 pavimentos . . . . .</b>	<b>154</b>
7.1	<i>Análise de Pushover . . . . .</i>	154
7.2	<i>Comparação entre as técnicas para escalar os terremotos na Análise Incremental Dinâmica - IDA . . . . .</i>	156
<b>8</b>	<b>Conclusão . . . . .</b>	<b>164</b>
8.1	<i>Sugestões para trabalhos futuros . . . . .</i>	166
	<b>Referências . . . . .</b>	<b>167</b>

## 1 Introdução

Estruturas submetidas à carregamentos dinâmicos provenientes de fenômenos naturais como terremotos estão sujeitas a diferentes fontes de incertezas associadas às solicitações que são estocásticas, às propriedades dos materiais e ao comportamento mecânico estrutural. Embora estes temas sejam complexos, avanços em áreas como dinâmica não linear, engenharia sísmica, mecânica estocástica e confiabilidade estrutural têm possibilitado estudos mais precisos para avaliação da vulnerabilidade sísmica. A confiabilidade estrutural é a ferramenta capaz de representar adequadamente estas várias incertezas e estimar a segurança de qualquer tipo de sistema estrutural. Por isso, quanto mais refinadas são as técnicas de quantificação de incertezas e mais precisos os modelos mecânicos para descrição do comportamento não linear dos sistemas, mais realistas e aplicáveis serão os resultados do estudo de confiabilidade (MELCHERS; BECK, 2018).

O objetivo dos códigos normativos que regem o projeto de estruturas sísmo resistentes é controlar a severidade de dano estrutural quando a estrutura está sujeita a terremotos de pequena ou moderada magnitude. As estruturas devem resistir sem dano à terremotos de baixa intensidade, não apresentar dano estrutural significativo a terremotos de nível moderado e resistir sem colapso estrutural a terremotos de grande intensidade. Desta forma, espera-se limitar os danos estruturais à níveis reparáveis, quando considerados terremotos de média intensidade (GÜNAY; MOSALAM, 2013).

Essa necessidade ficou evidente após os terremotos de Nothridge (1994) e Kobe (1995) em que se verificou que as perdas econômicas e os custos de reparo das edificações danificadas foram muito altos, mesmo com estruturas projetadas de acordo com as normas de projeto sísmico da época (LEE; MOSALAM, 2006). A partir de então criaram-se metodologias de engenharia sísmica baseada em desempenho, do inglês *Performance Based Earthquake Engineering* - PBEE, metodologia desenvolvida pelo centro de pesquisa em engenharia sísmica do pacífico, *Pacific Earthquake Engineering Research* - PEER. Esta formulação foi delimitada pela Agência Federal de Gerenciamento de Emergências (FEMA) e diretrizes para reabilitação sísmica de edifícios existentes (NEHRP) que vêm sendo aprimoradas ao longo dos anos para definir a prática atual de projeto sísmico baseado em desempenho nos Estado Unidos (FEMA, 2014).

A ideia central da PBEE consiste na avaliação e projeto de estruturas que atendam aos objetivos de desempenho sísmico significativos às partes interessadas, sendo que, estes objetivos podem ser expressos em termos de valor monetário, mortes ou tempo em desuso dos espaços. Das análises de PBEE pode-se construir curvas de fragilidade que possibilitam a avaliação da vulnerabilidade sísmica, e a partir destes resultados pode-se estimar os custos de falha e perdas econômicas a fim de se criar meios e estratégias para mitigar as consequências de falha (GÜNAY; MOSALAM, 2013; FRAGIADAKIS et al., 2015).

As curvas de fragilidade são fundamentais na avaliação da vulnerabilidade estrutural sísmica, uma vez que estimam a probabilidade de ocorrência de dano estrutural devido a terremotos como uma função de parâmetros associados à intensidade da atividade sísmica. Essa abordagem é útil para decisões que tratam de manutenção/reforço estrutural, estimativas de dano e prejuízos além da elaboração de planos de resposta a desastres (GHOBARAH, 2001; GOULET et al., 2007).

O comportamento de estruturas de concreto armado sob efeitos de sismo tem sido objeto de estudo há muito tempo. Durante terremotos, os elementos de concreto armado podem sofrer por deformações excessivas, danos acumulados sofridos sob repetidas reversões de carga, ou pela combinação de ambos. A evolução de dano a níveis críticos em elementos ou ligações de concreto armado pode causar acidentes estruturais globais, como pode-se observar nos exemplos da Figura 1. Por isso, a representação de estruturas de concreto armado deve levar em conta o fenômeno de fissuração representando de maneira adequada a evolução de dano e deformações plásticas nos elementos, de forma a possibilitar a previsão de formação de mecanismos de colapso.

Figura 1 – Colapso de edifícios de concreto armado sob ação de terremotos.

(a) Colapso de edifício de 12 pavimentos em Taiwan devido a terremoto 2018.



(b) Mecanismo hipostático *Soft-story*.



(c) Formação de rótulas em pórtico resistente.



Fonte: Qingchu (2018), Avramidis et al. (2016).

A mecânica do dano concentrado (MDC) proposta por Flórez-López (1995), Cipollina, López-Inojosa e Flórez-López (1995) e aprimorada por Perdomo, Ramírez e Flórez-López (1999), Flórez-López, Marante e Picón (2014), Amorim, Proença e Flórez-López (2014), Oliveira, Teles e Amorim (2020), Teles, Oliveira e Amorim (2020), Amorim et al. (2018), Santoro e Kunnath (2013) é um modelo criado para análise de estruturas de concreto armado complexas, que descreve o comportamento não-linear físico dos materiais. A MDC permite representar a evolução de danificação e deformações plásticas como efeitos concentrados nos nós dos elementos que podem formar rótulas inelásticas. Com este modelo é possível se estimar a danificação dos elementos estruturais como variáveis internas de dano que representam a parcela da seção transversal fissurada, diferente da

abordagem em variáveis globais conforme Faleiro, Oller e Barbat (2010). As variáveis internas de dano podem caracterizar a falha local de um elemento ou ligação, e também podem ser utilizados para identificação dos elementos mais frágeis na estrutura e de possíveis mecanismos que podem levar a estrutura a colapsar pela associação de rótulas inelásticas. O modelo de dano concentrado apresenta boa eficiência computacional se comparado a modelos de dano contínuos e têm se mostrado preciso na descrição de resultados experimentais e numéricos realizados em elementos de concreto armado (PERDOMO; RAMÍREZ; FLÓREZ-LÓPEZ, 1999; FLÓREZ-LÓPEZ; MARANTE; PICÓN, 2014; NEUMANN; FLOREZ-LOPEZ, 2019). Desta forma, nota-se a aplicabilidade da MDC associada a modelos de confiabilidade (BAZÁN; BECK; FLÓREZ-LÓPEZ, 2019), que em sua maioria demandam realização de um grande número de simulações para estimativas das probabilidades de falha do sistema.

Tendo em vista o contexto apresentado, este estudo propõe a utilização da mecânica do dano concentrado associada à metodologias de engenharia sísmica baseada em desempenho para avaliação de curvas de fragilidade sísmica de pórticos de concreto armado. O objetivo deste estudo é construir e avaliar as curvas de fragilidade de pórticos planos que integram o sistema estrutural de edifícios de concreto armado sujeitos a terremotos estocásticos utilizando a MDC. Para isso, propõe-se uma metodologia para identificação dos modelos de colapso baseados nos índices de dano a partir de análises incrementais dinâmicas. Neste trabalho dá-se também enfoque à utilização de terremotos artificiais na metodologia PBEE. São realizados estudos comparativos entre técnicas de geração e escalonamento de sismos sintéticos e avaliação da convergência das curvas de fragilidade em função do número de simulações realizadas.

## 1.1 Objetivos

O objetivo principal desta tese é propor e desenvolver uma metodologia para avaliação das curvas de fragilidade e identificação dos mecanismos de colapso de pórticos de concreto armado utilizando a mecânica do dano concentrado (MDC) dentro do conceito de engenharia sísmica baseada em desempenho (PBEE). Como objetivos específicos tem-se:

- Propor uma metodologia de escalonamento de terremotos sintéticos para realização de análises incrementais dinâmicas baseada na resposta espectral alvo;
- Investigar a influência das técnicas de geração de terremotos artificiais nos resultados das curvas de fragilidade;
- Testar a convergência das curvas de fragilidade utilizando diferentes tamanhos de amostras de sinais de sismos nas análises incrementais;
- Avaliar a precisão do modelo de dano concentrado a partir da comparação de análises de *Pushover* realizadas nos pórticos estudados;
- Apresentar uma metodologia de identificação dos mecanismos de colapso que ocorrem nos pórticos devido à evolução de dano nos nós dos elementos;
- Formular os mecanismos de colapso em função dos índices de dano a partir da abordagem de confiabilidade de sistemas.
- Quantificar a correspondência entre os estados limites definidos para curvas de fragilidade escritas em termos de *interstory drifts* e índices de dano nos elementos que governam os mecanismos de colapso.



## 1.2 Justificativa

O Brasil é considerado um território estável do ponto de vista tectônico, pois está localizado em região intraplaca, propriamente na região central da placa Sul-Americana; nesta região a ocorrência de sismos não é frequente quando comparada a regiões de borda de placa, como o Chile. Para que se consiga fazer uma comparação, no Brasil ocorre um sismo de magnitude 5 a cada cinco anos em média, enquanto na região andina, sismos de magnitude 5 ocorrem em média duas vezes por semana (ASSUMPCAO et al., 2016).

Embora os terremotos intraplaca sejam raros, estes são capazes de liberar tensões ainda maiores do que os sismos interplaca, a exemplo do evento ocorrido no estado da Virgínia, costa leste dos Estados Unidos, onde um tremor de magnitude de 5.8 ocorreu em agosto de 2011, não havendo histórico de tremores com magnitude acima de 5 naquele estado (G1, 2011).

Os efeitos de terremotos nas estruturas dependem de fatores como sua magnitude, a localização do epicentro, tipo de solo, conteúdo de frequências do sismo, direção das ondas e de sua duração. Para realizar análises de vulnerabilidade, de acordo com as diretrizes das normas sísmicas, é necessário selecionar sinais de terremotos com resposta espectral compatível com respostas alvo que dependem das propriedades de solo da região. Desta forma, o processo de seleção dos sinais adequados pode ser complicado ou até proibitivo em regiões com baixa atividade sísmica e sem disponibilidade de registro históricos. Neste sentido, o desenvolvimento de técnicas de geração artificial de terremotos é de grande interesse e tem sido objeto de estudo de muitos pesquisadores (WEN; JI; WEN, 2022; MUSCOLINO et al., 2021; BANI-HANI et al., 2017; CACCIOLA; ZENTNER, 2012a; SHINOZUKA; DEODATIS, 1989; TREVLOPOULOS; ZENTNER, 2020; ZENTNER, 2012).

Neste trabalho, aplica-se a técnica de representação espectral para gerar terremotos como processos estocásticos não estacionários a partir de propriedades específicas do solo como frequência, amortecimento, velocidade de onda sísmica e distância epicentral, tornando possível a geração de sinais para qualquer localização do globo. A utilização de acelerogramas sintéticos nas análises de PBEE também consiste em um aspecto prático deste trabalho, uma vez que torna-se possível gerar e escalonar um grande número de sinais sísmicos de forma eficiente.

Tradicionalmente as edificações não são construídas com objetivos de desempenho. De forma geral, dimensionam-se e detalham-se elementos e edificações de acordo com critérios prescritos nos códigos normativos considerando apenas as condições de serviço e de colapso, e dois valores para cada uma das ações variáveis. A engenharia baseada em desempenho têm como intuito o projeto, avaliação e construção de edificações de forma econômica, mas considerando as diversas intensidades possíveis das ações variáveis, bem com diferentes níveis de resposta estrutural (serviço, dano, prevenção ao colapso). (FEMA, 2014).

Estima-se que no futuro, a exemplo do que têm ocorrido em outros países, os códigos normativos brasileiros passem a considerar de forma explícita níveis de desempenho alvo para as edificações e exijam dos projetistas a aplicação de técnicas de quantificação probabilística das consequências de falha para os níveis de desempenho de projeto. Desta forma, esta tese contribui para explicação e popularização dos conceitos de engenharia e projeto baseado em desempenho, que poderão ser de interesse para atualização das normas técnicas no Brasil. Atualmente, tem-se apenas uma norma brasileira de projeto de estruturas resistentes a sismos, a ABNT NBR 15421: 2006 (ABNT, 2006) que é bastante simplificada e apresenta divergências em relação as principais normas internacionais (PETERSEN et al., 2018; ASSUMPCAO et al., 2016).

Nos estudos de engenharia sísmica baseada em desempenho, uma das etapas fundamentais trata da definição dos parâmetros de demanda de engenharia que são utilizados para caracterizar a falha ou a excedência de um estado limite. Os parâmetros mais comumente utilizados são: as rotações relativas entre elementos e/ou pavimentos, os deslocamentos máximos de topo ou os *interstory drifts*, que são razões de deslocamentos entre pavimentos. Todas estas medidas são tidas como parâmetros globais que podem ser facilmente obtidos a partir de modelos numéricos. As normas internacionais, como o ACI 318-2014 (ACI Committee 318, 2014) apresentam valores de referência para a excedência de estados limites definidos em função dos parâmetros de engenharia mais comuns. Porém, a simples extrapolação destes limites pode não ser representativa da realidade de projeto e padrão construtivo de outros países, principalmente da realidade de países como o Brasil, em que, de forma geral, não se projetam estruturas sísmo resistentes. Neste contexto, a aplicação da mecânica do dano nas análises PBEE é pertinente, uma vez que esta possibilita que se adote como parâmetro de engenharia os índices de dano nos elementos. Pode-se dizer que este é um parâmetro característico da seção transversal, que pode ser

generalizado para qualquer cenário de projeto, podendo inclusive ser verificado *in loco* após a ocorrência de sismos.

### 1.3 Organização da Tese

Esta tese está organizada em 8 capítulos, que contextualizam os temas estudados, e apresentam as formulações fundamentais para o desenvolvimento dos objetivos propostos.

O segundo capítulo apresenta os conceitos e formulação do modelo de dano concentrado utilizado neste estudo. Este capítulo mostra ainda a validação do modelo implementado, comparando os resultados obtidos com resultados de ensaios e simulações numéricas realizadas por outros autores.

O terceiro capítulo trata detalhadamente as técnicas adotadas para geração de terremotos a partir de processos estocásticos totalmente não estacionários e espectro compatíveis. A teoria de geração de terremotos a partir da técnica de representação espectral é abordada e dá-se enfoque ao uso de funções de densidade espectral de potência com variabilidade aleatória imposta na distribuição conjunta tempo-frequência.

O quarto capítulo explica os conceitos de engenharia sísmica baseada em desempenho a partir da metodologia proposta pelo PEER e explica os fundamentos básicos para realização de análises de *Pushover* e incrementais dinâmicas (IDA).

O quinto capítulo explica a metodologia de desenvolvimento do trabalho, a qual divide-se em: geração de terremotos estocásticos, escalonamento dos sinais para análise IDA, cálculo das curvas de fragilidade por diferentes técnicas.

O sexto e sétimo capítulos apresentam os resultados desta tese, que consistem no desenvolvimento de análises *Pushover* e dinâmicas incrementais para obtenção das curvas de fragilidade dos pórticos testados. No sexto capítulo estuda-se um pórtico de 6 pavimentos de concreto armado que tem comportamento dúctil, estudado anteriormente por Dhir et al. (2020). O sétimo capítulo trata de um pórtico de concreto armado de 8 pavimentos que têm projeto não dúctil, estudado anteriormente por Liel (2008).

O oitavo capítulo trata das considerações finais e resume as principais contribuições do trabalho.

## 2 Modelo de Dano Concentrado

O trabalho de Kachanov (1958) introduziu a base conceitual para modelar o fenômeno de ruptura por deformação lenta e fissuração. Alguns anos mais tarde, a mecânica do dano foi modificada por Y.N. Rabotnov (1969) e aplicada a resolução de problemas de engenharia. A fundamentação da mecânica do dano contínuo, descrevendo a influência do dano sobre a evolução de deformações plásticas e modelagem de ruptura por fadiga de baixo ciclo foi proposta por Lemaitre e Chaboche (1975) e somente em 1990 a mecânica do dano foi estendida para problemas de fadiga de alto ciclo e casos de ruptura frágil (LEMAITRE; CHABOCHE; MAJI, 1993). A mecânica do dano contínuo é muito utilizada até os dias de hoje para representar localmente os fenômenos de falha de elementos, como pode ser visto em Lemaitre e Chaboche (1992). A teoria de elastoplasticidade foi adaptada para utilização em estruturas de pórtico por Cohn e Franchi (1979), valendo-se da hipótese de plasticidade concentrada, a qual assume que os efeitos plásticos serão concentrados em rótulas plásticas.

Por sua vez, a mecânica do dano concentrado vale-se dos conceitos de mecânica da fratura, mecânica do dano contínuo, generaliza o modelo de plasticidade concentrado para um modelo que inclui efeitos de dano para representação do comportamento não linear de pórticos. Neste modelo, a fissuração no concreto, escoamento do aço e a degradação da rigidez do material são estimados pelo critério de Griffith, que consiste na lei de evolução de dano e em uma lei de encruamento. Na Figura 2 é mostrada a manifestação de efeitos inelásticos concentrados em estruturas reais.

Figura 2 – Dano à flexão observado em ligação viga-pilar e base de pilar.



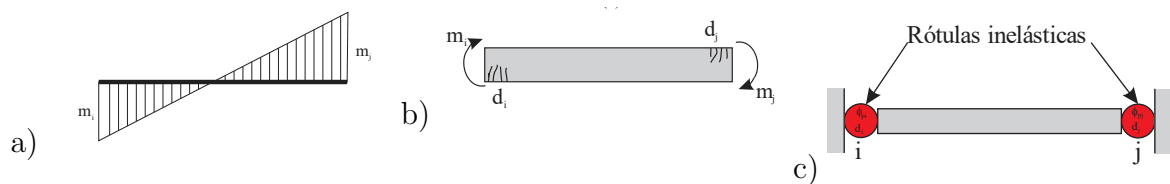
Fonte: Avramidis et al. (2016).

### 2.1 Modelo de dano concentrado para esforços de flexão e cortante

Na mecânica do dano concentrado, admite-se que o elemento finito apresenta comportamento linear, e que todas as variáveis internas (plasticidade e dano) se concentram nos nós de cada elemento.

Considere a falha por flexão em uma barra, cuja distribuição de momentos seja conforme a Figura 3. A distribuição de momentos da Figura 3 a) gera fissuração, respectivamente nas posições positiva e negativa da viga (i.e.,  $m_i$  em  $m_j$ ), conforme a Figura 3 b). Conseqüentemente, nas regiões fissuradas  $i$  e  $j$  surgem deformações plásticas  $\phi_i$  e  $\phi_j$  e danos concentrados  $d_i$  e  $d_j$ , conforme a Figura 3 c). Portanto, a hipótese de dissipação concentrada permite simplificar o cálculo das variáveis internas de plasticidade e dano em estruturas aperticadas. (PERDOMO; RAMÍREZ; FLÓREZ-LÓPEZ, 1999).

Figura 3 – Rótulas inelásticas em elemento de dano concentrado.



Fonte: Adaptado de Flórez-López, Marante e Picón (2015).

O modelo de dano concentrado vem sendo estudado extensivamente desde 1991 por Cipollina, López-Inojosa e Flórez-López (1995), Perdomo, Ramírez e Flórez-López

(1999), Amorim, Proença e Flórez-López (2014), Flórez-López, Marante e Picón (2014) que desenvolveram estudos numérico-experimentais para representação de dano concentrado em elementos de concreto armado. Em 1995, Cipollina, López-Inojosa e Flórez-López (1995) apresentaram a formulação geral para pórticos de concreto armado baseada na notação de Powell (1969). Perdomo, Ramírez e Flórez-López (1999) desenvolveram estudos de validação numérico-experimental simulando o comportamento histerético de elementos de concreto armado submetidos a carregamento axial variável. Ao longo dos anos, este modelo tem sido aprimorado, com objetivo de cada vez mais representar a realidade experimental. Neste sentido, importantes efeitos como (i) a consideração de plasticidade nas armaduras e dano no concreto (FLÓREZ-LÓPEZ, 1995), (ii) possibilidade de consideração de carregamentos cíclicos (FLÓREZ-LÓPEZ, 1995), (iii) quantificação de dano por acúmulo de fadiga (ALARCÓN et al., 2001; FLÓREZ-LÓPEZ; MARANTE; PICÓN, 2014), e (iv) influência da carga axial na flexão (ALARCÓN et al., 2001; FLÓREZ-LÓPEZ; MARANTE; PICÓN, 2014). Amorim, Proença e Flórez-López (2014) aplicaram o MDC para analisar o comportamento estrutural de túneis e tubos e afirmam que esta abordagem pode ser usada com sucesso para análises de confiabilidade.

As próximas seções serão destinadas a formulação básica do MDC para barras de pórtico 2D solicitadas a flexão e cortante, sendo estas baseadas nos trabalhos de Amorim, Proença e Flórez-López (2014), Coelho (2017), Flórez-López (1995), Flórez-López, Marante e Picón (2014) e Perdomo et al. (2012). Nas seções seguintes serão abordados os seguintes termos fundamentais para compreensão do modelo de dano concentrado:

- Introdução à notação de Powell utilizada na descrição dos elementos finitos na MDC;
- Explicação da hipótese de equivalência em deformações, relacionando as deformações elásticas, deformações por dano e deformações plásticas nos elementos;
- Descrição da cinemática dos elementos finitos para MDC;
- Relação para lei constitutiva de barras de Timoshenko;
- Critério de Griffith que define a lei de evolução de dano à flexão e cortante para os elementos;
- Lei de evolução das deformações plásticas devido aos esforços de momento fletor;
- Lei de evolução das deformações plásticas devido à esforços cortantes;
- Funcionamento do código e algoritmos para resolução dos problemas local e global de estruturas representadas na MDC considerando equilíbrio dinâmico;

- A formulação para elaboração dos diagramas de interação das seções de concreto armado fletidas; estes diagramas apresentam as informações da envoltória de resistência das peças solicitada por flexão e carga axial.

### 2.1.1 Notação de Powell para descrição do elemento finito

No final dos anos sessenta, Powell (1969) propôs uma teoria para incluir efeitos não lineares geométricos no cálculo de estruturas lineares. A formulação de Powell incluía consideração de pequenas deformações, porém grandes deslocamentos, aplicados à elementos de pórticos sujeitos à efeitos de flexão e carga axial. Na teoria de Powell, assume-se que as forças externas são aplicadas somente nos nós dos elementos. Nesta notação, as deformações de corpo rígido são separadas das deformações generalizadas  $(\phi_i, \phi_j, \delta)$  do elemento, e os deslocamentos longitudinais  $u(x)$  e transversais  $w(x)$  são representados pelas deformações generalizadas do elemento. Os deslocamentos  $u(x)$  são representados por uma função linear, e  $w(x)$  por um polinômio cúbico. Para o elemento da Figura 3, assumindo que a diferença entre o comprimento inicial e deformado do elemento é desprezível, e considerando as condições de contorno, pode-se escrever os deslocamentos como:

$$u(0) = 0, \quad u(L) = \delta, \quad u(x) = \frac{x}{L}\delta, \quad (1)$$

$$w(0) = w(L) = 0, \quad -\frac{dw}{dx}\Big|_{x=0} = \phi_i, \quad -\frac{dw}{dx}\Big|_{x=L} = \phi_j, \quad (2)$$

$$w(x) = \left(-\frac{x^3}{L^2} + \frac{2x^2}{L} - x\right)\phi_i + \left(-\frac{x^3}{L^2} + \frac{x^2}{L}\right)\phi_j, \quad (3)$$

A distribuição de momentos fletores e forças axiais ao longo do elemento é dada por:

$$M(x) = EI \left[ \left(-\frac{6x}{L^2} + \frac{4}{L}\right)\phi_i + \left(-\frac{6x}{L^2} + \frac{2}{L}\right)\phi_j \right], \quad (4)$$

$$N(x) = \frac{EA}{L}. \quad (5)$$

A formulação da mecânica do dano concentrado e equações da elasticidade linear de pórticos planos adotadas neste trabalho são escritas com base na notação de Powell.

### 2.1.2 Equivalência de deformações

Considerando o caso uniaxial, a Lei constitutiva pode ser escrita como:

$$\hat{\sigma} = \frac{\sigma}{1 - \omega}; \hat{\sigma} = E(\epsilon - \epsilon^0); \sigma = (1 - \omega)E(\epsilon - \epsilon^p) \quad (6)$$

em que,  $\sigma$  é o tensor de tensões de Cauchy,  $E$  é o módulo de elasticidade,  $\epsilon$  é a medida de deformação infinitesimal e  $\epsilon^p$  é a deformação plástica. A lei constitutiva também pode ser escrita em termos da flexibilidade, como:

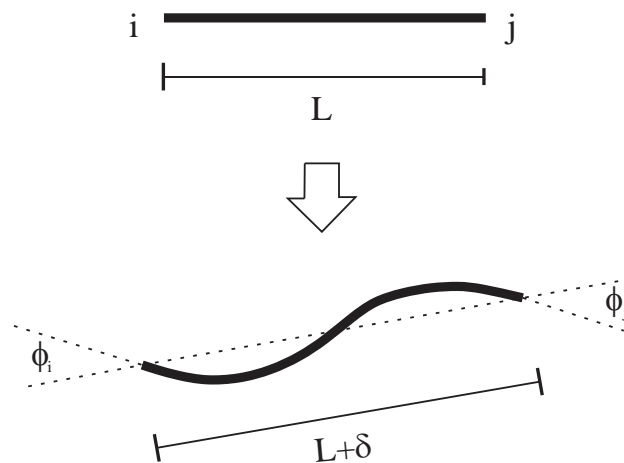
$$\epsilon = \frac{1}{(1 - \omega)E}\sigma + \epsilon^p, \epsilon = \frac{1}{E}\sigma + \frac{\omega}{(1 - \omega)E}\sigma + \epsilon^p \quad (7)$$

A Equação 8 apresenta as deformações generalizadas  $\Phi$ , para o elemento finito de pórtico plano:

$$\Phi = \begin{bmatrix} \phi_i \\ \phi_j \\ \delta \end{bmatrix} \quad (8)$$

em que  $\phi_i$  e  $\phi_j$  correspondem às rotações relativas, e  $\delta$  é o alongamento do elemento, conforme Figura 4:

Figura 4 – Ações, deformações e deslocamentos diferenciais do elemento



Fonte: Adaptado de Powell (1969).

A matriz  $\{\Phi\}$  é dada pela soma das parcelas de deformação elástica  $\{\Phi_e\}$ , plástica  $\{\Phi_p\}$  e devido ao dano  $\{\Phi_d\}$ , conforme a Equação 9:



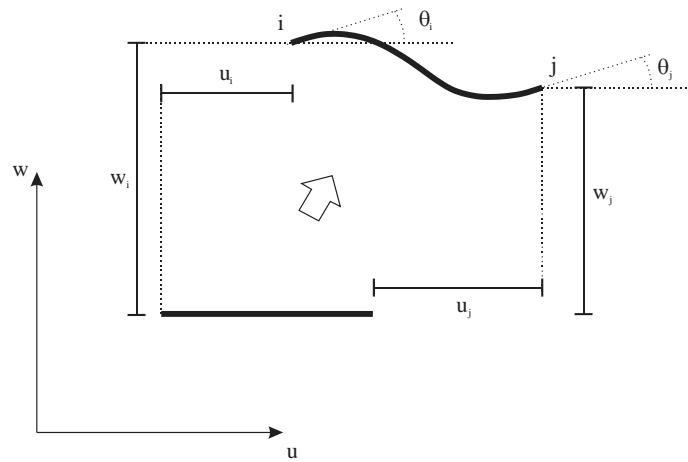
$$\Phi = \Phi_e + \Phi_p + \Phi_d. \quad (9)$$

Nesta formulação, considera-se que tanto a plastificação da armadura quanto a fissuração do concreto geram rotações relativas e alongamentos adicionais. Posteriormente, as tensões, as deformações, as rotações e os valores de dano são calculados por meio de relações cinemáticas, equações de equilíbrio e leis constitutivas.

### 2.1.3 Cinemática

Considere um elemento finito de pórtico 2D com seis graus de liberdade, a saber: deslocamento horizontal  $u$ , vertical  $w$  e rotação  $\theta$  (vide Figura 5). O vetor de deslocamentos generalizados é conforme a Equação 10:

Figura 5 – Cinemática do elemento finito de pórtico 2D



Fonte: Adaptado de Coelho (2017)

$$\{U\} = \begin{Bmatrix} u_i \\ w_i \\ \theta_i \\ u_j \\ w_j \\ \theta_j \end{Bmatrix}. \quad (10)$$

As deformações são obtidas pelas equações cinemáticas, que relacionam os incrementos de deformações generalizadas  $\Phi$  com os incrementos de deslocamentos dados por  $\Delta U$ , por meio de

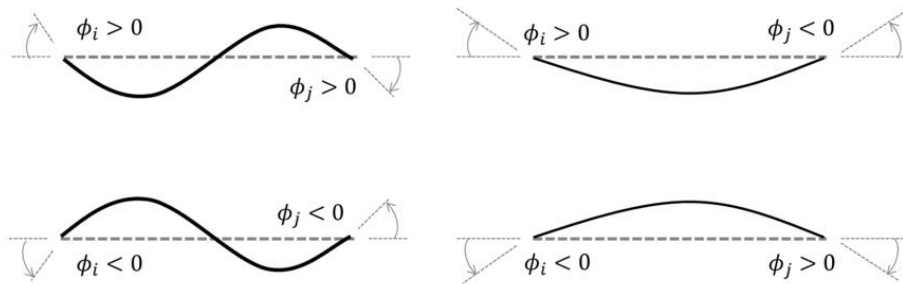
$$\Delta\Phi = [B_0]\Delta U, \quad (11)$$

em que  $[B_0]$  é a matriz de transformação cinemática de pórtico plano, obtida pela Equação 12 e  $\alpha$  é o ângulo de inclinação entre o eixo do elemento finito e o sistema de coordenadas de referência, sendo:

$$[B_0] = \begin{bmatrix} \frac{\text{sen}\alpha}{L} & -\frac{\text{cos}\alpha}{L} & 1 & -\frac{\text{sen}\alpha}{L} & \frac{\text{cos}\alpha}{L} & 0 \\ \frac{\text{sen}\alpha}{L} & -\frac{\text{cos}\alpha}{L} & 0 & -\frac{\text{sen}\alpha}{L} & \frac{\text{cos}\alpha}{L} & 1 \\ \frac{\text{cos}\alpha}{L} & -\text{sen}\alpha & 0 & \text{cos}\alpha & \text{sen}\alpha & 0 \end{bmatrix}. \quad (12)$$

No elemento representado na Figura 6, se houver apenas movimento de corpo rígido, a matriz de deformações generalizadas do elemento  $\{\phi\}_b$  será nula. Se as deformações generalizadas forem diferentes de zero, estas indicam o formato deformado do elemento, de acordo com os sinais das rotações em cada nó, conforme a Figura 6.

Figura 6 – Forma deformada dos elementos de acordo com o sinal das deformações nodais



Fonte: Adaptado de Flórez-López, Marante e Picón (2015).

#### 2.1.4 Equilíbrio Estático

A equação de equilíbrio é calculada conforme a Equação 13, onde se considera a hipótese de pequenas deformações e deslocamentos:

$$[B_0]^T \{M_b\} = \{P(t)\}, \quad (13)$$

em que  $\{P(t)\}$  é a matriz de forças externas para o instante de tempo  $t$ , que é dada pela soma dos carregamentos aplicados diretamente sobre os nós, com a matriz de carregamentos nodais equivalentes, oriundas dos carregamentos distribuídos;  $\{M_b\}$  é a matriz de tensões generalizadas, dada pela Equação 14 e sendo formada pelos momentos fletores nas extremidades do elemento e a força normal atuante no elemento:

$$M_b = \begin{Bmatrix} m_i \\ m_j \\ n \end{Bmatrix}. \quad (14)$$

### 2.1.5 Lei constitutiva

Quando elementos podem ser solicitados por esforços negativos e positivos, haverá mudança de sinal nos diagramas de momento fletor e/ou esforço cortante, e nestes casos, deve-se utilizar a abordagem de dano unilateral.

Assim, a lei constitutiva que relaciona as matrizes generalizadas de deformações com as tensões, é dada por 15:

$$\Phi_b - \Phi_b^p - \gamma_b^p = [F_f(D^-)]M_b^- + [F_f(D^+)]M_b^+ + \frac{1}{G}A_b(1 - d_s^-)V_b^- + \frac{1}{GA_b(1 - d_s^+)}V_b^+, \quad (15)$$

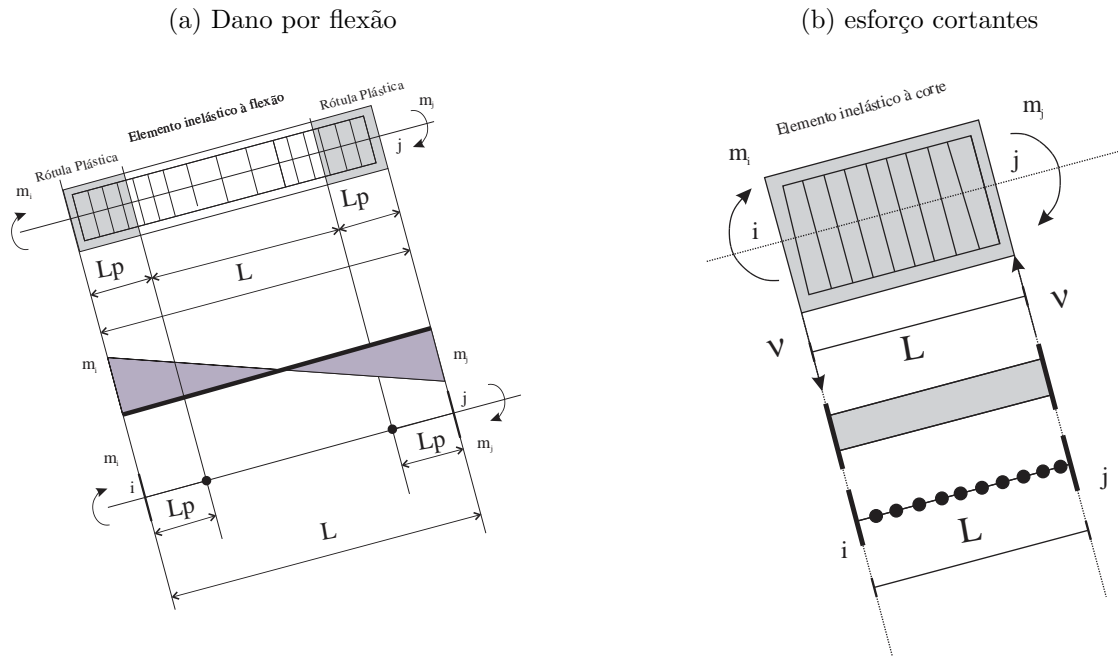
em que  $-+$  referem-se aos sinais dos esforços considerados,  $[F_f(D^{+/-})]$  é a matriz de flexibilidade em função dos danos (Equação 16),  $L_b$  é o comprimento do elemento,  $EI_b$  é a inercia;  $G$  é o módulo de cisalhamento,  $A_b$  é a área do elemento;  $\langle V \rangle_b^{+/-}$  é o vetor de esforço cortante, dado pela média dos momentos fletores em cada extremo do elemento (Equação 17):

$$[F_f(D^{+/-})] = \begin{bmatrix} \frac{L_b}{3EI_b(1-d_i^{+/-})} & \frac{-L_b}{6EI_b} & 0 \\ \frac{-L_b}{6EI_b} & \frac{L_b}{3EI_b(1-d_j^{+/-})} & 0 \\ 0 & 0 & \frac{L_b}{EA_b} \end{bmatrix}, \quad (16)$$

$$\langle V \rangle_b^{+/-} = \begin{bmatrix} \langle V \rangle^{+/-} \\ \langle V \rangle^{+/-} \\ 0 \end{bmatrix}. \quad (17)$$

A lei constitutiva supracitada contempla os modos de falha por momento fletor e esforço cortante, mostrada na Figura 7. Cabe salientar que o dano por momento fletor se manifesta nas extremidades do elemento, enquanto o dano por cisalhamento é constante ao longo do elemento.

Figura 7 – Rótulas inelásticas em um elemento com ação de momento fletor e esforço cortante.



Fonte: Adaptado de Flórez-López, Marante e Picón (2014).

### 2.1.6 Critério de Griffith

A Equação 18 apresenta a energia de deformação complementar ( $W_b$ ) de um elemento de estrutura danificado com trincas por flexão e cisalhamento:

$$W_b = \frac{1}{2} \{M\}_b^t \{\phi - \phi^p - \gamma^p\}_b = \frac{1}{2} \{M\}_b^t [F(D, d_s)]_b \{M\}_b. \quad (18)$$

De acordo com o critério de Griffith, a taxa de liberação de energia à flexão depende do momento fletor, enquanto o dano ao cisalhamento depende da força cortante. Considerando como hipótese simplificadora que não há interação entre as fissuras de cisalhamento e de flexão, a evolução do dano pode ser obtida pela aplicação do critério de Griffith,

$$\left\{ \begin{array}{l} d_i = 0, \text{ se } G_i < R_i \\ G_i = R_i, \text{ se } d_i > 0 \end{array} \right. \left\{ \begin{array}{l} d_j = 0, \text{ se } G_j < R_j \\ G_j = R_j, \text{ se } d_j > 0 \end{array} \right. \left\{ \begin{array}{l} d_{cis} = 0, \text{ se } G_{cis} < R_{cis} \\ G_{cis} = R_{cis}, \text{ se } d_{cis} > 0 \end{array} \right. , \quad (19)$$

em que as funções  $G$  são as taxas de liberação de energia na flexão e/ou cisalhamento,  $R$  são as funções de resistência na condição flexional e/ou cisalhamento,  $d$  é o parâmetro de dano na flexão e/ou cisalhamento.

As funções  $G_i$  e  $G_j$  são apresentadas pelas Equações 20 e 21, sendo obtidas pelas derivadas da deformação complementar. Por sua vez,  $R_i$  e  $R_j$  são as funções de resistência à fissuração da rótula inelástica flexional, dadas pela Equação 22,

$$G_i = \frac{\delta W}{\delta d_i} = \frac{F_{11}^0 m_i^2}{2(1 - d_i)^2}, \quad (20)$$

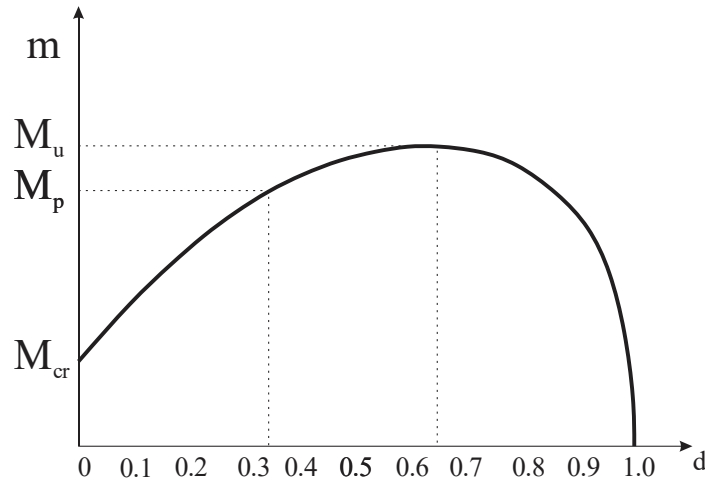
$$G_j = \frac{\delta W}{\delta d_j} = \frac{F_{22}^0 m_j^2}{2(1 - d_j)^2}, \quad (21)$$

$$R(d) = R_0 + q \frac{\ln(1 - d)}{(1 - d)}. \quad (22)$$

A função  $R(d)$  é calibrada por meio de ensaios experimentais, sendo dependente das características do material e elemento estrutural. Deve-se notar que  $R$  é resultado da sobreposição dos termos de energia inerente a abertura de uma fissura inicial (i.e.,  $R_0$ ) e um termo de encruamento (i.e.,  $q \ln(1 - d)/(1 - d)$ ). Um método experimental para a identificação do dano em rótulas plásticas consiste no método da variação da rigidez, onde se avalia o comportamento força-deslocamento da viga ensaiada com leis constitutivas que consideram a penalização da rigidez devido ao dano. Neste sentido, os parâmetros  $R_0$  e  $q$  dependem de características do elemento e podem ser determinados de acordo com os momentos de fissuração e último. Assim, igualando-se as expressões de  $G$  e  $R$  (i.e., Equações 20 - 22), é possível obter uma relação entre o momento fletor e o dano, conforme a Equação 23, ou graficamente conforme a Figura 8:

$$m^2 = \frac{6EI(1 - d)^2}{L} R_0 + \frac{6qEI}{L} (1 - d) \ln(1 - d), \quad (23)$$

Figura 8 – Relação dano por momento fletor



Fonte: Adaptado de Flórez-López, Marante e Picón (2014).

Quando o elemento é solicitado por valor menor ou igual à  $m = M_{cr}$  (i.e., momento de fissuração), assume-se dano nulo ( $d = 0$ ), e com isso, obtém-se o valor de  $R_0$ :

$$R_0 = \frac{M_{cr}^2 L}{6EI}. \quad (24)$$

Observa-se da Figura 8 que o dano correspondente ao momento último da seção usualmente dá-se em torno de 0,60 – 0,65. O valor de  $q$  também é determinado pela Equação 23, relacionando o momento último e seu respectivo valor de dano. Por sua vez, como mostrado na Figura 8, o dano último é determinado derivando a relação do momento em função do dano (Equação 23) em relação a variável de dano e igualando-a a zero.

Para o caso de cisalhamento,  $G_{cis}$  e  $R_{cis}$  são obtidas pelas Equações 25 e 26. Além disso,  $R_{0,cis}$  e  $q_{cis}$  são determinados pela função de Griffith para cisalhamento, apresentada na Equação 27. Desta equação, obtém-se um sistema linear com duas equações e duas incógnitas, considerando que (i)  $V = V_{cr}$  quando ocorre a iniciação da fissuração ( $d_{cis} = 0$ , Equação 27) e (ii)  $V = V_u$  quando ocorre o dano máximo ( $d_{cis} = 1$ , Equação 28):

$$G_{cis} = \frac{\delta W}{\delta d_{cis}}, \quad (25)$$

$$R_{cis}(d_{cis}) = R_{0,cis} + q_{cis} \frac{\ln(1 - d_{cis})}{(1 - d_{cis})}, \quad (26)$$

$$R_{0s} = \frac{LV_{cr}^2}{2GA}, \quad (27)$$

$$2R_{0s}d_{cis,ult} - R_{0s} - q_s - q_s \ln(1 - d_{cis,ult}) = 0, \quad (28)$$

em que  $V_{cr}$  é a cortante de fissuração (vide Equação 29),  $G$  é o módulo de cisalhamento,  $L$  é o comprimento do elemento,  $A$  é a área de seção transversal,  $d_{cis,ult}$  é o dano último de cisalhamento.

$$V_{cr} = 0,17 \left( 1 + \frac{N}{14A_g} \right) \sqrt{f'_c A_g} \quad (29)$$

em que  $N$  é a força axial,  $A_g$  é a área bruta da seção de concreto em  $mm^2$ ,  $f'_c$  é a resistência à compressão do concreto em MPa.

Similarmente aos procedimentos descritos acima, pode-se escrever seis expressões independentes para a energia de deformação, seguido pela obtenção das taxas de liberação de energia e critério de Griffith (Equação 33).

$$W = \frac{1}{2} M_b^t \Phi - \Phi^p - \gamma^p_b, \quad (30)$$

$$W = \frac{1}{2} M_b^t [F(D^+)] \langle M \rangle_b^+ + \frac{1}{2} M_b^t [F(D^-)] \langle M \rangle_b^- + \frac{1}{2GA(1-d_{cis}^+)} M_b^t \langle V \rangle_b^+ + \frac{1}{2GA(1-d_{cis}^-)} M_b^t \langle V \rangle_b^-, \quad (31)$$

$$G_{i/j}^{+/-} = \frac{\delta W}{\delta d_{i/j}^{+/-}} = \frac{L_b \langle m_{i/j} \rangle_{+/-}^2}{6EI_b (1-d_{i/j}^{+/-})^2}, \quad (32)$$

$$\begin{cases} \Delta d_{i/j/cis}^{+/-} = 0, & \text{se } G_{i/j/cis}^{+/-} < R_{i/j} \\ \Delta d_{i/j/cis}^{+/-} = \frac{\langle G_{i/j/cis}^{+/-} \rangle}{\left( \frac{\delta R_{i/j/cis}^{+/-}}{\delta d_{i/j/cis}^{+/-}} \right)} \left( \frac{G_{i/j/cis}^{+/-}}{R_{i/j/cis}^{+/-}} \right) \end{cases} \quad (33)$$

### 2.1.7 Lei de deformação plástica em flexão

Uma lei de deformação plástica é acoplada ao dano. Assim, o momento efetivo na rótula plástica é dada por,

$$\bar{m}_i = \frac{m_i}{1-d_i}, \quad (34)$$

em que  $m_i$  é o momento no nó  $i$ ,  $\bar{m}_i$  é o momento efetivo no nó  $i$ ,  $d_i$  é o dano no nó  $i$ .

A função de escoamento em uma rótula inelástica com dano e plasticidade, obtida pela função equivalência de deformações com encruamento cinemático é dada por:

$$f_i = |\bar{m}_i - c_i \phi_i^p| k_{0i} = \left| \frac{m_i}{1-d_i} - c_i \phi_i^p \right| - k_{0i} \leq 0, \quad (35)$$

em que  $c_i$  e  $k_{0i}$  dependem das características do elemento.

Portanto, a lei de evolução de deformação plástica é dada por:

$$\begin{cases} d\phi_{i/j}^p = 0, & \text{se } f_{i/j} < 0 \\ f_{i/j} = 0, & \text{se } d\phi_{i/j}^p \neq 0 \end{cases}. \quad (36)$$

Considerando um carregamento monotônico em uma viga de concreto armado, a Equação 37 relaciona o momento à rótula plástica  $i$ . Assume-se também que o momento plástico é maior que  $M_{cr}$ , então o dano em que se inicia a plastificação  $d_{pl}$ , é obtido por:

$$M_p^2 = \frac{2(1 - d_p^2)}{F^0} R_0 + \frac{2q}{F^0} (1 - d_p) \ln(1 - d_p), \quad (37)$$

em que o valor  $d_p$  é referente ao estado de fissuração em que ocorre a primeira plastificação das armaduras, sendo geralmente dado no intervalo de  $(0, 3 - 0, 4)$ .

Quando a função de resistência é zero com nenhuma rotação plástica, o parâmetro  $k_0$  é o próprio momento plástico,

$$k_0 = \frac{M_p}{1 - d_p} = \overline{M}_p. \quad (38)$$

A função de resistência também é igual a zero quando o momento atinge seu valor último. Então, o parâmetro  $c$  é computado conforme:

$$c = \frac{1}{\phi_u^p} \left( \frac{M_u}{1 - d_u} - k_0 \right) = \frac{\overline{M}_u - \overline{M}_p}{\phi_u^p} \quad (39)$$

em que  $\phi_u^p$  é a rotação plástica última.

De forma similar ao desenvolvimento acima, pode-se escrever a função de resistência para uma rótula inelástica  $i$ , solicitada por momento cíclico considerando os fenômenos de plasticidade e dano unilateral,

$$f_i = \max \begin{cases} \frac{m_i}{1 - d_i^+} - 0, 7c_i^+ - k_{0,i}^+ - 0, 3c_i^+ p_i \\ \frac{-m_i}{1 - d_i^-} - 0, 7c_i^- - k_{0,i}^- - 0, 3c_i^- p_i \end{cases} \leq 0, \quad (40)$$

em que  $p_i$  é o maior valor de rotação plástica  $\phi_i^p$ .

### 2.1.8 Lei de deformação plástica de cisalhamento

A lei de distorção plástica é obtida por processo similar ao caso flexional. Primeiramente, o cisalhamento efetivo é determinado por,

$$\overline{V} = \frac{V_i}{1 - d_i} = \frac{m_i + m_j}{L(1 - d_i)}. \quad (41)$$



Posteriormente, a força cortante efetiva na função de escoamento cinemática linear é utilizada para obter a função de resistência para distorção plástica com encruamento cinemático, na forma de:

$$f_{cis} = |\bar{V} - c_{cis}\gamma^p| - k_{0s} = \left| \frac{m_i + m_j}{L(1 - d_s)} - c_{cis}\gamma^p \right| - k_{0,cis} \leq 0. \quad (42)$$

A lei de evolução da deformação plástica é dada por:

$$\begin{cases} d\gamma_p = 0, & se \quad f_{cis} < 0 \\ f_{cis} = 0, & se \quad d\gamma_p \neq 0 \end{cases} \quad (43)$$

$c_{0,cis}$  e  $k_{0,cis}$  são obtidos similarmente ao caso de modo de falha flexional, como:

$$LV_p^2 = 2GA(1 - d_{p,cis})^2 \left( R_{0,cis} + q_{0,cis} \frac{\ln(1 - d_{p,cis})}{(1 - d_{p,cis})} \right), \quad (44)$$

$$k_{0,cis} = \frac{V_p}{1 - d_{p,cis}}, \quad (45)$$

$$c_{cis} = \frac{1}{\gamma_u^p} \left( \frac{V_u}{1 - d_{cis,u}} - k_{0,s} \right), \quad (46)$$

em que  $\gamma_u^p$  é a distorção última.

### 2.1.9 Algoritmo de solução para o modelo de dano concentrado

Esta seção trata das técnicas de solução dos problemas locais e globais para o modelo de dano concentrado implementado para análises quasi-estáticas e dinâmicas. A análise de estruturas pelo modelo de dano concentrado pode ser dividida em dois níveis: local e global. O problema global trata da solução das equações de equilíbrio estáticas ou dinâmicas do sistema. O problema local faz a determinação do comportamento estrutural, elemento a elemento, calculando a partir dos deslocamentos nodais as deformações generalizadas  $\{\phi\}_b$ , tensões generalizadas  $\{M\}_b$ , variáveis internas de dano e plasticidade, forças internas locais, matriz de flexibilidade e rigidez locais.

A equação de equilíbrio para os problemas quasi-estáticos é dada por:

$$\{L\} = \sum_{b=1}^m [B_E^0]_b^T \{M\}_b - \{P\} = \{0\} \quad (47)$$

Para estruturas em análise dinâmica, considerando sistema não amortecido, pode-se escrever o equilíbrio como:

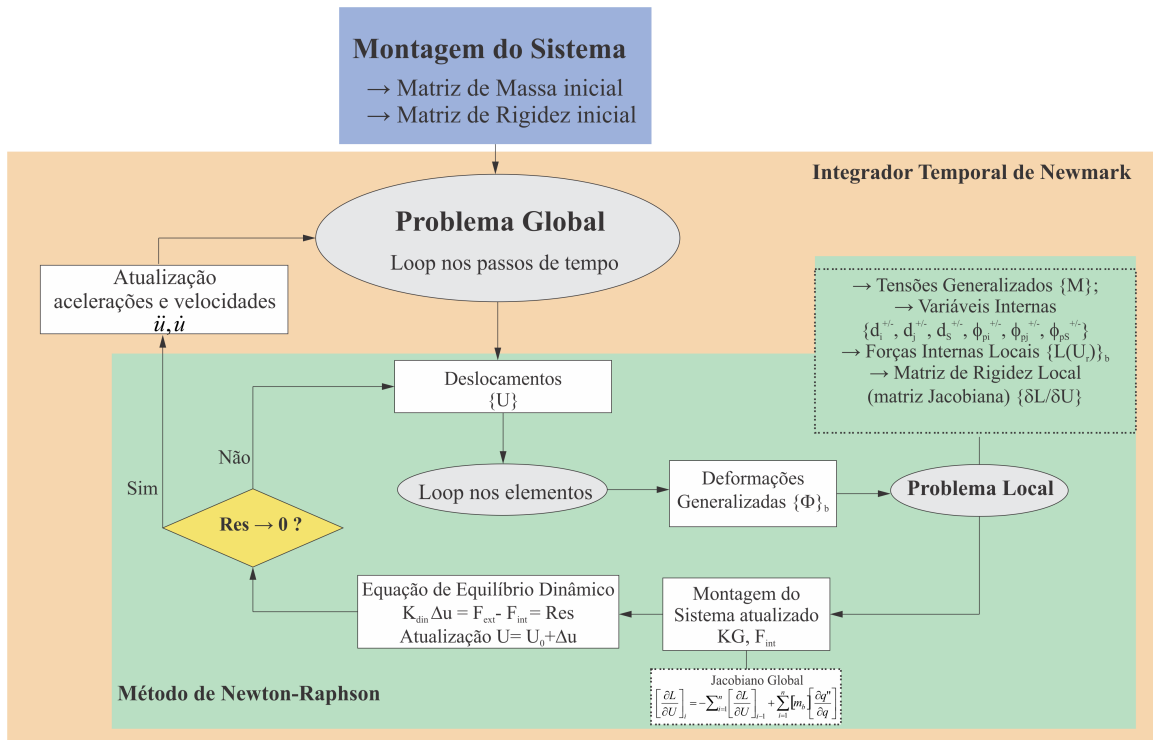
$$\{L(U)\} = \{P\}, \quad \{L(U)\} = \sum_{b=1}^m [B(U)_E]_b^T \{M(U)\}_b + [massa]\{\ddot{U}(U)\} = \{0\} \quad (48)$$

O sistema de equações de equilíbrio globais da estrutura é, usualmente, não-linear. Para solucioná-lo, pode-se utilizar o algoritmo iterativo de Newton-Raphson. Para aplicação deste método, é necessário calcular a matriz de rigidez tangente ou Jacobiana das forças internas, dada por  $\left[\frac{\partial Q(U)}{\partial U}\right]_b$ .

A nível local, a equação constitutiva (Equação 15), bem como as relações para evolução de dano e plasticidade, também são não-lineares. Desta forma, aplica-se o método de Newton-Raphson associado ao algoritmo preditor elástico corretor plástico, para solução dos problemas elemento a elemento. É necessário se considerar que, neste tipo de problema, as condições de convergência variam muito com os níveis de dano na estrutura, ou seja, quanto maiores os índices ou os passos de dano no elemento, menor deverá ser o incremento de força ou deslocamento aplicado. Para melhorar a convergência do algoritmo, foi implementada uma estratégia de ajuste de passo local, sendo que o passo ou incremento de deformação transmitida ao elemento pode ser menor que o total de deformação calculada, para a iteração do problema global. Os fluxogramas das Figuras 9 e 10 descrevem os algoritmos implementados para resolução dos problemas global e local, respectivamente.

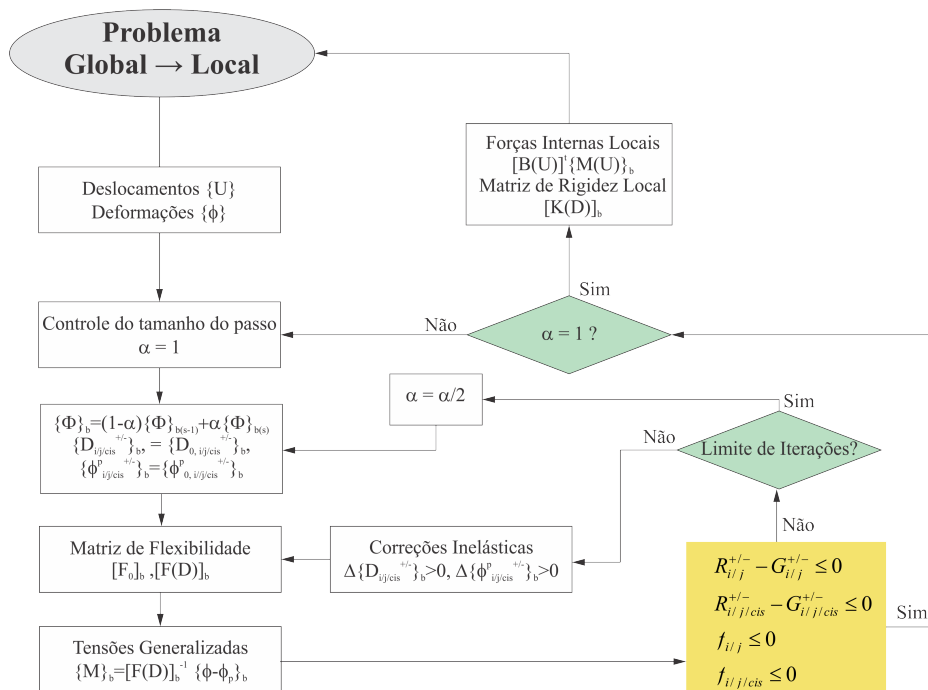
Nos casos de análise dinâmica, o integrador temporal de Newmark, considerando aceleração média constante, foi utilizado para avanço no tempo. Foram utilizados parâmetros  $\beta = 0,25$  e  $\gamma = 0,50$ . A formulação detalhada do método de Newmark, juntamente à técnica de Newton-Raphson para solução de problemas não lineares, pode ser consultada em Mondkar e Powell (1977), Powell (1969), Paultre (2010), Boutagouga e Djeghaba (2013), Markou e Manolis (2018).

Figura 9 – Algoritmo de solução do problema global.



Fonte: Autoria própria.

Figura 10 – Algoritmo de solução do problema local.



Fonte: Autoria própria.

## 2.2 Cálculo dos diagramas de interação para seções de concreto armado

Os diagramas de interação utilizados como dados de entrada no modelo de dano concentrado podem ser entendidos como envoltórias de resistência da seção, em qualquer situação de projeto, para as peças em estágio I, II ou III. Basicamente, os diagramas relacionam o nível de carga axial no elemento com o momento fletor resistente para a seção.

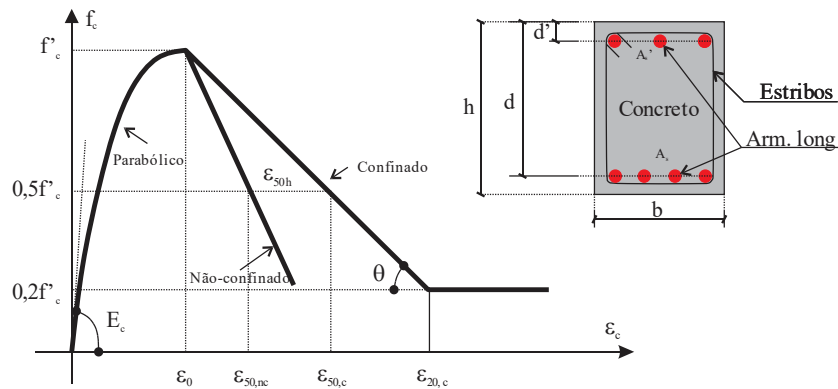
Desta forma, é necessário avaliar diferentes situações de projeto que variam desde uma seção de concreto solicitada por compressão pura, seção de concreto solicitada por carga axial e momento fletor, somente ação de momento fletor, e seção uniformemente tracionada. Para cada uma destas situações de projeto, calcula-se a resistência da seção transversal; para isso é preciso encontrar a posição da linha neutra no estado limite estudado, as tensões e deformações no concreto e nas armaduras, e consegue-se relacionar também os níveis de carga axial com as curvaturas da seção. Em casos de estudo de seções em que os esforços cortantes também são considerados, os diagramas de interação relacionam as cargas axiais com as forças cortantes máximas e carga axial pelas deformações distorcionais.

Neste texto são mostradas resumidamente as equações utilizadas para determinação dos diagramas de interação para peças sujeitas à flexão. Para mais detalhes, e para verificação das equações utilizadas em estruturas com influência de esforços cortante relevante, pode-se consultar Flórez-López, Marante e Picón (2014).

### 2.2.1 Comportamento dos materiais

Este trabalho adota o diagrama tensão x deformação da norma americana ACI Committee 318 (2014). Para uma seção retangular genérica de concreto armado, com armaduras longitudinais para suportar esforços de flexão e estribos para tensões de cisalhamento, o diagrama de tensão x deformação de compressão não linear da Figura 11 é utilizado. Este diagrama foi proposto por Kent e Park (1969) e considera a condição confinada do concreto.

Figura 11 – Diagrama tensão-deformação do concreto comprimido.



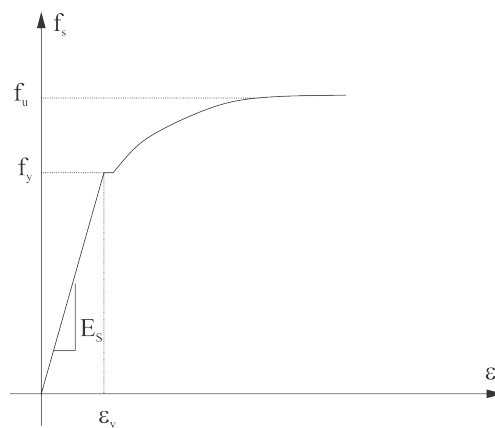
Fonte: Adaptado de Flórez-López, Marante e Picón (2014).

Considera-se geralmente valor de deformação de pico do concreto  $\varepsilon_0 = 0,002$ , e deformações últimas entre  $0,003 \leq \varepsilon_{cu} \leq 0,004$ , a depender da resistência à compressão do material. O módulo de elasticidade do material pode ser determinado de acordo com equações empíricas, definidas pelos códigos normativos. A definição do ACI Committee 318 (2014), para estimativa do módulo de elasticidade, pode ser escrita como:

$$E_C = 57000\sqrt{f'_c}(\text{psi}) = 4700\sqrt{f'_c} \text{ (MPa)}. \quad (49)$$

As barras de aço utilizadas em peças de concreto armado apresentam comportamento elastoplástico com encruamento não linear, conforme mostrado na Figura 12, em que  $f_{su}$  é a tensão última nas armaduras e  $f_y$  a tensão de escoamento do aço.

Figura 12 – Diagrama tensão-deformação do aço.



Fonte: Adaptado de Flórez-López, Marante e Picón (2014).

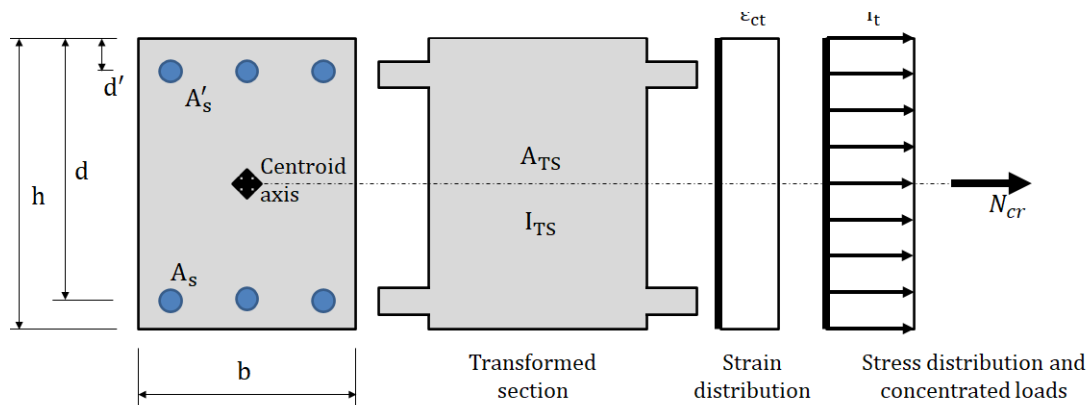
## 2.2.2 Cargas axiais e momentos de fissuração

Em compressão pura, a distribuição de tensões e deformações na seção é considerada constante. Assumindo comportamento linear para o concreto, até aproximadamente metade de sua resistência total, pode-se escrever a força de compressão crítica para fissuração no concreto como:

$$N_{cr} = -A_{TS}0,45f'_c. \quad (50)$$

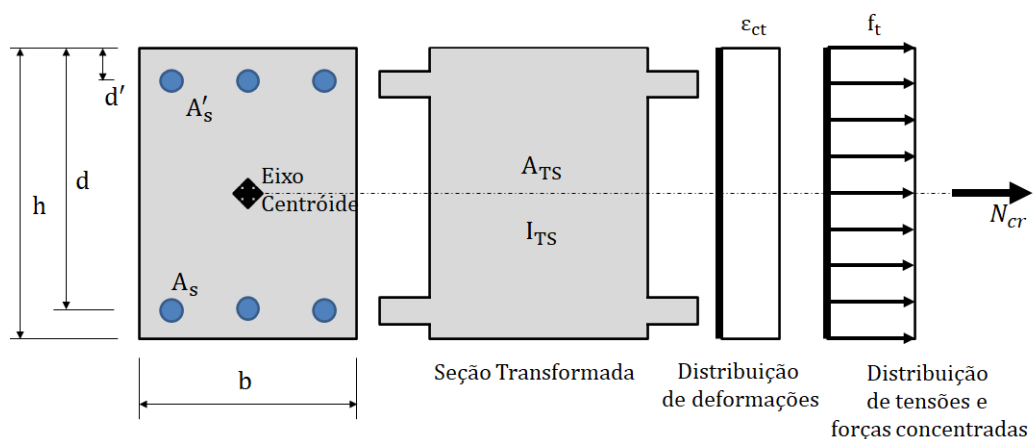
Na tração pura a força axial crítica para fissuração pode ser definida conforme mostrado na Figura 14.

Figura 13 – Seção transformada com distribuição uniforme de tensões de compressão.



Fonte: Adaptado de Amorim (2016).

Figura 14 – Seção transformada com distribuição uniforme de tensões de tração.

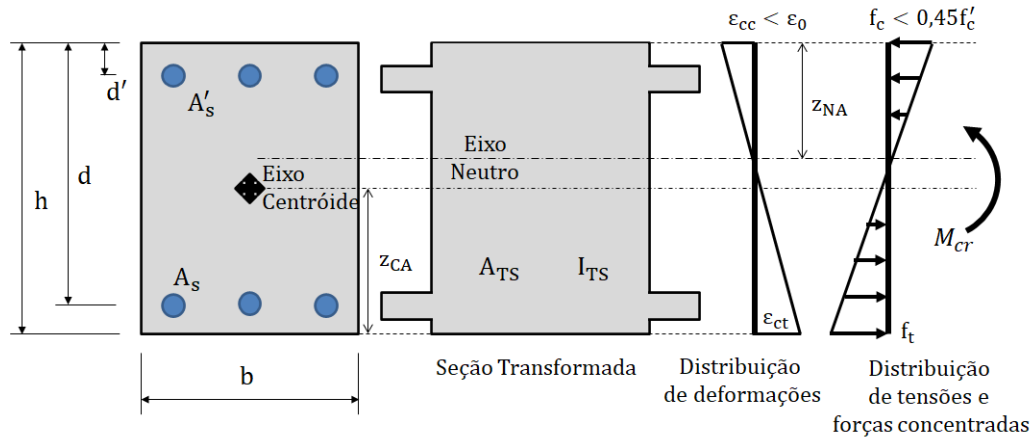


Fonte: Adaptado de Amorim (2016).

Em situações de ausência de carga axial e ação única de momento fletor na seção, sob a cinemática de Euler-Bernoulli, tem-se

$$M_{cr} = \frac{f_t I_{TS}}{z_{CA}}, \quad (51)$$

Figura 15 – Seção transformada para momento fletor puro, e comportamento linear.



Fonte: Adaptado de Amorim (2016).

em que  $z_{CA}$  é a distância entre a fibra mais tracionada e o centróide da seção.

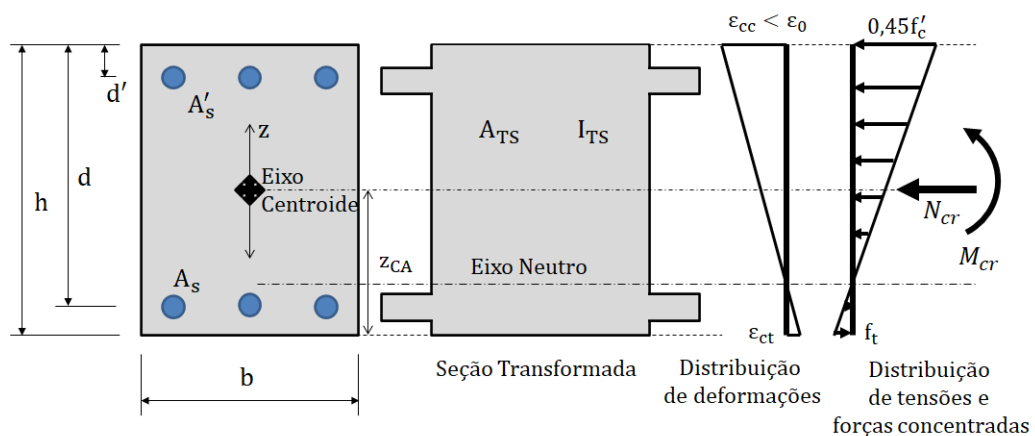
Na chamada condição balanceada, em que a seção será fissurada devido à ação combinada de carga axial e momento fletor, tem-se as seguintes expressões:

$$f = \frac{M_{cr}z}{I_{TS}} + \frac{N_{cr}}{A_{TS}}, \quad (52)$$

$$N_{cr} = \frac{z_{CA}(0,45f'_c + f_t) - hf_t}{h} A_{TS}, \quad (53)$$

$$M_{cr} = \frac{0,45f'_c + f_t}{h} I_{TS}. \quad (54)$$

Figura 16 – Seção transformada com esforços combinados.



Fonte: Adaptado de Amorim (2016).

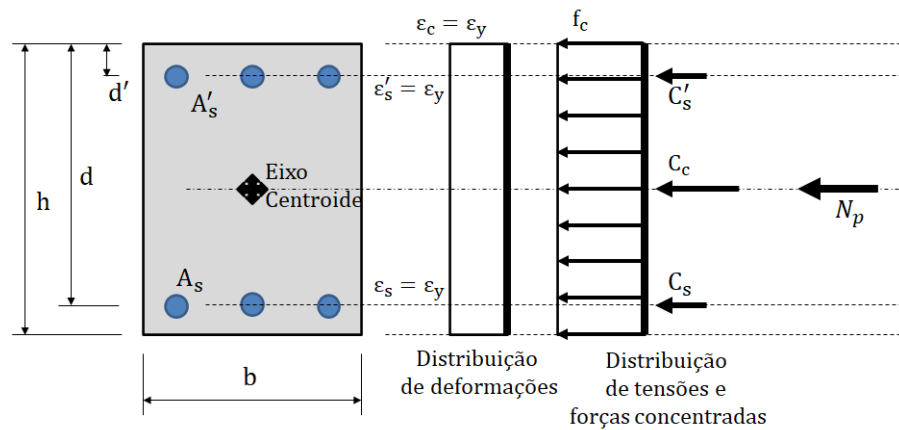
### 2.2.3 Cargas axiais e momentos de plastificação

Na condição plástica o concreto não apresenta mais resistência à tração, uma vez que o material já está fissurado. Na condição de compressão pura, a distribuição de tensões na seção é constante, e a deformação é igual à deformação de escoamento do aço,  $\varepsilon_y$ :

$$N_p = C'_s + C_c + C_s = -f_y A'_s - f_c (bh - A'_s - A_s) - f_y A_s, \quad (55)$$

em que  $f_c$  é a máxima tensão no concreto.

Figura 17 – Equilíbrio de forças na seção transversal comprimida plastificada.

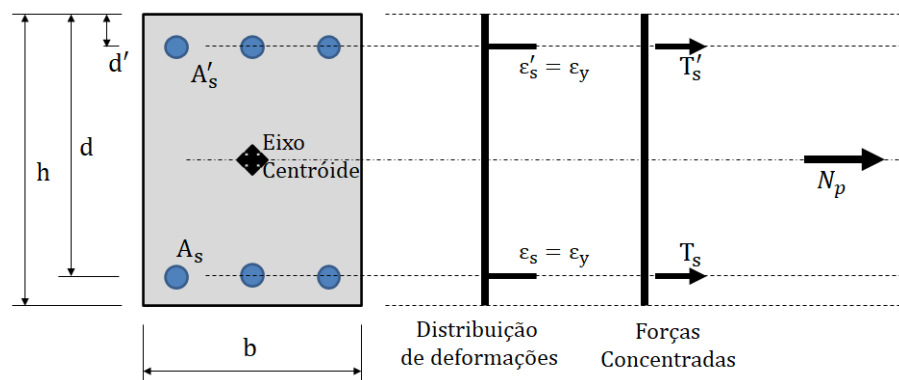


Fonte: Adaptado de Amorim (2016).

Na tração pura, a resistência do concreto é desprezada, e a deformação nas barras é igual à deformação de escoamento  $\varepsilon_y$ , resultando em:

$$N_p = T'_s + T_s = f_y A'_s + f_y A_s. \quad (56)$$

Figura 18 – Equilíbrio de forças na seção tracionada plastificada.



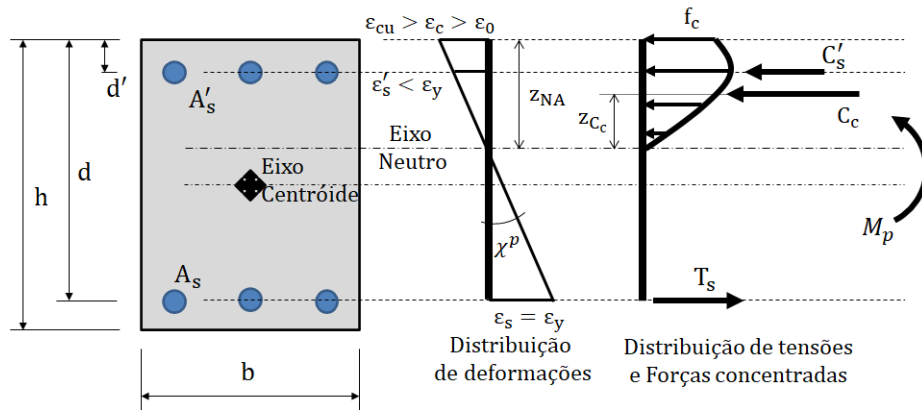
Fonte: Adaptado de Amorim (2016).



Na condição momento fletor puro na seção, o momento de plastificação pode ser definido como:

$$M_p = C'_s \left( \frac{h}{2} - d' \right) + C_c \left[ \frac{h}{2} - (z_{NA} - z_{C_c}) \right] + T_s \left( d - \frac{h}{2} \right). \quad (57)$$

Figura 19 – Equilíbrio de momentos na seção fletida na plastificação.



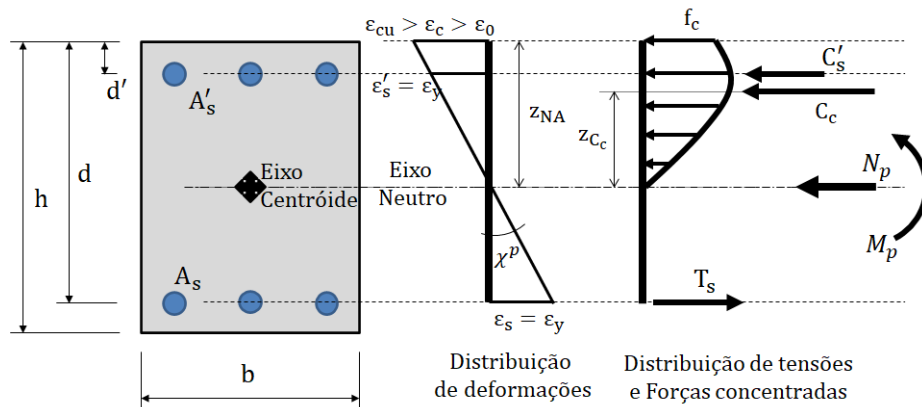
Fonte: Adaptado de Amorim (2016).

Na condição de máxima resistência da seção, sujeita à carga axial e momento fletor, considera-se que as armaduras positivas e negativas estão em escoamento. Nesta condição, a posição da linha neutra é definida como  $z_{NA} = (d + d')/2$ . Na situação de projeto balanceado, os valores de carga normal plástica e momento plástico são:

$$N_p = C'_s + C_c + T_s = -f_s A'_s - b \int_0^{z_{NA}} f_c da + f_y A_s, \quad (58)$$

$$M_p = C'_s \left( \frac{h}{2} - d' \right) + C_c \left[ \frac{h}{2} - (z_{NA} - z_{C_c}) \right] + T_s \left( d - \frac{h}{2} \right). \quad (59)$$

Figura 20 – Equilíbrio de forças e momento na seção com normal e momento na situação de plastificação.



Fonte: Adaptado de Amorim (2016).

### 2.2.4 Cargas axiais e momentos últimos

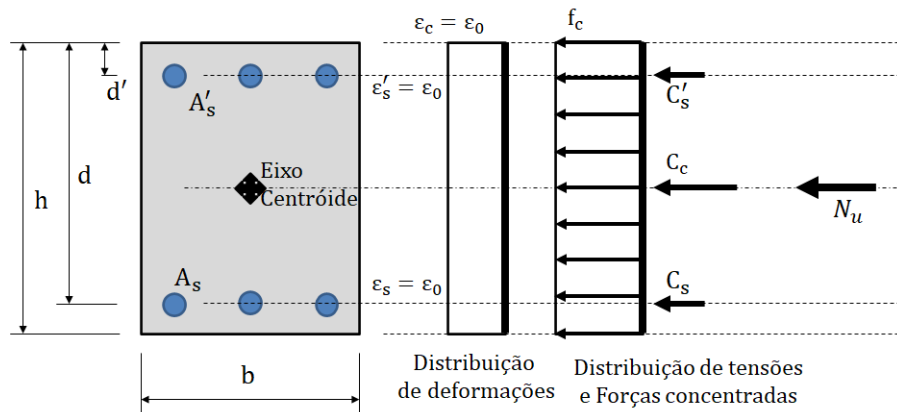
Na condição última, a seção apresenta sua máxima capacidade de carregamento. Na compressão pura, a força axial máxima é considerada aproximadamente igual à força axial plástica, conforme:

$$N_u \cong N_p \cong C'_s + C_c + C_s = -f_y A'_s - f_c (bh - A'_s - A_s) - f_y A_s. \quad (60)$$

Na condição última de tração pura, o encruamento do aço é considerado, e a carga última é definida por:

$$N_u \cong T'_s + T_s = f_{su} A'_s + f_{su} + A_s. \quad (61)$$

Figura 21 – Equilíbrio de forças na seção tracionada em situação de ruína.



Fonte: Adaptado de Amorim (2016).

Na situação de ruína considerando momento fletor puro, assume-se que a deformação no concreto é igual à deformação última,  $\varepsilon_{cu}$ . A posição da linha neutra fica determinada pela relação:

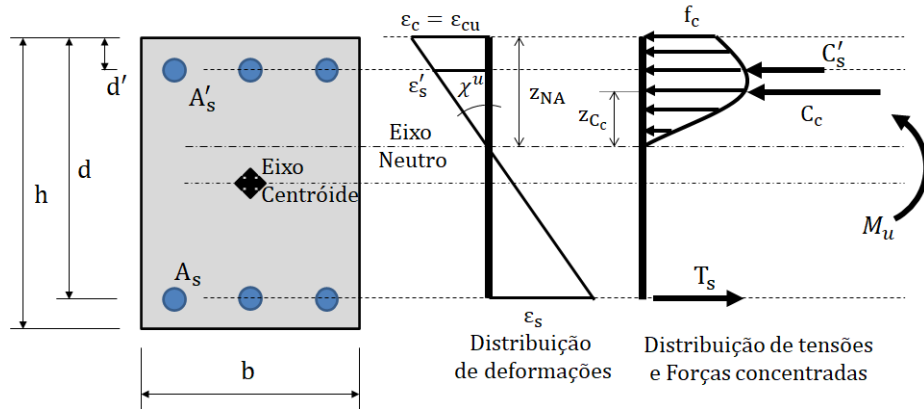
$$N_u = C'_s + C_c + T_s = -f_s A'_s - b \int_0^{z_{NA}} f_c da + f_y A_s = 0. \quad (62)$$

Assim, o momento último é dado por:

$$M_u = C'_s \left( \frac{h}{2} - d' \right) + C_c \left[ \frac{h}{2} - (z_{NA} - z_{CC}) \right] + T_s \left( d - \frac{h}{2} \right). \quad (63)$$

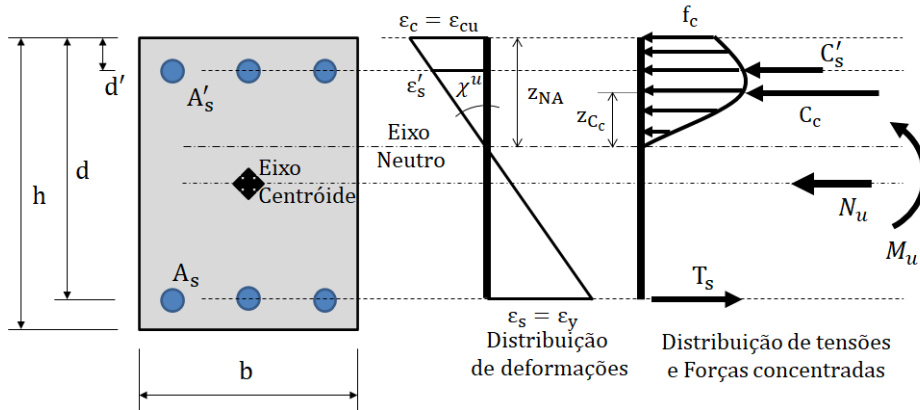
Para alcançar a máxima resistência à flexão na situação balanceada, assume-se que a deformação na fibra mais comprimida assume o valor de  $\varepsilon_{cu}$  e na fibra mais tracionada  $\varepsilon_y$ . Nesta condição, a linha neutra fica localizada em  $z_{NA} = \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + \varepsilon_y} d$ , conforme pode-se verificar na Figura 23.

Figura 22 – Equilíbrio de forças na ruína da seção fletida.



Fonte: Adaptado de Amorim (2016).

Figura 23 – Equilíbrio de forças e momentos na ruína para condição balanceada de carregamento.



Fonte: Adaptado de Amorim (2016).

### 2.2.5 Relação para as curvaturas do elemento

As curvaturas últimas e plásticas para as diferentes condições de carregamento podem ser determinadas pelas expressões:

$$\chi^p = \frac{\epsilon_y}{d - z_{NA}}, \quad (64)$$

$$\chi^u = \frac{\epsilon_{cu}}{z_{NA}}, \quad (65)$$

$$\chi_u^p = \chi^u - \chi^p. \quad (66)$$

As rotações plásticas últimas são dadas por:

$$\phi_u^p = \chi_u^p l_p, \quad (67)$$

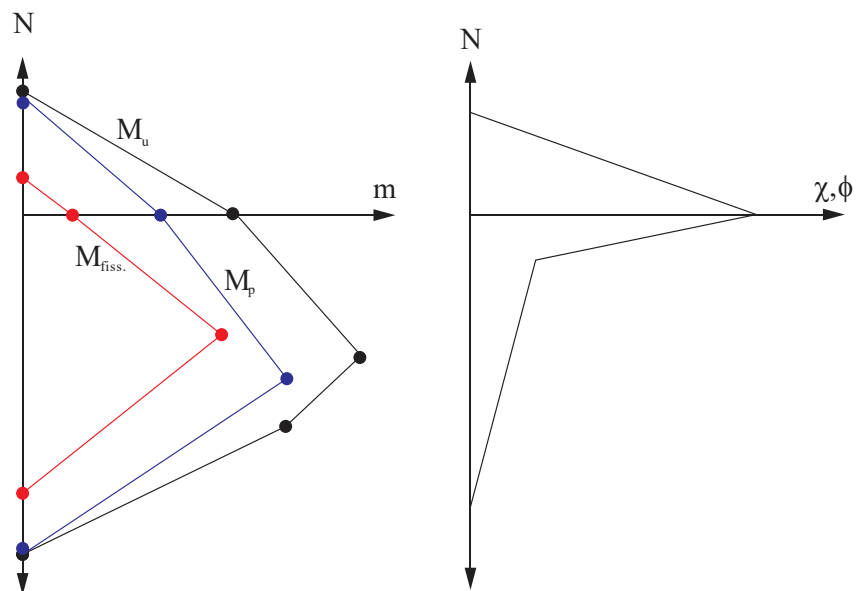
em que  $l_p$  é o comprimento da rótula plástica, definido pela zona em que as barras da armadura sofrem deformações plásticas. Seguindo as relações empíricas sugeridas por Flórez-López, Marante e Picón (2014), têm-se:

$$l_p = 0,5d + 0,05x_{cs}, \quad (68)$$

em que  $x_{cs}$  é a distância da seção crítica até o ponto de inflexão do diagrama de momento fletor na barra.

Na Figura 24 apresentam-se os diagramas de integração característicos para seções de concreto armado.

Figura 24 – Diagramas de interação característicos Normal x Momento Fletor e Normal x Curvaturas para seção de concreto armado.



Fonte: Autoria própria.

### 2.3 Resultados de implementação: validação do modelo de dano concentrado

#### 2.3.1 Pilar esbelto com carregamento lateral

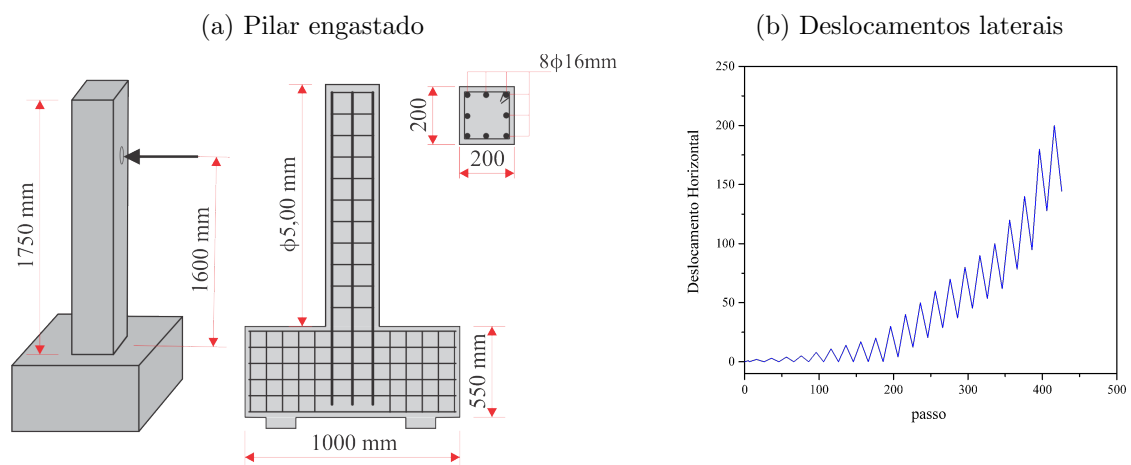
O primeiro exemplo de validação do código implementado trata-se de um pilar engastado de concreto armado ensaiado por Perdomo et al. (2013). O pilar é constituído de concreto de 26,7 MPa de resistência à compressão e aço com resistência de 412 MPa. O ensaio foi realizado com velocidade de deformação alta e as propriedades da seção transversal são mostradas na Tabela 1 e Figura 25.

Tabela 1 – Propriedades da seção transversal do pilar engastado

Pilar	$h(mm)$	$b(mm)$	$L(mm)$	$cob_{long.}$	$cob_{trans.}$	$d(mm)$	$a/d$
Engastado	200	200	1600	25	12	225	7,11

Fonte: Adaptado de Perdomo et al. (2013)

Figura 25 – Pilar engastado sob carregamento lateral cíclico.

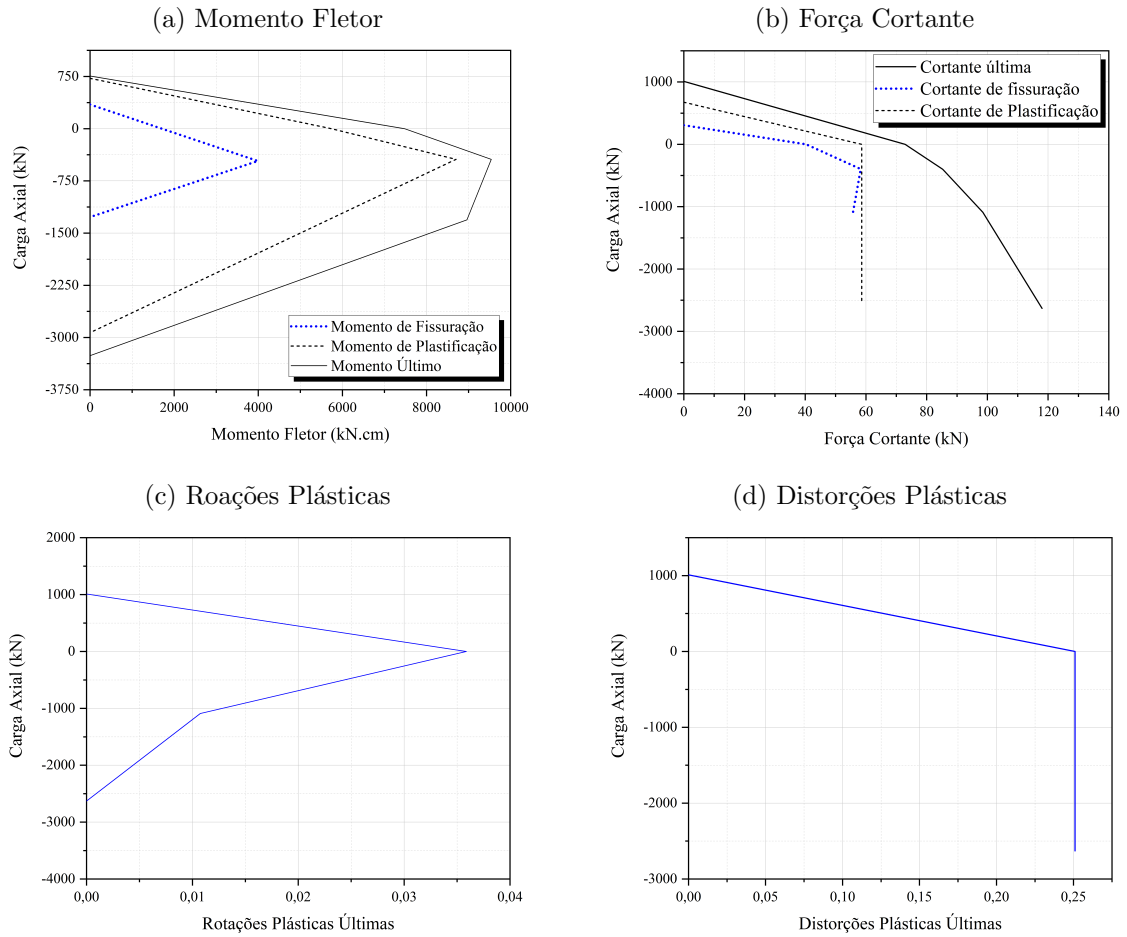


Fonte: Adaptado de Perdomo et al. (2013)

Para obtenção da resposta numérica do pilar ensaiado, é preciso inicialmente determinar a envoltória de resistência da seção transversal, através dos diagramas de interação. Os diagramas obtidos são apresentados na Figura 26. Nota-se que, para obtenção dos diagramas de interação e propriedades da seção homogeneizada, é necessário definir as deformações de pico e últimas do concreto e das armaduras, bem como o módulo de elasticidade inicial para os materiais. Estes valores foram estimados inicialmente com as recomendações do ACI Committee 318 (2014). No entanto, foi necessário calibrar os valores

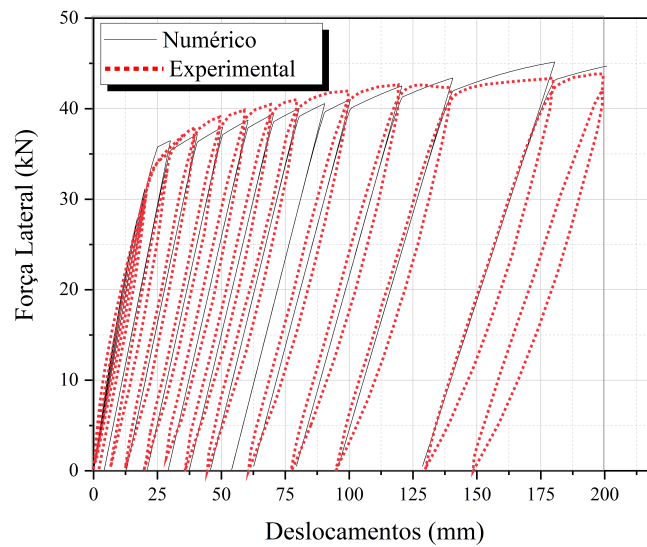
de módulo de elasticidade para melhor correspondência das curvas de força deslocamento. Foram utilizados:  $E_{ci} = 8100$  MPa.

Figura 26 – Diagramas de interação do pilar engastado.



Fonte: Autoria própria.

Figura 27 – Comparação da resposta experimental e numérica para o pilar engastado.

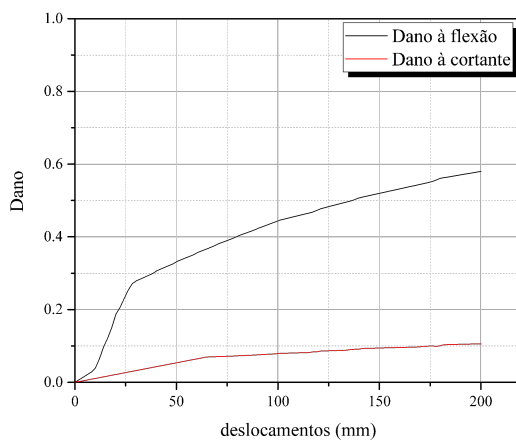


Fonte: Autoria própria.

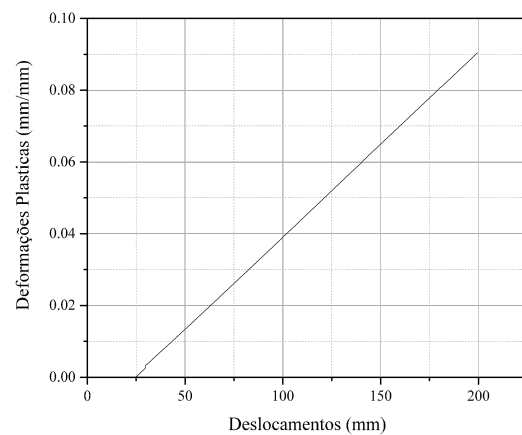
Pode-se observar boa correspondência entre a resposta numérica e experimental, tanto na envoltória de forças, quanto nos módulos de elasticidade danificados, indicando a danificação no modelo. A evolução dos índices de dano à flexão e cortante nos nós do elemento e deformações plásticas acumuladas, calculadas no modelo numérico, são apresentados na Figura 28. Nota-se que o dano à flexão é muito superior ao dano à cortante, conforme se espera para elementos esbeltos.

Figura 28 – Danos à flexão e à cortante, e deformações plásticas observadas.

(a) Dano à flexão na base do pilar e à cortante ao longo do elemento



(b) Deformações plásticas na base do pilar



Fonte: Autoria própria.

### 2.3.2 Pilar esbelto com carregamento lateral alternante

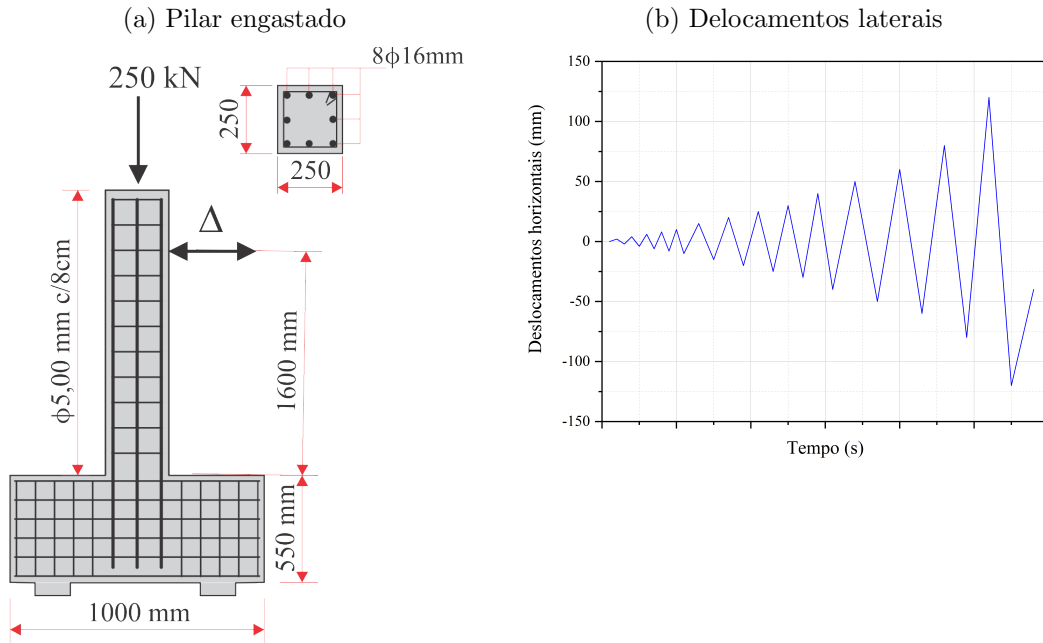
Neste exemplo testa-se a precisão do modelo de dano concentrado e do algoritmo desenvolvido para representar um elemento estrutural submetido à carregamento axial e lateral alternante ensaiado por Perdomo et al. (2013). Neste caso há inversão de sinais de esforços internos e ocorrência de danos positivos e negativos nos nós do elemento. Foi utilizado concreto com resistência característica de 26,7 MPa e a resistência do aço de 412 MPa. Na Figura 29 e Tabela 2 são apresentados detalhes da seção transversal e carregamentos aplicados.

Tabela 2 – Propriedades da seção transversal do pilar submetido à carregamento lateral alternante

Pilar	$h$ (mm)	$b$ (mm)	$L$ (mm)	$cob_{long.}$	$cob_{trans.}$	$d$ (mm)	$a/d$
Engastado	250	250	1600	25	12,25	225	7,11

Fonte: Adaptado de Perdomo et al. (2013)

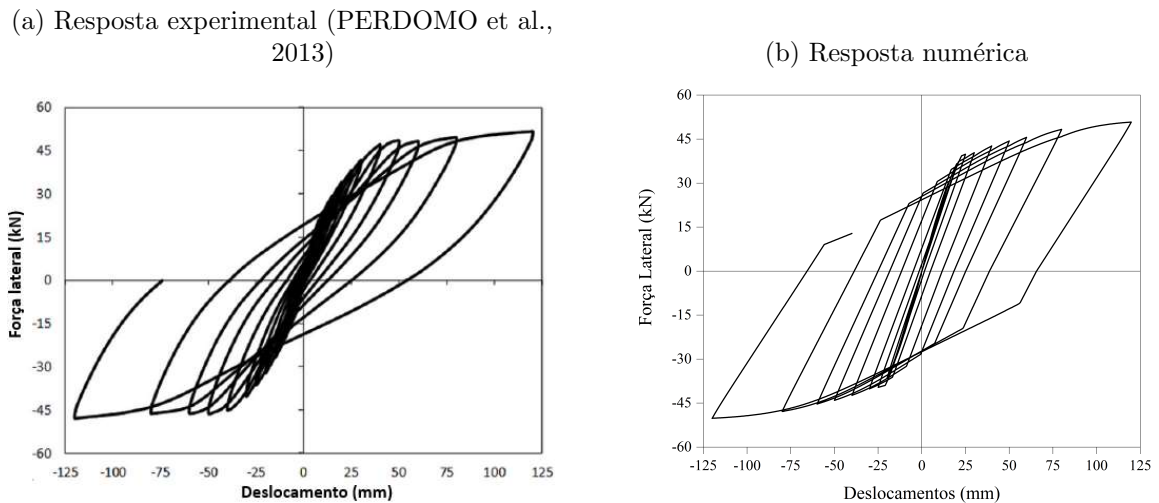
Figura 29 – Pilar engastado sob carregamento alternante cíclico.



Fonte: Adaptado de Perdomo et al. (2013)

Na Figura 30 mostra-se a comparação da resposta numérica obtida com a experimental apresentada por Perdomo et al. (2013), as Figuras 31 e 32 mostram a comparação dos índices de dano positivos e negativos obtidos no ensaio e na simulação numérica, respectivamente. Neste exemplo não foi realizada calibração do módulo de elasticidade do pilar para comparação da resposta.

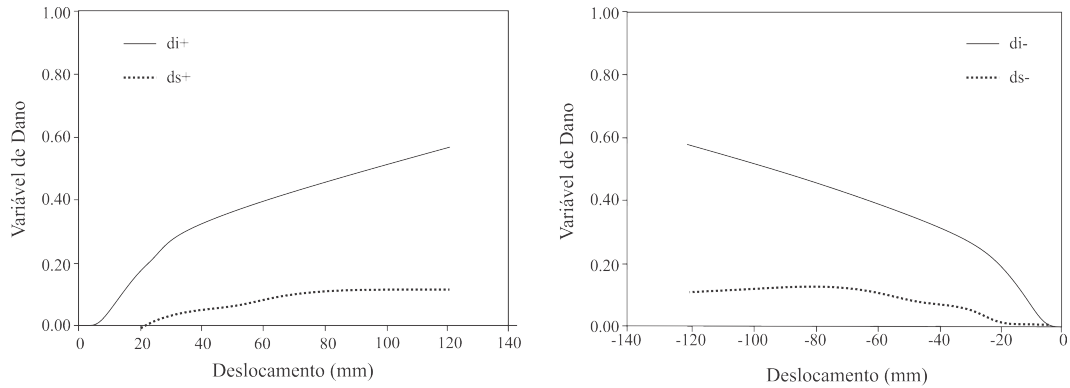
Figura 30 – Comparação da resposta numérica e experimental do pilar submetido à carregamento axial e lateral alternante.



Fonte: Autoria própria.

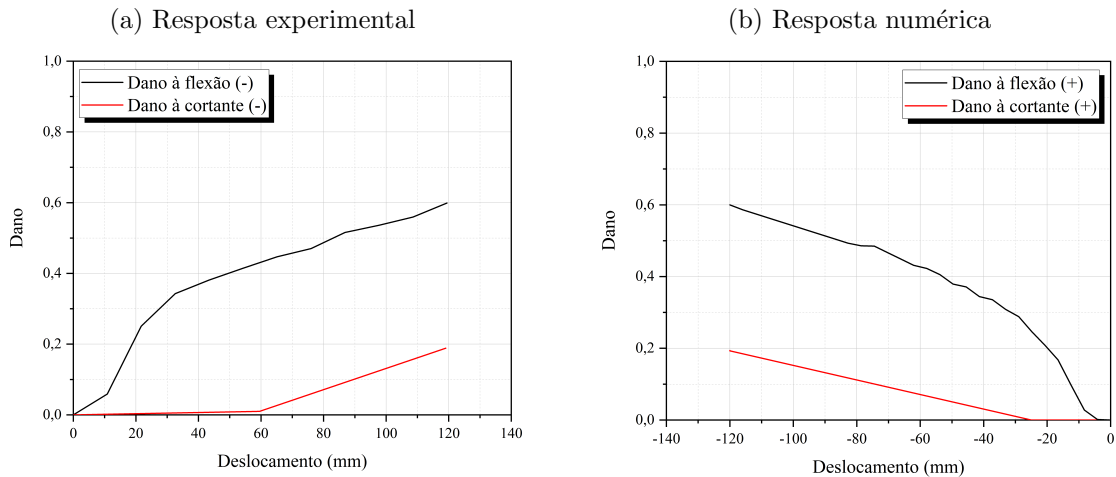


Figura 31 – Danos positivos e negativos à flexão e cortante no pilar obtidos no ensaio.



Fonte: Perdomo et al. (2013)

Figura 32 – Danos positivos e negativos à flexão e cortante no pilar obtidos com o modelo implementado.



Fonte: Autoria própria.

Observa-se satisfatória correspondência entre os modelos experimental e numérico tanto na envoltória de força lateral x deslocamentos, quanto nos índices de dano apresentados na peça.

### 2.3.3 Pórtico com elemento curto

Este exemplo trata de um pórtico de três barras, sendo duas esbeltas e uma curta com relação  $a/d = 1,51$ ; na barra curta espera-se danos de cisalhamento mais pronunciados. A resposta obtida pelo modelo de dano concentrado foi comparada a resposta numérica obtida por Neumann e Florez-Lopez (2019) utilizando o Abaqus na solução do problema global da estrutura. Para este pórtico utilizou-se concreto com resistência característica de

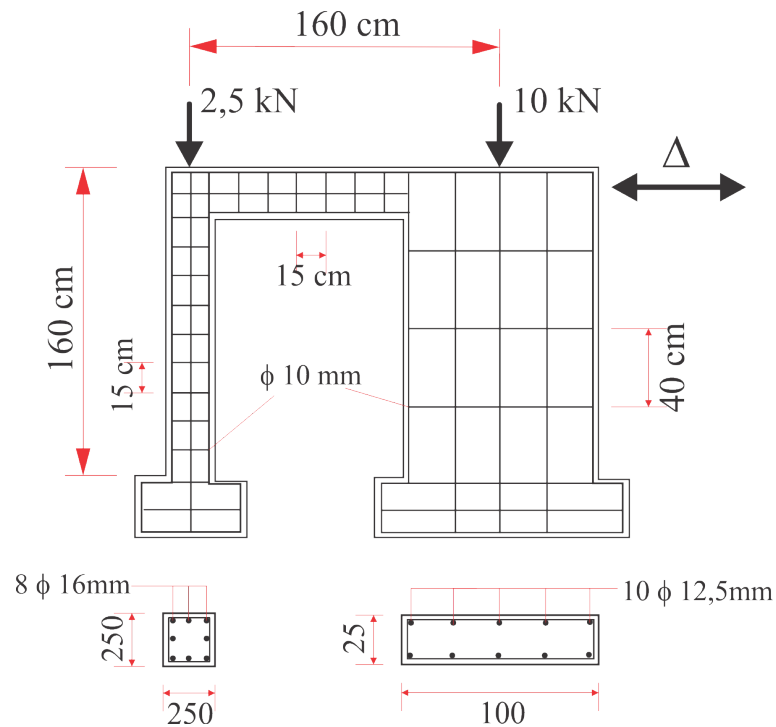
16,7 MPa e resistência do aço de 420 MPa. Na Tabela 3 e Figuras 33 e 33 são apresentadas as propriedades de seção e carregamentos aplicados no pórtico.

Tabela 3 – Propriedades da seção transversal do pilar submetido à carregamento lateral alternante

Elemento	$h$ (mm)	$b$ (mm)	$L$ (mm)	$cob_{long.}$	$cob_{trans.}$	$d$ (mm)	$a/d$
Pilar curto	250	1000	1475	25	14	950	1,51
Pilar e viga esbeltos	250	250	1475	25	12,25	225	6,55

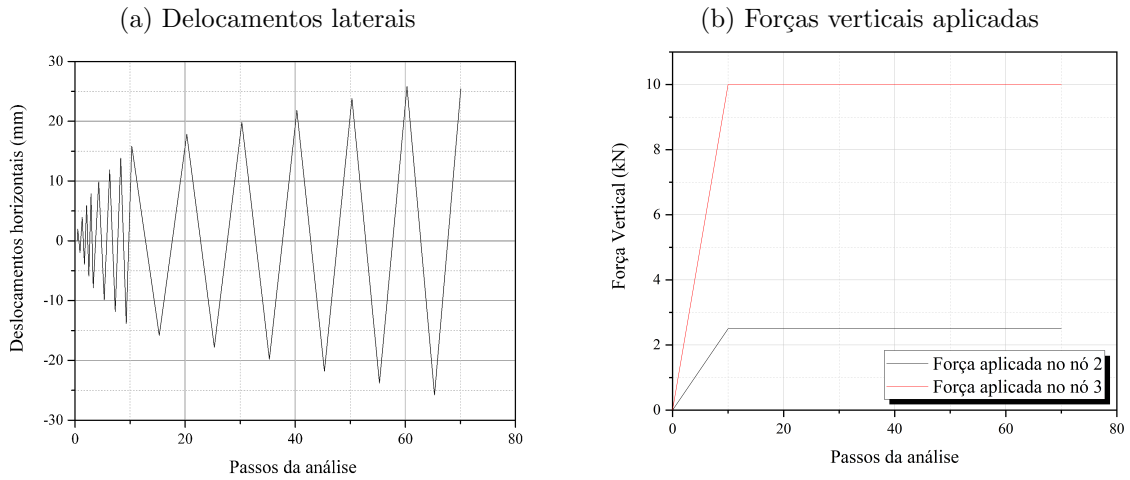
Fonte: Neumann e Florez-Lopez (2019)

Figura 33 – Pórtico estudado.



Fonte: Neumann e Florez-Lopez (2019)

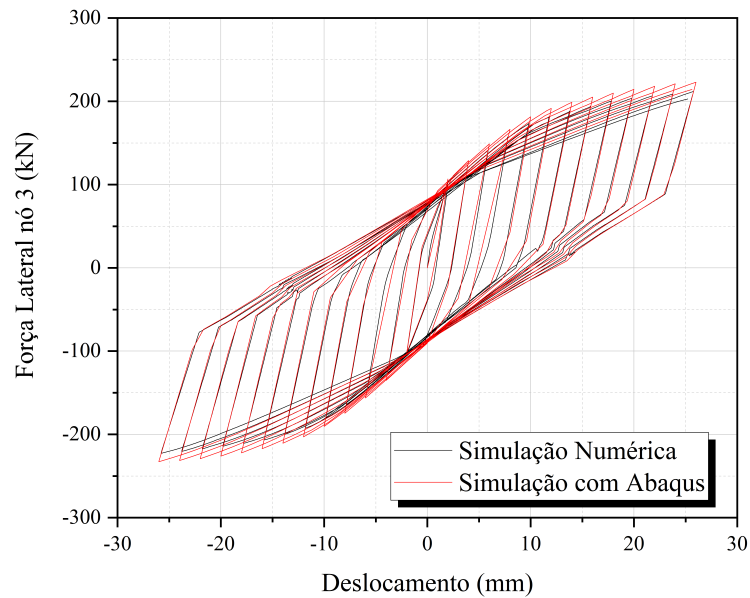
Figura 34 – Deslocamentos laterais e forças aplicadas no pórtico.



Fonte: Neumann e Florez-Lopez (2019)

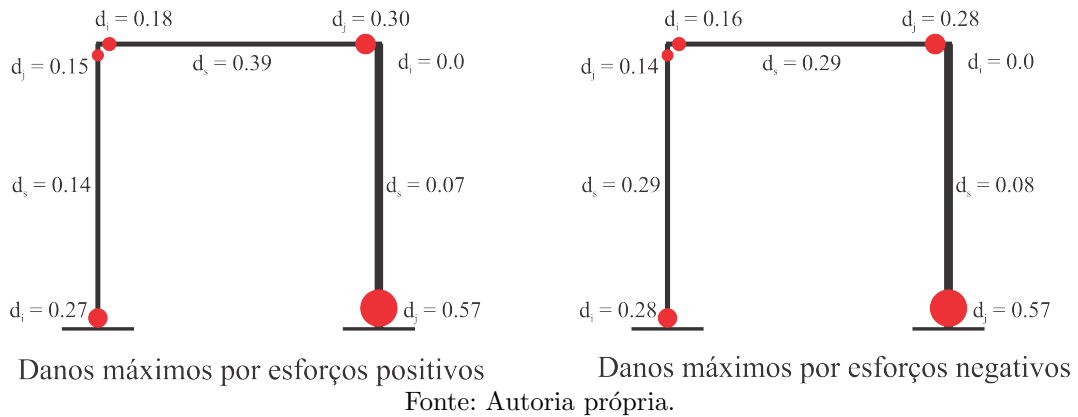
Na Figura 35 mostra-se a comparação entre as respostas numéricas obtidas por Neumann e Florez-Lopez (2019) com o código implementado neste trabalho. A Figura 36 apresenta os índices de dano à flexão e cisalhamento ao final da simulação.

Figura 35 – Comparação entre as respostas numéricas obtidas com Abaqus e com o código implementado.



Fonte: Autoria própria.

Figura 36 – Índices de dano à flexão e cortante positivos e negativos ao final da simulação.



### 2.3.4 Comparação com modelo de dano contínuo

Com intuito de comparar a resposta mecânica do modelo de dano concentrado (MDC) com modelos de dano contínuos, utilizou-se de um pórtico de concreto armado de 4 pavimentos com 12 metros de altura sujeito à um sinal de terremoto artificial gerado como processo estocástico espectro compatível com a resposta média determinada pelo Eurocode 8 para o tipo de Solo A (rochoso). A resposta dinâmica deste pórtico obtida com o modelo de dano concentrado foi comparada à resposta obtida com o modelo de dano e plasticidade contínuos *Concrete Damage Plasticity - CDP*, disponível no software Abaqus (SMITH, 2009).

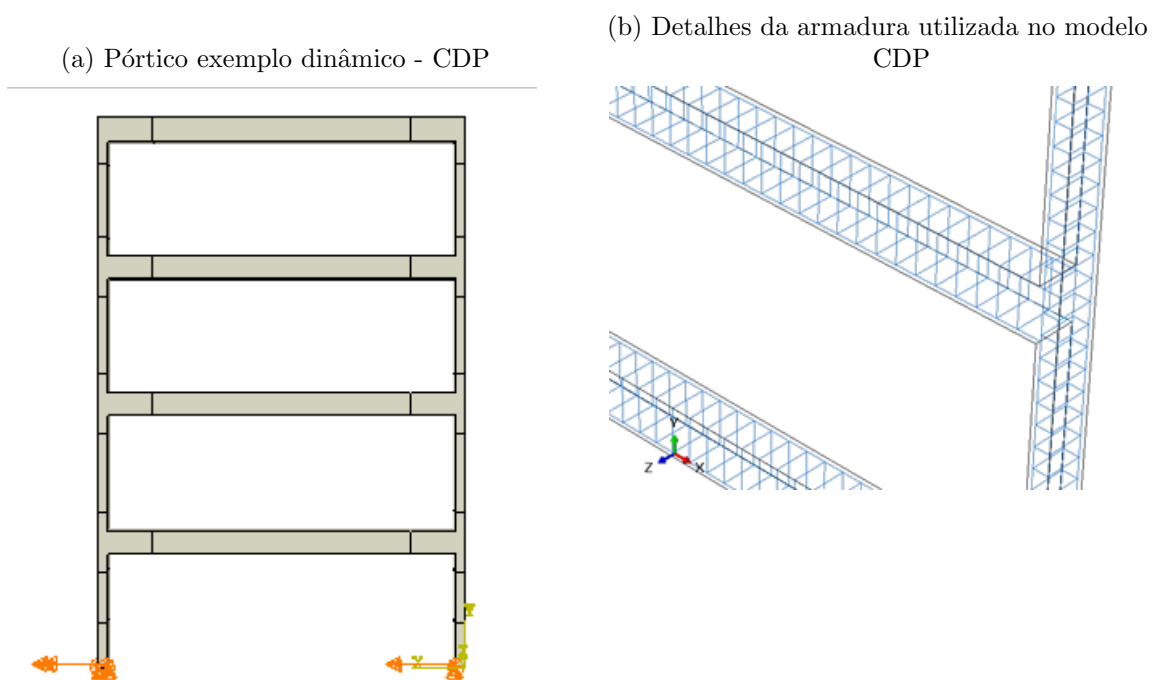
Considerou-se concreto com resistência de 30 MPa, módulo de elasticidade  $E = 28$  GPa e aço CA50 para a armadura. O pórtico é constituído de pilares com seção transversal de 20 x 40 cm e 3 metros de altura, possuem armadura longitudinal de 4  $\phi 20$  mm (6,28 cm<sup>2</sup> em cada face da peça), colocados simetricamente, e estribos de  $\phi 8$  mm espaçados a cada 10 cm em todo seu comprimento. As vigas do pórtico possuem seção transversal de 40 x 50 cm e 7,60 m de vão, para armadura longitudinal foram utilizadas 4  $\phi 20$  mm colocadas simetricamente (6,28 cm<sup>2</sup> em cada face) e estribos de  $\phi 8$  mm espaçados a cada 20 cm nas vigas.

Para representação desta estrutura no modelo de dano concentrado cada pilar e cada viga foi representado com apenas 1 elemento finito com 3 graus de liberdade por nó. No MDC foi adotado passo de tempo de 0,02 segundos e resposta dinâmica não amortecida.

No modelo CDP foram utilizados elementos sólidos C3D8 para representar o concreto e elementos de treliça T3D2 para representar as barras das armaduras que

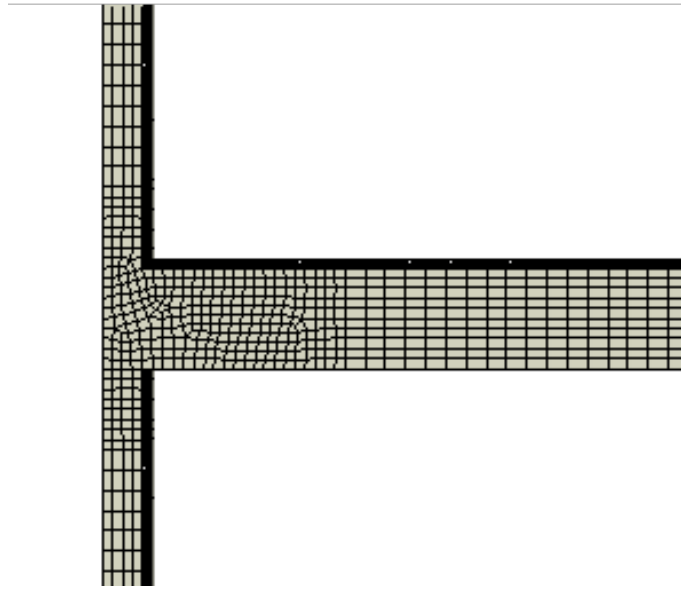
foram consideradas totalmente aderidos (embutidas) no concreto (Figura 37). A malha utilizada nos elementos sólidos foi dividida a cada 10 cm e nas regiões das ligações, onde espera-se maior densidade de fissuração, foi aplicada uma malha refinada (Figura 38). Nas análises com Abaqus o passo de tempo foi definido automaticamente, sendo este auto ajustável conforme a convergência da análise. Destaca-se também que há uma parcela de amortecimento numérico na resposta pós-pico da estrutura; este tipo de amortecimento está disponível no CDP para melhorar a convergência da simulação.

Figura 37 – Detalhes do modelo simulado no Abaqus.



Fonte: Autoria própria.

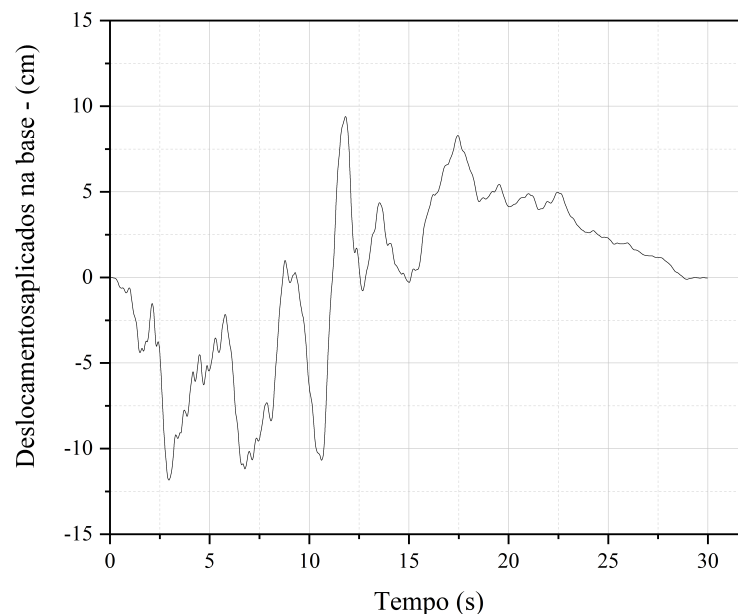
Figura 38 – Refinamento da malha próximo às ligações - CDP



Fonte: Autoria própria.

A Figura 39 apresenta os deslocamentos horizontais do sismo que foram aplicados na base do pórtico, o terremoto amostrado tem duração de 30 segundos. Neste exemplo não foram considerados outros carregamentos externos.

Figura 39 – Deslocamentos do terremotos impostos aos pilares da base.

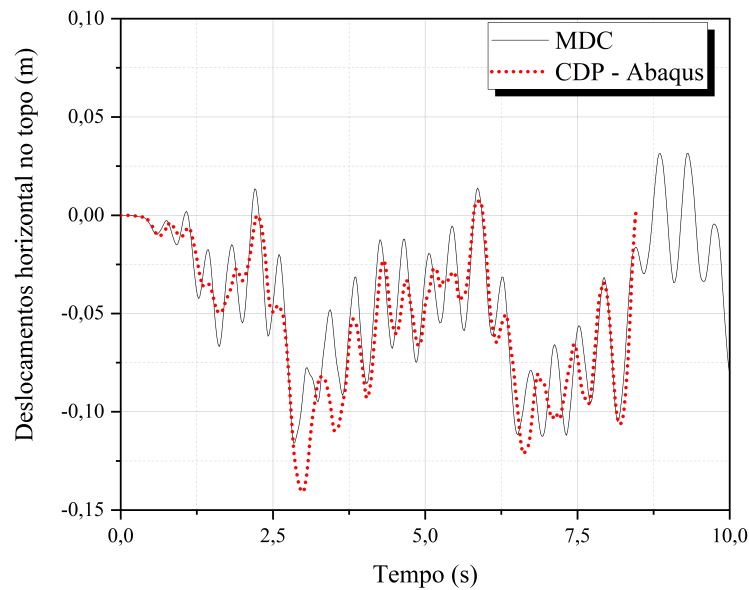


Fonte: Autoria própria.

No modelo de dano contínuo CDP, a análise dinâmica convergiu apenas até os primeiros 8,46 segundos do terremoto, pois até este instante de tempo alguns elementos já apresentaram índice de dano próximo de 1, provocando singularidades na solução do problema. O modelo dinâmico simulado no Abaqus apresentou elevado custo computacional

com tempo de processamento de aproximadamente 50 horas para obtenção da resposta do pórtico até os 8,46 segundos do terremoto. No modelo de dano concentrado houve convergência até o final da duração do terremotos e a simulação levou 15,5 segundos. A Figura 40 apresenta a comparação das respostas em deslocamentos do topo do pórtico, e a Figura 41 apresenta a comparação para as acelerações e velocidades até os 10 primeiros segundos de análise.

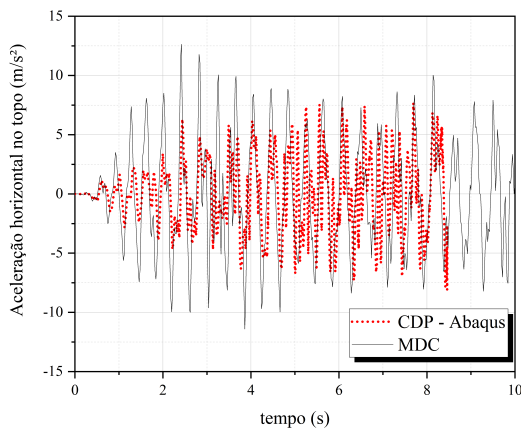
Figura 40 – Deslocamentos no topo do pórtico.



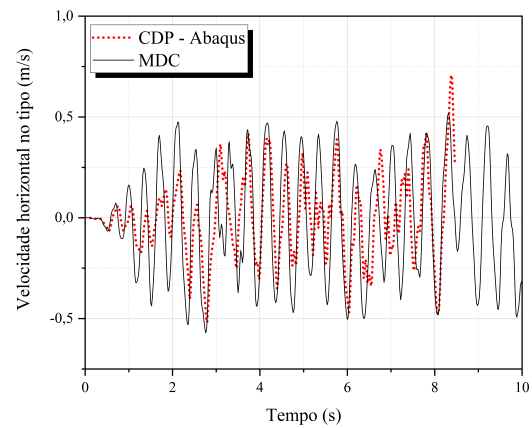
Fonte: Autoria própria.

Figura 41 – Comparação das respostas dinâmicas obtidas com o modelo de dano concentrado e CDP (Abaqus).

(a) Acelerações no topo



(b) Velocidades no topo

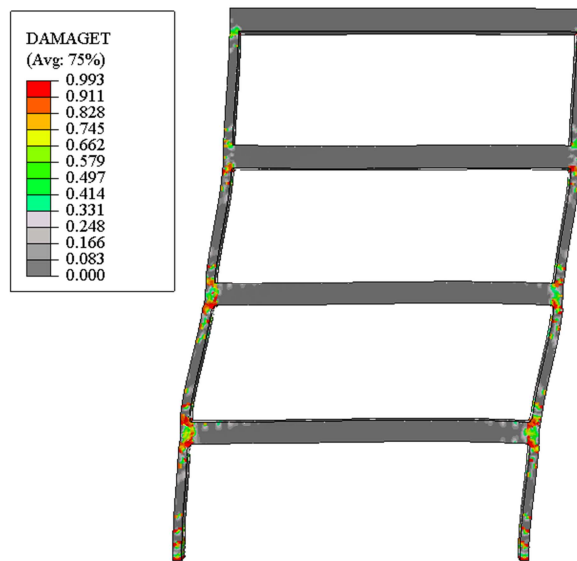


Fonte: Autoria própria.

Pode-se notar uma correspondência satisfatória entre as respostas em deslocamentos, acelerações e velocidades obtidas com o modelo de dano concentrado e a resposta do CDP. As respostas apresentam mesma ordem de grandeza e frequências semelhantes.

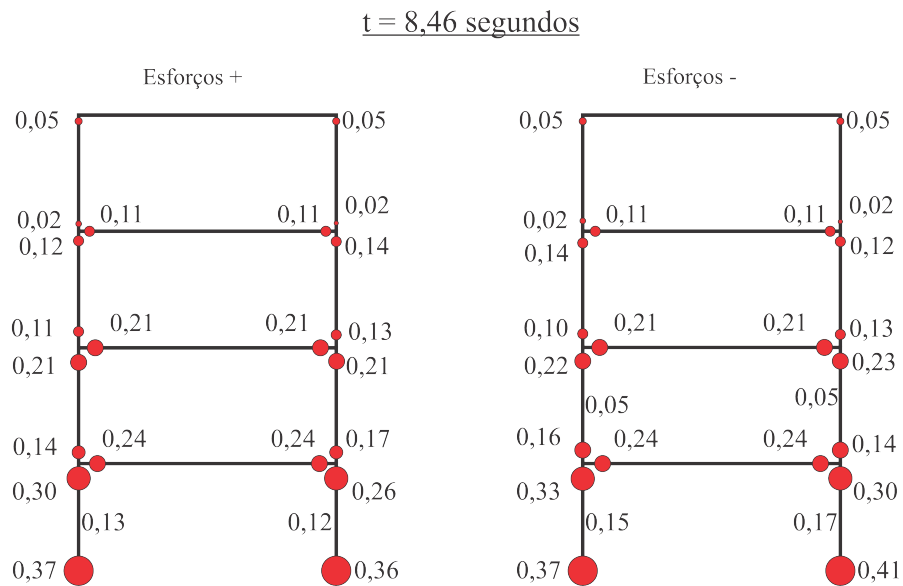
A Figura 42 mostra os resultados de dano à tração obtidos com o modelo CDP no instante final da análise, aos 8,46 segundos. Na Figura 43 são apresentados os resultados de dano à flexão e cortante devidos à esforços positivos e negativos no pórtico estudado obtidos com o modelo de dano concentrado aos 8,46 segundos de análise.

Figura 42 – Dano à tração, modelo de dano contínuo (CDP) aos 8,46 segundos de análise.



Fonte: Autoria própria.

Figura 43 – Índices de dano positivos e negativos do modelo de dano concentrado aos 8,46 segundos de análise.

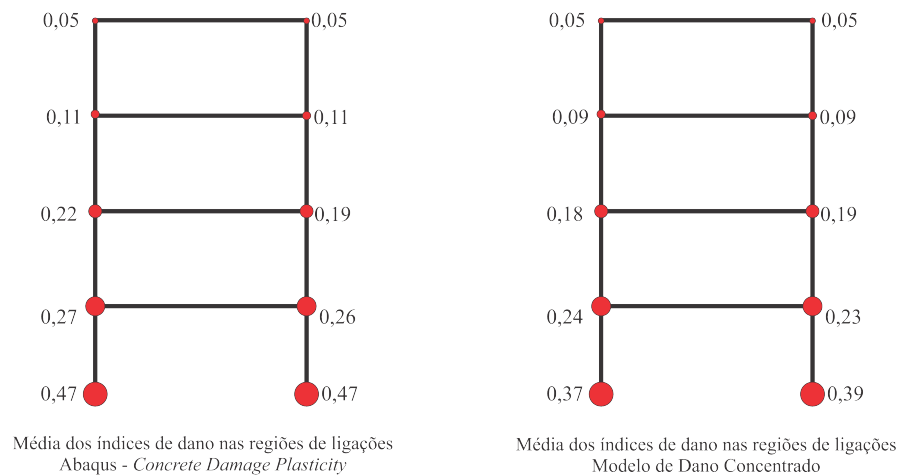


Fonte: Autoria própria.



Nota-se padrão de danificação similar entre os modelos de dano considerados com concentração de dano de flexão na base dos pilares e nos nós do pórtico nos primeiros dois pavimentos. Na Figura 43, observa-se que somente os pilares do primeiro pavimento apresentaram dano de cisalhamento com valores não muito significativos (máximo de 0,17) se comparados aos índices de dano de flexão (máximo de 0,41). A Figura 44 apresenta os índices de dano médios obtidos para os nós do pórtico nos dois modelos de análise. A estimativa de dano médio no modelo contínuo foi realizada fazendo-se a média dos índices de dano em todos os elementos da malha discretizada próximo às ligações, conforme destacado na Figura 38.

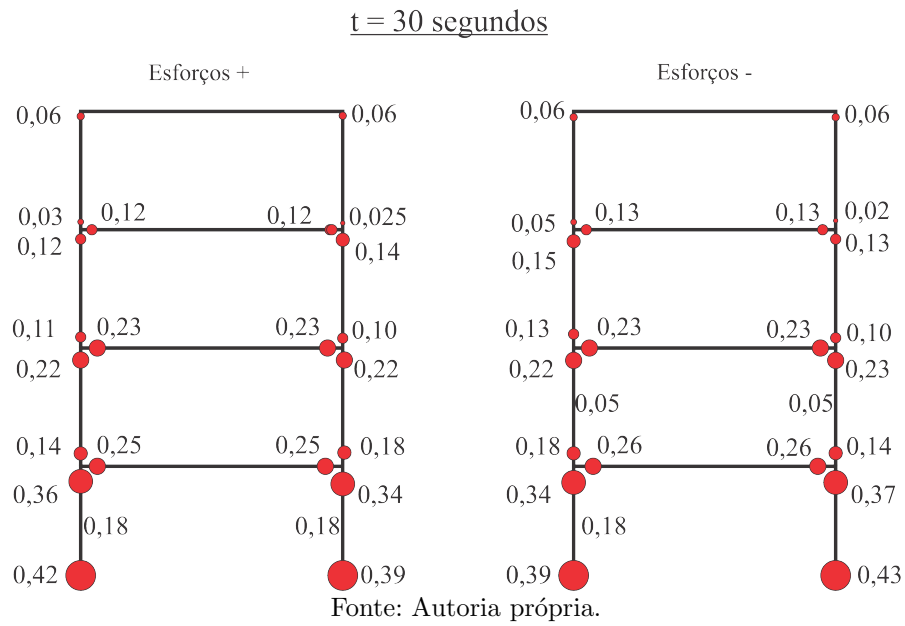
Figura 44 – Comparação dos índices de dano médios obtidos do modelo de dano contínuo e dano concentrado aos 8,46 segundos de análise.



Fonte: Autoria própria.

É possível verificar que os danos médios obtidos com os modelos de dano contínuo e concentrado foram bem próximos e que a tendência de danificação em solicitações sísmicas ocorre de fato nas ligações entre elementos, regiões que são bem representadas pelo modelo de dano concentrado. Este resultado indica que o modelo de dano concentrado é capaz de representar adequadamente a resposta não linear de estruturas de pórtico sob carregamentos dinâmicos como de terremotos com baixo custo computacional. Finalmente, na Figura 45 mostram-se os índices de dano ao final do terremoto obtidos com o modelo de dano concentrado. Nota-se que o possível modo de falha do pórtico dá-se pela formação de um mecanismo de *soft storey* nos pilares do primeiro pavimento.

Figura 45 – Índices de dano, modelo de dano concentrado, ao final do terremoto.



### 3 Geração artificial de sinais de terremotos

Devido às incertezas envolvidas nos eventos sísmicos, informações sobre a magnitude, localização, taxa de ocorrência são muito relevantes na engenharia sísmica. O conteúdo de amplitudes e frequências de um sismo depende da quantidade de energia liberada durante a ruptura da falha e da atenuação das ondas do epicentro aos demais locais atingidos. Sabe-se que a quantidade de energia liberada depende muito do tamanho da falha tectônica, e a parcela de energia dissipada varia conforme as propriedades geológicas do solo, da topografia, da densidade de edificações, todos fatores que afetam diretamente a intensidade e propagação das ondas sísmicas. Por isso as incertezas que influenciam as características dos eventos sísmicos podem ser separados em grupos: fonte, caminho e local. Destes, sabe-se que a magnitude do evento, a distância epicentral e as propriedades do solo são as mais relevantes (FRAGIADAKIS et al., 2015).

Na análise de estruturas com comportamento não-linear sujeitas à solicitações estocásticas como terremotos, é imprescindível a utilização de históricos temporais dos carregamentos utilizados como dados de entrada nas simulações. Por isso, a seleção ou geração de sinais sísmicos que representem bem a variabilidade intrínseca nestes fenômenos é um tópico largamente discutido na literatura, como pode-se consultar nos trabalhos de Serdar Kirçil e Polat (2006), Hosseinpour e Abdelnaby (2017), Kim (2018), Zhang, Bittner e Beer (2022), Veggalam, Karthik Reddy e Somala (2021), Jiang et al. (2021).

No estudo do risco sísmico estrutural é muito comum se realizar análises incrementais dinâmicas para obtenção da probabilidade de excedência de estados limites da estrutura frente a diferentes intensidades de sismos. O método mais tradicional ou direto é desenvolvido utilizando registros de terremotos naturais, entretanto em diversos casos, esta abordagem tem limitações como: a falta de registros de terremotos intensos ou com a intensidade requerida para induzir colapso estrutural, escassez de dados disponíveis para todas as regiões de interesse (SHIN; SONG, 2016).

Nos casos em que deseja-se estimar a confiabilidade de uma estrutura frente a sismos em locais onde não existam registros de atividades sísmicas disponíveis, faz-se necessário gerar sinais artificiais de terremotos de variadas intensidades. Alternativamente, pode-se selecionar registros sísmicos de locais com características similares quanto às propriedades do solo e distância à falha tectônica. Diversas técnicas para criação de sismos

artificiais que representem bem estes eventos naturais estocásticos tem sido estudadas recentemente, pois a geração de terremotos artificiais é muito útil no contexto da engenharia sísmica baseada em desempenho. Estas técnicas possibilitam gerar um grande número de sinais de terremotos que contenham variáveis aleatórias ou determinísticas que levem em consideração parâmetros particulares do solo estudado ou da região de interesse (ZHANG; BITTNER; BEER, 2022; BAL; DAIS; SMYROU, 2018; YAGHMAEI-SABEGH; MAHDIPOUR-MOGHANNI, 2019).

De modo geral, a principal exigência dos códigos normativos atuais como Eurocode (EC8) e a norma americana ASCE/SEI 7-16, para seleção de sinais para análises de desempenho estrutural sísmico é de que os sinais de terremotos utilizados sejam espectro compatíveis com respostas alvo definidas nestes códigos. Quando da utilização de sismos naturais, a seleção dos sinais deve levar em conta a similaridade com as respostas alvo, entretanto esta relação não é direta (European Committee for Standardization, 2003; ASCE, 2018).

Uma das metodologias para seleção de terremotos naturais de bases de dados consiste em selecionar sinais sísmicos com base na magnitude e distância epicentral do evento, e que individualmente apresentem pequeno desvio das respostas espectrais alvo dadas nos códigos normativos. Este desvio usualmente é medido a partir da soma das diferenças quadradas, *sum of squares* - SRSS, entre a resposta alvo e a resposta da amostra escolhida. A exigência normativa é de que o desvio da resposta espectral seja de no máximo  $\alpha = 1,3$  a  $1,4$  nas faixas de período de  $0,2T$  a  $1,5T$ , sendo  $T$  o período fundamental da estrutura. Uma alternativa a esta metodologia consiste em escolher um conjunto de sinais de terremotos que possuam média conjunta espectro compatível; este critério de seleção é considerado mais refinado e pode requerer a solução de um problema de otimização (JAYARAM; LIN; BAKER, 2011; NAEIM; ALIMORADI; PEZESHK, 2004; KATSANOS; SEXTOS; MANOLIS, 2010).

Alguns estudos apontam limitações na indicação normativa de que sinais apenas espectro compatíveis sejam suficientes para seleção de amostras a serem testadas na estrutura. Principalmente porque o número de terremotos selecionados, ou as características dos sinais gerados, podem não apresentar a dispersão significativa de resposta espectral ou a variabilidade natural de sismos relevantes (VIALLET; HUMBERT, 2007; ZENTNER, 2012; CACCIOLA; D'AMICO; ZENTNER, 2014a).

Algumas técnicas já aplicadas para geração de sinais de terremotos artificiais não-estacionários com amplitudes e frequências variáveis foram propostos por (PREUMONT, 1984; SUÁREZ; MONTEJO, 2005; GIARALIS; SPANOS, 2009; CACCIOLA, 2010; CACCIOLA; DEODATIS, 2011; SHAMA, 2012; SPANOS; KOUGIOUMTZOGLOU, 2012; VLACHOS; PAPAKONSTANTINO; DEODATIS, 2016). A metodologia proposta por Cacciola e Deodatis (2011) baseada nos trabalhos precursores de Deodatis (1996a) e Shinozuka e Deodatis (1988) é capaz de simular sinais de terremotos totalmente não estacionários e espectro compatíveis com correlação espacial. Ou seja, é possível gerar amostras de terremotos para diferentes pontos do solo, capazes de representar variabilidade das propriedades do solo em diferentes locais, ou atraso nos sinais temporais que incidem nas fundações da estrutura. Estas técnicas são muito eficientes computacionalmente possibilitando a geração de milhares de amostras de terremotos não estacionárias e espectro compatíveis rapidamente.

Os parâmetros de entrada destes modelos são uma função de densidade espectral de potência, (*Power Spectral Density Function*) - PSD, o tipo de solo (usualmente definidos de acordo com diretrizes normativas), propriedades de amortecimento e frequência natural do solo, parâmetros de filtragem dos sinais, aceleração máxima, duração do sismo, duração da fase *strong motion* e resposta espectral alvo. A principal desvantagem destas técnicas é a complexidade de se reproduzir a mesma variabilidade dos históricos temporais de fenômenos naturais; isto ocorre pois acelerogramas registrados, ainda que tenham a mesma magnitude e distância epicentral, possuem distribuições de energia muito diferentes e variáveis de um sismo para outro.

Nas técnicas de geração de acelerogramas sintéticos utiliza-se de uma única função de densidade espectral de potência, que embora seja capaz de representar o comportamento estocástico não estacionário, possui limitações na calibração de parâmetros aleatórios e assim geram séries temporais com distribuição conjunta de frequência e tempo similar. Nos sinais sintéticos também pode-se notar alto conteúdo de energia, que pode não ter relação à eventos naturais (KATSANOS; SEXTOS; MANOLIS, 2010). Em uma extensão ao trabalho de Cacciola e Deodatis (2011), Cacciola e Zentner (2012b) desenvolveram uma metodologia para geração de sinais de terremotos totalmente não-estacionários e espectro compatíveis com distribuição conjunta tempo-frequência aleatória, incluindo basicamente uma variável aleatória com desvio-padrão dependente da resposta espectral produzida pelos acelerogramas gerados, introduzindo um novo parâmetro aleatório às amostras.

Geralmente os códigos sísmicos especificam os espectros de projeto para identificar as cargas sísmicas nas estruturas e recomendam a modificação dos sinais de terremoto selecionados para representar a ameaça sísmica associada a um espectro de resposta de projeto em um intervalo de períodos de interesse. É muito raro que em alguma região seja possível encontrar registros sísmicos para representar todos os cenários de terremotos de interesse que considerem variações de magnitude, distância epicentral, propriedades de solo variáveis entre outras características importantes. Por isso é inevitável a necessidade de modificar e escalar os históricos temporais de aceleração para realizar a análise estrutural (PLEVRIS; KREMMYDA; FAHJAN, 2017).

Serdar Kirçil e Polat (2006) avaliaram a influência dos sinais de entrada de terremotos nas curvas de fragilidade de pórticos com comportamento não-linear. Os autores testaram terremotos artificiais estacionários e não estacionários e chegaram a conclusão que, de fato, a natureza e as características dos sinais sísmicos afetam a resposta de demanda estrutural. As curvas de fragilidade mostraram-se sensíveis à natureza dos sinais. Em particular, estruturas mais irregulares ou com comportamento não-linear significativo apresentaram maiores probabilidade de falha quando sujeitas à terremotos não estacionários, contrariando a crença comum de que a utilização de terremotos estacionários gere resultados mais conservadores. Desta forma justificam-se os esforços por metodologias de geração de terremotos artificiais que descrevam melhor as incertezas e comportamento não estacionário dos fenômenos naturais.

### 3.1 Definições

Um processo estocástico  $X(t)$  é uma função aleatória do tempo. Em qualquer ponto no tempo  $t$  o valor de  $X(t)$  é uma variável aleatória governada pela função de densidade de probabilidades  $f_X(x, t)$ . Os processos estocásticos podem ser divididos em estacionários e não estacionários. Um processo é dito estacionário quando suas estatísticas não variam ao longo do tempo. Para estes processos, as propriedades estatísticas conjuntas para dois instantes diferentes são função da diferença temporal entre estes. Já os processos não estacionários, possuem propriedades estatísticas variando no tempo e as propriedades conjuntas, em dois instantes diferentes, são funções desses mesmos instantes e não da sua diferença temporal. Exemplos clássicos de processos não estacionários são os sinais de sismos obtidos de acelerogramas (MELCHERS; BECK, 2018; BECK, 2019).

Na geração de processos estocásticos, a energia do evento simulado não pode ser aproximada por uma única realização do sinal. Por isso, o conteúdo espectral médio de um processo estocástico é determinado pela função de densidade espectral de potência do processo, dada pela transformada de Fourier da função de auto-correlação  $R_{XX}(\tau)$ :

$$S_X(\omega) = \int_{-\infty}^{\infty} R_{XX}(\tau) e^{-i\omega\tau} d\tau. \quad (69)$$

A função de autocorrelação de um processo estocástico  $X(t)$  é definida como o valor médio do produto  $X(t) X(t + \tau)$ . Assim, para um processo estocástico estacionário  $X(t)$ , a média e a variância do processo são constantes e a função de autocorrelação depende da diferença entre dois instantes de tempo  $t$ :

$$R_{XX}(t_1, t_2) = R_{XX}(t, t + \tau) = E[(X(t)X(t + \tau))] = R_{XX}(-\tau). \quad (70)$$

Realizando a transformada de Fourier inversa a  $S_X$  obtém-se a função de autocorrelação  $R_{XX}$ ,

$$R_{XX} = \int_{-\infty}^{\infty} S_X(\omega) e^{+i\omega\tau} d\omega. \quad (71)$$

### 3.2 Processos estocásticos $m$ -variados para representar terremotos

A simulação de processos estocásticos não estacionários (variáveis em amplitude e frequência) utilizada neste trabalho é derivada do modelo de representação espectral desenvolvidos por Shinozuka e Deodatis (1988) e estendido por Deodatis (1996a) e Deodatis (1996b) para geração das amostras iniciais do processo estocástico.

Considere um vetor de processos estocásticos  $m$ -variáveis no espaço com componentes  $f_j^0(t)$ , ( $j = 1, 2, \dots, m$ ) de média zero  $E[f_j^0(t) = 0]$ . Pode-se escrever a matriz de auto correlação cruzada do processo como:

$$\mathbf{R}_f^0(t, t + \tau) = \begin{bmatrix} R_{11}^0(t, t + \tau) & R_{12}^0(t, t + \tau) & \cdots & R_{1m}^0(t, t + \tau) \\ R_{21}^0(t, t + \tau) & R_{22}^0(t, t + \tau) & \cdots & R_{2m}^0(t, t + \tau) \\ \vdots & \vdots & \ddots & \vdots \\ R_{m1}^0(t, t + \tau) & R_{m2}^0(t, t + \tau) & \cdots & R_{mm}^0(t, t + \tau) \end{bmatrix}, \quad (72)$$

e sua correspondente matriz de densidade espectral cruzada:

$$\mathbf{S}_f^0(t, t + \tau) = \begin{bmatrix} S_{11}^0(\omega, t) & S_{12}^0(\omega, t) & \cdots & S_{1m}^0(\omega, t) \\ S_{21}^0(\omega, t) & S_{22}^0(\omega, t) & \cdots & S_{2m}^0(\omega, t) \\ \vdots & \vdots & \ddots & \vdots \\ S_{m1}^0(\omega, t) & S_{m2}^0(\omega, t) & \cdots & S_{mm}^0(\omega, t) \end{bmatrix}. \quad (73)$$

Como consequência da não estacionariedade, a matriz de auto-correlação tem componentes dependentes de dois instantes de tempo  $(t, t + \tau)$ . Da mesma forma, a matriz de densidade espectral é uma função não separável da frequência  $\omega$  e do tempo  $t$ . Usando a teoria de potência espectral evolucionária para processos estocásticos, apresentada por Priestley (1965), as componentes da matriz de densidade espectral são dadas por:

$$S_{jj}^0(\omega, t) = |A_j(\omega, t)|^2 S_j(\omega), \quad j = 1, 2, \dots, m \quad (74)$$

$$S_{jk}^0(\omega, t) = A_j(\omega, t) A_k(\omega, t) \sqrt{S_j(\omega) S_k(\omega)} \Gamma_{jk}(\omega), \quad j = 1, 2, \dots, m \quad j \neq k, \quad (75)$$

em que  $A_j(\omega, t)$  é a função de modulação não separável,  $S_j(\omega)$  é uma componente estacionária da função de densidade espectral de  $f_j^0(t)$  e  $f_k^0(t)$ . A matriz  $\mathbf{S}_f^0(\omega, t)$  é Hermitiana e em qualquer instante de tempo  $t$ , os elementos da diagonal são funções reais e não negativas da frequência  $\omega$ ,

$$S_{jj}^0(\omega, t) = S_{jj}^0(-\omega, t), \quad j = 1, 2, \dots, m \quad \forall t \quad (76)$$

Os elementos cruzados da matriz são funções complexas de  $\omega$ ,

$$S_{jk}^0(\omega, t) = S_{jk}^{0*}(\omega, t), \quad j, k = 1, 2, \dots, m \quad j \neq k \quad \forall t, \quad (77)$$

em que  $*$  denota o conjugado complexo da componente. Os elementos da matriz de auto-correlação cruzada são relacionados com a matriz espectral pelas transformações,

$$R_{jj}^0(t, t + \tau) = \int_{-\infty}^{\infty} A_j(\omega, t) A_j(\omega, t + \tau) S_j(\omega) e^{i\omega\tau} d\omega, \quad (78)$$

$$R_{jk}^0(t, t + \tau) = \int_{-\infty}^{\infty} A_j(\omega, t) A_k(\omega, t + \tau) \sqrt{S_j(\omega) S_k(\omega)} \Gamma_{jk}(\omega) e^{i\omega\tau} d\omega; \quad (79)$$

$$j, k = 1, 2, \dots, m \quad j \neq k \quad \forall t.$$

Para os casos especiais de vetor de processo estocástico uniformemente modulado, as funções de modulação  $A_j(\omega, t)$  ( $j = 1, 2, \dots, m$ ) são independentes da frequência  $\omega$ , de forma que,

$$R_{jj}^0(t, t + \tau) = A_j(t) A_j(t + \tau) \int_{-\infty}^{\infty} S_j(\omega) e^{i\omega\tau} d\omega; \quad j = 1, 2, \dots, m, \quad (80)$$



$$R_{jk}^0(t, t + \tau) = A_j(t)A_k(t + \tau) \int_{-\infty}^{\infty} \sqrt{S_j(\omega)S_k(\omega)}\Gamma_{jk}(\omega)e^{i\omega\tau} d\omega; \quad (81)$$

$$j, k = 1, 2, \dots, m \quad j \neq k.$$

### 3.3 Simulação de processos estocásticos não estacionários $m$ -variáveis

Neste trabalho, adotou-se a metodologia descrita em Cacciola e Deodatis (2011). Para simular um processo estocástico não estacionário de um evento sísmico  $\mathbf{f}^0(t)$ , a matriz de densidade espectral cruzada  $\mathbf{S}_f^0(\omega, t)$  é inicialmente decomposta em cada instante de tempo utilizando o método de Cholesky, no seguinte produto,

$$\mathbf{S}_f^0(\omega, t) = \mathbf{H}(\omega, t)\mathbf{H}^{T*}(\omega, t) \quad (82)$$

em que  $\mathbf{H}(\omega, t)$  é uma matriz triangular inferior e o sobrescrito  $T$  denota a transposição de uma matriz. A matriz  $\mathbf{H}(\omega, t)$  é escrita como:

$$\mathbf{H}(\omega, t) = \begin{bmatrix} H_{11}(\omega, t) & 0 & \cdots & 0 \\ H_{21}(\omega, t) & H_{22}(\omega, t) & \cdots & 0 \\ \vdots & \vdots & \ddots & \vdots \\ H_{m1}(\omega, t) & H_{m2}(\omega, t) & \cdots & H_{mm}(\omega, t) \end{bmatrix}. \quad (83)$$

Os elementos da diagonal de  $H(\omega, t)$  são funções reais e não negativas de  $\omega$ , satisfazendo:

$$H_{jj}(\omega, t) = H_{jj}(-\omega, t), \quad j = 1, 2, \dots, m \quad \forall t. \quad (84)$$

Os elementos fora da diagonal são geralmente funções complexas de  $\omega$ . Uma vez que a matriz de densidade espectral cruzada  $\mathbf{S}_f^0(\omega, t)$  é decomposta com as Equações 82 e 83, o vetor não estacionário pode ser simulado com a série quando  $N \rightarrow \infty$ , dada por:

$$f_j(t) = 2 \sum_{r=1}^m \sum_{s=1}^N |H_{jr}(\omega_s, t)| \sqrt{\Delta\omega} \cos[\omega_s t - \varphi_{jr}(\omega_s, t) + \phi_{rs}], \quad j = 1, 2, \dots, m, \quad (85)$$

em que  $\phi_{rs}$  ( $r = 1, 2, \dots, m; s = 1, 2, \dots, N$ ) são  $m$  seqüências de  $N$  ângulos de fase aleatórios distribuídos uniformemente no intervalo  $[0, 2\pi]$  e,

$$\varphi_{jk}(\omega, t) = \tan^{-1} \left( \frac{\text{Im}[H_{jk}(\omega, t)]}{\text{Re}[H_{jk}(\omega, t)]} \right) \quad (86)$$

com  $\text{Im}[\cdot]$  e  $\text{Re}[\cdot]$  denotando a parte imaginária e real do número complexo, respectivamente.

A discretização no domínio da frequência é feita conforme:

$$\omega_s = s\Delta\omega, \quad s = 1, 2, \dots, N; \quad \Delta\omega = \frac{\omega_c}{N} \quad (87)$$

em que  $\omega_c$  é o corte superior das frequências a partir dos quais os elementos da matriz de densidade espectral cruzada podem ser assumidos iguais a zero em qualquer instante de tempo.

Neste trabalho utiliza-se o método de representação espectral, *Spectral Representation Method* - SRM, para a geração de terremotos sintéticos, utilizando a Equação 85. Vlachos, Papakonstantinou e Deodatis (2016) recomendam que o passo de tempo utilizado não deve exceder o valor de 0,02 segundos, permitindo a inclusão de componentes de frequência de até 25Hz na simulação, também o passo de frequência deve ser adequadamente pequeno de forma a garantir boa amostragem de frequências a partir da função analítica de densidade espectral de potência. Com passos de frequência pequenos é possível produzir um grande número  $N$  de frequências a serem somadas na fórmula da SRM, verificando assim a Gaussianidade dos históricos de tempo de aceleração devido ao Teorema do Limite Central (MELCHERS; BECK, 2018).

### 3.4 Metodologia para gerar sinais de terremotos não estacionários e espectro compatíveis

Para transformar os sinais de terremotos sintéticos em espectro compatíveis seguiu-se o proposto por Cacciola (2010), Cacciola e Deodatis (2011), Cacciola, D'Amico e Zentner (2014b). A metodologia consiste em realizar um processo iterativo que transforma os sinais gerados em sinais com média conjunta espectro compatível com a resposta espectral alvo. Nos trabalhos de Cacciola e Deodatis (2011), Cacciola e Zentner (2012a), Cacciola, D'Amico e Zentner (2014a) somente espectros do Eurocode foram testados; neste trabalho foram utilizados espectros alvo também da norma americana ASCE 7-16. Nesta abordagem a não estacionariedade bem como a variação espacial do solo é levada em consideração. As equações utilizadas para terremotos sintéticos também podem ser utilizadas para tornar sinais registrados de terremotos naturais não compatíveis em compatíveis, conforme descrito em Cacciola (2010).

O processo iterativo é realizado até que o critério de tolerância é atingido:

$$\left| \frac{RSA^{(j)}(\omega) - RSA^{(f_j)}(\omega)}{RSA^{(j)}(\omega)} \right| \leq \varepsilon, \quad \forall \omega_l \leq \omega \leq \omega_u \quad (j = q, \dots, m), \quad (88)$$

em que  $RSA^{(j)}(\omega)$  é a resposta espectral alvo,  $RSA^{(f_j)}$  é a  $j$ -ésima média conjunta dos vetores estocásticos simulados  $f_j(t)$ ,  $j = 1, 2, \dots, m$  (no mínimo 3) e  $\varepsilon$  é a tolerância adotada, geralmente de 10% dentro dos limites  $\omega_l$  e  $\omega_u$ .

A ideia principal desta técnica é de que o vetor de acelerações espectro compatíveis é composta por duas parcelas, uma totalmente não estacionária que formada pelo vetor de processo estocástico inicial somada à uma parcela quasi-estacionária corretiva do vetor inicial. Logo, o vetor final do sinal é dado por:

$$f_j^{SC}(t) = f_j^L(t) + f_j^C(t), \quad (j = 1, 2, \dots, m), \quad (89)$$

em que o subscrito  $L$  é o vetor local totalmente não estacionário e variável no espaço e  $C$  é o vetor corretivo do processo inicial,  $SC$  é o processo espectro compatível. Na primeira iteração o vetor corretivo é a parcela quasi-estacionária do modelo.

Destaca-se que o vetor estocástico inicial deve traduzir bem o comportamento não estacionário do processo por meio da função de modulação e da construção da função de densidade espectral de potência. Existem vários modelos já propostos e bem estabelecidos para a geração da amostra inicial, como pode-se consultar nos trabalhos de Priestley (1965), Preumont (1984), Deodatis (1996b), Vlachos, Papakonstantinou e Deodatis (2016). No trabalho de Cacciola e Deodatis (2011) sugere-se a função de densidade espectral quasi-estacionária para correção dos sinais:

$$S_j^C(\omega, t) = \phi_j^2(t) S_j^C(\omega), \quad (j = 1, 2, \dots, m), \quad (90)$$

em que  $\phi_j(t)$  é a função de modulação que deve preservar a variabilidade de amplitudes no tempo do processo inicial e  $S_j^C(\omega)$  é a  $j$ -ésima função de densidade espectral de potência estacionária a ser determinada.

A resposta espectral dos termos tentativa espectro compatíveis  $f_j^{SC}(t)$  é determinada pela combinação modal SRSS, que é interpretada como a média conjunta que deve ser espectro compatível com a resposta alvo, dada pela expressão:

$$RSA^{f_j^{SC}}(\omega) = \sqrt{[RSA^{f_j^L}(\omega)]^2 + [RSA^{f_j^C}(\omega)]^2}, \quad (j = 1, 2, \dots, m), \quad (91)$$

em que  $[RSA^{f_j^L}(\omega)]$  e  $[RSA^{f_j^C}(\omega)]$  são as  $j$ -ésimas respostas espectrais dos processos  $f_j^L(t)$  e  $f_j^C(t)$  respectivamente.

A descrição probabilística de  $f_j^C(t)$  é calculada a partir de  $RSA^{(f_j^C)}(\omega)$  e aproximada a partir do problema de primeira passagem pela barreira, descrito por:

$$RSA^{(f_j^C)}(\omega_0) = \omega_0^2 \eta_{UC}^j(\omega_0, \zeta_0, \lambda_{0,UC}^{(j)}(\omega_0), \lambda_{1,UC}^{(j)}(\omega_0), \lambda_{2,UC}^{(j)}(\omega_0), T_s, p = 0, 5) \sqrt{\lambda_{0,UC}^{(j)}(\omega_0)}, \quad (92)$$

em que  $\eta_{UC}^j$  é o fator de pico,  $\zeta_0$  é a razão de amortecimento,  $T_s$  é a janela de tempo da fase intensa do terremoto (*strong motion*),  $p$  é a probabilidade de não excedência e  $\lambda_{i,UC}^{(j)}$  ( $i = 0, 1, 2$ ) são os momentos das respostas espectrais definidas como:

$$\lambda_{i,UC}^{(j)}(\omega_0) = \int_0^\infty \omega^i |H(\omega_0, \omega)|^2 G_j^C(\omega) d\omega, \quad (93)$$

sendo  $|H(\omega_0, \omega)|^2 = [(\omega_0^2 - \omega^2)^2 + 4\zeta_0^2 \omega_0^2 \omega^2]^{-1}$  a função de transferência de energia e  $G_j^C(\omega) = 2S_j^C(\omega)$ , com  $\omega \geq 0$ , sendo a  $j$ -ésima função de densidade espectral de potência estacionária do processo  $f_j^C(t)$ , ( $j = 1, 2, \dots, m$ ).

A função de densidade espectral iterativa do processo corretivo  $f_j^C(t)$ , ( $j = 1, 2, \dots, m$ ) é definida por:

$$G_j^C(\omega) = 0 \quad 0 \leq \omega \leq \omega_{lC}, \quad (94)$$

$$G_j^C(\omega_i) = \frac{4\zeta_0}{\omega_i \pi - 4\zeta_0 \omega_{i-1}} \left( \frac{(RSA^{(j)}(\omega_i, \zeta_0))^2 - (RSA^{(f_j^L)}(\omega_i, \zeta_0))^2}{(\eta_{UC}^j(\omega_i, \zeta_0))^2} - \delta\omega \sum_{r=1}^{i-1} G_j^C(\omega_r) \right),$$

$$\omega_{lC} \leq \omega \leq \omega_C$$

em que  $\omega_i = \omega_{lc} + i\Delta\omega$  (usualmente adota-se  $\omega_{lC} \cong 1 \text{ rad/s}$  como o limite inferior no domínio de  $\eta_{UC}$ ),  $\omega_C$  representa a frequência superior de corte a partir do qual os elementos de  $G_j^C(\omega_i)$  podem ser assumidos iguais a zero. Tem-se ainda:

$$\eta_{UC}^{(j)}(\omega_i, \zeta_0, T_s, p = 0, 5) = \sqrt{2 \ln \left\{ 2N_{UC}^{(j)} \left[ 1 - \exp \left[ (-\Delta_{UC}^{(j)})^{1,2} \sqrt{\pi \ln(2N_{UC}^{(j)})} \right] \right] \right\}}, \quad (95)$$

e,

$$N_{UC}^{(j)} = \frac{T_s}{2\pi} \omega_i (-\ln p)^{-1}, \quad (96)$$

$$\delta_{UC}^{(j)} = \left[ 1 - \frac{1}{1 - \zeta_0^2} \left( 1 - \frac{2}{\pi} \arctan \frac{\zeta_0}{\sqrt{1 - \zeta_0^2}} \right)^2 \right]^{1/2}. \quad (97)$$

A precisão da função de densidade espectral de cada termo corretivo é atualizada iterativamente até que o critério de tolerância definido na Equação 88 seja atendido, com a expressão:

$$G_j^C(\omega)|_k = G_j^C(\omega)|_{k-1} \left[ \frac{(RSA^{(j)}(\omega, \zeta_0))^2}{(RSA^{(f_j^L)}(\omega, \zeta_0))^2 + (RSA^{(f_j^C)}(\omega, \zeta_0))^2|_{k-1}} \right], \quad (98)$$

em que  $(RSA^{(f_j^C)}(\omega, \zeta_0))^2|_k$  representa a resposta espectral do termo corretivo determinado na  $k$ -ésima iteração.

Calcula-se então a função densidade espectral evolucionária cruzada espectro compatível de cada iteração como:

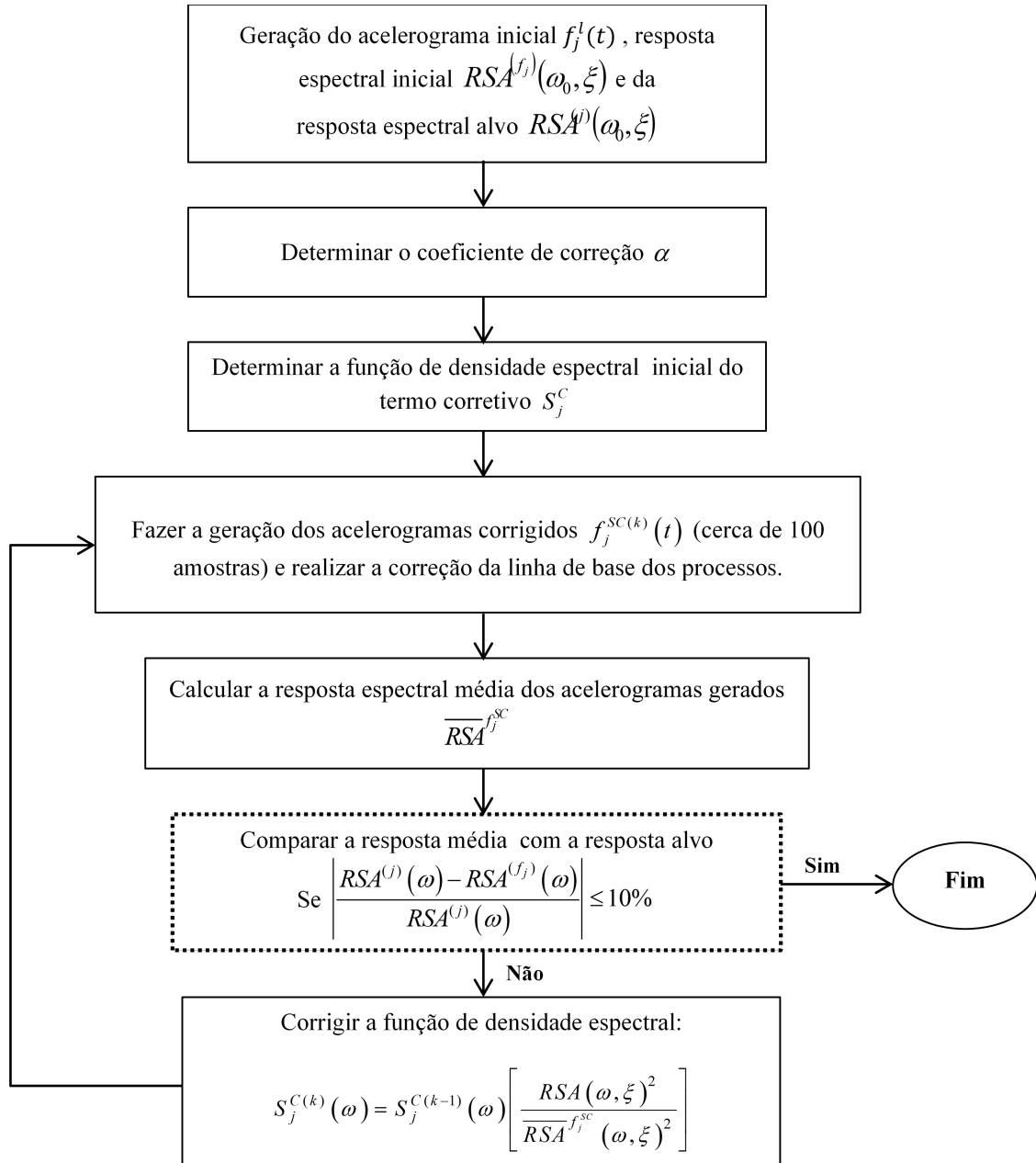
$$S_{jj}^{SC}(\omega, t) = S_{jj}^L(\omega, t) + S_j^C(\omega, t), \quad j = 1, 2, \dots, m \quad (99)$$

$$S_{jk}^{SC}(\omega, t) = \sqrt{S_{jj}^{SC}(\omega, t)S_{kk}^{SC}(\omega, t)}\tau_{jk}(\omega), \quad j, k = 1, 2, \dots, m; \quad j \neq k \quad (100)$$

Assim, o sinal temporal de acelerações espectro compatíveis reflete o comportamento da função de coerência, que pode ser simulado com a Equação 85.

A Figura 46 mostra o fluxograma do algoritmo implementado neste trabalho para geração das amostras espectro compatíveis. Com esta metodologia não é necessário realizar iterações nas amostras individuais geradas, o que é uma das principais vantagens da formulação, uma vez que garante que cada amostra utilizada é Gaussiana.

Figura 46 – Fluxograma do algoritmo para geração de terremotos não estacionários espectro compatíveis.



Fonte: Adaptado de Cacciola (2010).

### 3.5 Processos não estacionários com modelos de variabilidade imposta - distribuição conjunta tempo-frequência aleatória

Uma modificação na metodologia descrita na Seção 3.3 foi proposta por Cacciola e Zentner (2012a) e estudada por Cacciola, D'Amico e Zentner (2014a), Zentner (2014), Zentner (2015), e consiste basicamente em estender o procedimento desenvolvido por Preumont (1984) para simular terremotos artificiais espectro compatíveis não separáveis com várias características não estacionárias. O objetivo dos autores foi de aprimorar a geração de sinais totalmente não estacionários e espectro compatíveis que pudessem representar melhor as variabilidades histórico temporais de eventos naturais, principalmente porque terremotos naturais costumam apresentar distribuições conjuntas de frequência-tempo diferentes entre cada acelerograma, mesmo quando registrados no mesmo local.

Logo, a abordagem com distribuição conjunta aleatória tem o objetivo de simular a variabilidade de sismos naturais na correção iterativa, descrita na Seção 3.4, para tornar os acelerogramas espectro compatíveis. Uma dos modelos mais simples para se contabilizar diversos tipos de não estacionariedades é por meio da função de evolucionária de Clough-Penzien, porém vários estudos já abordaram técnicas para geração de terremotos sintéticos com variabilidade similar aos terremotos naturais, como pode ser consultado em Rezaeian e Kiureghian (2010), Viallet e Humbert (2007), Laurendeau e Cotton (2012).

A partir do estudo adaptado de Preumont (1984), são produzidos terremotos com alto conteúdo de frequências e amplitudes na janela de tempo inicial do sismo, denominada de *strong motion*. Para isso, assume-se uma função de modulação não estacionária e não separável dada por:

$$|A(\omega, t)| = t^\gamma e^{-\alpha(\omega)t}, \quad (101)$$

sendo,

$$\alpha(\omega) = \alpha_0 + \alpha_1\omega + \alpha_2\omega^2, \quad (102)$$

em que  $\gamma$ ,  $\alpha_0$ ,  $\alpha_1$  e  $\alpha_2$  são parâmetros ajustáveis, que podem ser calibrados a partir de sismos naturais. Desta forma, pode-se transformar o espectro evolucionário estacionário em não estacionário pela equação:

$$G_{\dot{u}_g}(\omega, t, \alpha) = \alpha(\omega)^2 |a(\omega, t)|^2 G(\omega) \quad (103)$$

em que  $\omega_j \in [0, \Omega]$  e  $\alpha(\omega_j)$  é uma variável aleatória Gaussiana com média  $\mu_\alpha = \mu_\alpha(\omega_j) = 1$  e desvio padrão  $\sigma_\alpha = \sigma_\alpha(\omega_j)$  definido pela expressão:

$$\sigma_\alpha(\omega_j) = \frac{RSA^{+\sigma}(\omega_j, \zeta_0)}{RSA(\omega_j, \zeta_0)} - 1 \quad \forall \omega_j \in [0, \Omega], \quad (104)$$

em que  $RSA^{+\sigma}(\omega_j, \zeta_0)$  é a resposta espectral média somada ao desvio padrão da mesma. Esta expressão também é válida para  $RSA^{-\sigma}(\omega_j, \zeta_0)$ . A variável aleatória  $\alpha$  é amostrada iterativamente para cada intervalo de frequência e passo de tempo nas tentativas de correção da resposta espectral média, e pode ser atualizada pela expressão:

$$\sigma_\alpha^j(\omega_s) = \frac{RSA^{+\sigma}(\omega_s, \zeta_0)}{\overline{RSA}^{+\sigma(j-1)}(\omega_s, \zeta_0)} \sigma_\alpha^j(\omega_s), \quad (105)$$

em que  $\sigma_\alpha^j(\omega_s)$  e  $\overline{RSA}^{+\sigma(j)}(\omega_s, \zeta_0)$  são o desvio padrão e a resposta espectral média somada ao desvio padrão das amostras simuladas na iteração anterior.

A equação para simulação dos processos estocásticos corrigidos (i.e. acelerações do processo), anteriormente definida na Equação 85, pode ser modificada para:

$$f_j(t) = \sum_{s=1}^N \sqrt{\alpha^j(s\Delta\omega)^2 |a(s\Delta\omega, t)|^2 G^j(s\Delta\omega) \Delta\omega} \cos(s\Delta\omega t + \phi_s^j) \quad (106)$$

sendo o valor da parcela quasi-estacionária  $G^j(s\Delta\omega)$  atualizado com a equação:

$$G^j(s\omega) = G^{j-1}(\omega) \frac{RSA(\omega, \zeta_0)^2}{RSA^{j-1}(\omega, \zeta_0)^2}. \quad (107)$$

Com esta formulação, é possível simular acelerogramas espectro compatíveis que possuem maior variabilidade significativa para representar melhor terremotos naturais. Esta variabilidade, pode ser determinada utilizando informações calibradas a partir de base de dados de sismos ocorridos no local onde se deseja simular os sismos sintéticos.



#### 4 Engenharia sísmica baseada em desempenho ou *Performance Based Earthquake Engineering* (PBEE)

O objetivo principal da engenharia baseada em desempenho é desenvolver métodos para se obter estruturas com desempenhos previsíveis quando sujeitas à terremotos com confiança quantificável. Desta forma, entende-se que o projeto estrutural deve combinar os objetivos de desempenho em diferentes níveis de ameaça sísmica, desde sismos de baixa intensidade com período de recorrência menor, até eventos destrutivos com longo período de retorno (LAGAROS; FRAGIADAKIS, 2011). As diretrizes atuais para aplicação da engenharia baseada em desempenho sísmico são apenas parcialmente baseada em desempenho, uma vez que, delimitam critérios de projeto com base no nível de desempenho de prevenção de colapso e proteção de vida. Os documentos tidos como fundamentais à concepção de engenharia sísmica baseada em desempenho são o FEMA 273, FEMA 283, ATC-40 e SEAOC Vision 2000 (FEMA, 2000; COMARTIN; ROJAHN, ; FEMA, 1996; FEMA, 1997)

No que se considera a primeira fase da PBEE, os critérios de desempenho são considerados de forma determinística, de forma que os parâmetros de engenharia são relacionados à avaliação do desempenho por meio de modelos analíticos, experimentais ou baseados na experiência dos profissionais.

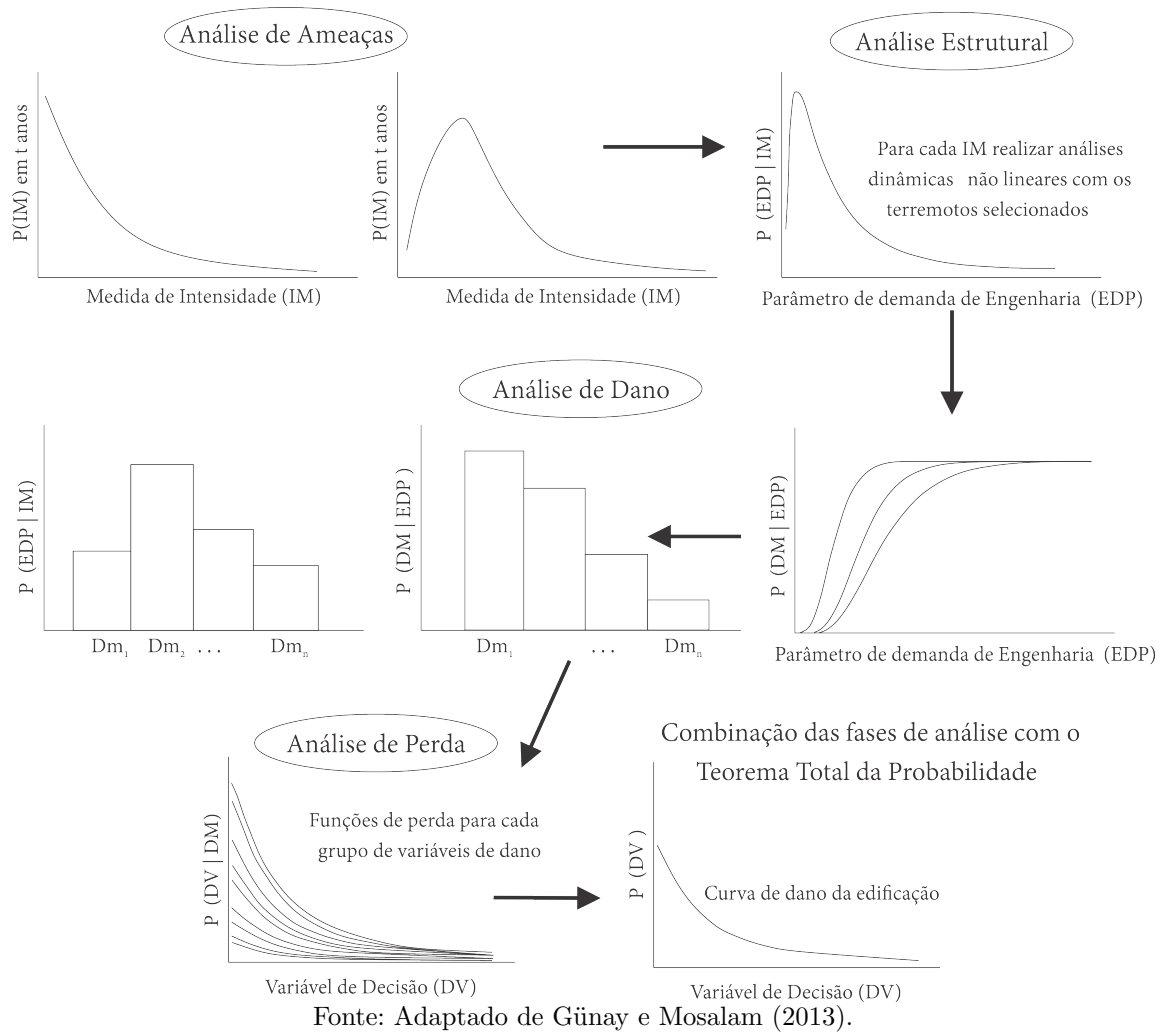
Na segunda geração da PBEE o centro de pesquisas em engenharia sísmica do pacífico (PEER) desenvolveu técnicas mais robustas (FEMA p-58, 2014), quantificando o desempenho com base na estimativa das perdas econômicas, risco de colapso associado ou outros interesses dos envolvidos (FEMA, 2014). Desta forma, a definição de desempenho é tratada de forma rigorosamente probabilística. Na nova geração das metodologias da PBEE as incertezas na intensidade do terremoto, características do sinal sísmico, resposta estrutural, dano, perdas econômicas ou humanas são considerada explicitamente. Mais detalhes na formulação da PBEE podem ser consultados em FEMA (2014), Goulet et al. (2007), Ghobarah (2001), Comartin e Rojahn (), FEMA (1996), Tubaldi, Barbato e Ghazizadeh (2012), Deierlein, Krawinkler e Cornell (2003), FEMA (1997)

A metodologia PBEE consiste em prover técnicas para se calcular de forma probabilística medidas significativas de desempenho da edificação levando em consideração as incertezas de forma integrada. A formulação divide o problema em quatro etapas de análise: ameaça, resposta estrutural, análise de danos e análise de perdas. Detalhes da

metodologia PBEE pode ser verificados na Figura 47, em que se pode notar que da análise de ameaças calculam-se as intensidades (IM), da análise estrutural obtém-se os parâmetros de demanda de engenharia (EDP) que correspondem à resposta da estrutura frente aos níveis de ameaça. Na sequência realiza-se a análise de dano para obtenção das curvas de fragilidade e assim a medida de dano (DM) da edificação, da análise de perdas obtém-se as variáveis de decisão (DV).

Na análise de ameaças leva-se em conta as incertezas envolvidas nos terremotos, como localização, magnitude, nível de atenuação e intensidade. Na análise estrutural, são levadas em consideração as incertezas na resposta estrutural frente ao terremotos (i.e. incertezas nas propriedades mecânicas, materiais utilizados, dimensões, amortecimento) ou ainda pode-se considerar diferenças nas características dos terremotos (diferentes sinais utilizados) para a mesma intensidade de sismo. Na etapa de análise de dano avalia-se o nível de dano correspondente à resposta estrutural, levando em conta incertezas na capacidade estrutural ou no padrão do histórico da resposta mecânica. Na etapa final que consiste na análise de perdas, tratam-se das incertezas na quantificação de prejuízos financeiros ou risco à vida, também pode-se associar níveis de danificação considerados reparáveis nas edificações. Desta forma, a metodologia de PBEE combina a consideração das incertezas de forma consistente, por meio do teorema da probabilidade total, em que o resultado final significa a probabilidade de excedência ( $P$ ) para diversas variáveis de decisão (DV - *decision variables*) durante o ciclo de vida da edificação (FEMA, 2014; GÜNAY; MOSALAM, 2013) .

Figura 47 – Etapas PBEE.



As quatro etapas da metodologia PBEE são combinadas de forma probabilística pela equação,

$$\lambda(DV) = \int \int \int G\langle DV | DM \rangle dG\langle DM | EDP \rangle dG\langle EDP | IM \rangle d\lambda(IM) \quad (108)$$

em que  $G$  representa a função de probabilidades cumulativas,  $dG$  representa uma densidade de probabilidades e  $\lambda$  é a frequência anual de excedência.

O colapso de uma estrutura pode ser verificado tanto a nível local quanto global, na metodologia PBEE, o indicativo de colapso se dá por meio dos parâmetros de demanda de engenharia, (*Engineering Demand Parameters* ou EDPs). Não há uma unanimidade entre os códigos normativos sobre quais parâmetros de demanda devem ser adotados no projeto de estruturas sísmo resistentes. Os parâmetros locais geralmente são: rotação das ligações ou elementos. Os parâmetros globais mais indicados nos códigos normativos como FEMA 356 e EC8 são as razões de deslocamento entre pavimentos (*Interstory Drift Ratio*

ou IDR), deslocamentos de topo do edifício (*Roof Drift Ratio* ou RDR). O Eurocode 8 define apenas parâmetros locais de demanda, os quais se referem apenas às falhas membro a membro, o desempenho quanto à falhas frágeis é verificado se as solicitações de cisalhamento não excedem a capacidade ou resistência ao cisalhamento de cada peça. Para falhas consideradas dúcteis, como as de flexão, o EC8 indica que devem ser verificadas as rotações nas ligações, as quais não devem exceder as rotações limite para cada estado limite avaliado. De modo geral a metodologia do Eurocode consiste em considerar que ocorre falha quando o primeiro elemento estrutural chega ao colapso dúctil ou frágil. A metodologia indicada na FEMA 356 usa parâmetros globais de referência, avaliando mais precisamente a razão de deslocamento entre pavimentos (IDR) (CAMATA, 2018).

#### 4.1 Análise de ameaças

De acordo com o relatório do PEER (MIRANDA; ASLANI, 2003), para que seja possível estimar o desempenho de um edifício a eventos sísmicos, a principal metodologia aplicada é a análise probabilística de ameaça sísmica, (*Probabilistic Seismic Hazard Analysis* ou PSHA) que permite a estimativa da probabilidade anual de excedência de uma determinada intensidade de terremoto em determinado local. Na análise de ameaças trata-se os terremotos de forma probabilística, considerando incertezas na proximidade de falhas tectônicas, recorrência de magnitudes, mecanismos de falha, distância do epicentro, propriedades do solo no local estudado, entre outros. O resultado final da análise de ameaça sísmica é a curva de ameaça, que mostra a variação da medida de intensidade considerada (IM) pela frequência anual de excedência.

As medidas de intensidade são quantidades que capturam as características do sismo em um determinado local. As IMs mais comumente utilizadas são a aceleração de pico do terremoto (*Peak Ground Acceleration* ou PGA), a velocidade de pico (PGV) ou uma ordenada espectral apresentada no período fundamental da estrutura  $S_a(T_1)$ , usualmente a aceleração. Estas medidas são as mais utilizadas, pois a maioria das relações de atenuação disponíveis para análise de ameaça sísmica são desenvolvidas para estes parâmetros (GÜNAY; MOSALAM, 2013). De forma geral, quando se utiliza a PGA como medida de intensidade é necessário realizar mais simulações para obtenção de curvas de fragilidade confiáveis, uma vez que as respostas  $G\langle EDP|IM \rangle$  tendem a apresentar grande

dispersão. A escolha da  $S_a(T_1)$  como medida de intensidade representou um avanço em relação ao uso apenas da PGA, pois as respostas são menos variáveis. A  $S_a(T_1)$  também é a medida de intensidade mais indicada para análise de estruturas que apresentam resposta dinâmica governada pelo primeiro modo de vibração, como edifícios (LU et al., 2012).

A análise de ameaça também envolve a seleção de um número de sinais temporais de terremoto que sejam compatíveis com a curva de ameaça. A quantidade de terremotos selecionados deve ser capaz de oferecer dados estatísticos representativos para uso na etapa de análise estrutural. Por isso os terremotos selecionados devem ser compatíveis com a magnitude, distância epicentral, propriedades do solo e demais parâmetros relevantes à curva de ameaça para determinado valor de IM (GÜNAY; MOSALAM, 2013).

#### 4.2 *Análise estrutural*

A análise probabilística de resposta estrutural sísmica (*Probabilistic Seismic Structural Response Analysis* ou PSSRA) estende a PSHA para realizar a estimativa da probabilidade anual de excedência de um parâmetro de demanda de engenharia denominado (EDP). Geralmente aplicam-se modelos mecânicos não lineares em análise dinâmica para obtenção da resposta estrutural frente à históricos temporais de acelerações ou deslocamentos escalonados em vários níveis de intensidade (IM). Assim se obtém as estatísticas do termo  $dG \langle EDP|IM \rangle$  na Equação 108.

Nesta fase da análise pode-se levar em consideração incertezas nos materiais, dimensões e propriedades da estrutura frente ao diversos IM apresentados pelos terremotos selecionados. Então, para cada histórico de terremoto são realizadas análises dinâmicas não lineares histórico-temporais (*Nonlinear Dynamic Time History Analysis* ou NDTHA) que têm o objetivo de integrar as equações de movimento do sistema em cada passo de tempo a fim de determinar os parâmetros de demanda (EDP) para cada terremoto em cada IM utilizado.

Assim, é fundamental se definir e avaliar os EDPs de interesse, os mais utilizados são os deslocamentos máximos entre pavimentos (IDRs), deformações inelásticas, curvaturas das seções, acelerações nos pavimentos e velocidades (FRAGIADAKIS; PAPADRAKAKIS, 2008; CHARA; NIKOS, 2010).

A escolha do parâmetro de demanda depende essencialmente do tipo de estrutura estudada: para edifícios geralmente se considera o deslocamento máximo entre pavimentos, para edifícios técnicos como laboratórios se utilizam as acelerações no pavimento, em outros casos pode ser utilizado o valor de curvatura dos elementos estruturais, dentre outros. Desta forma, como resultados da análise estrutural obtém-se um ponto para cada terremoto utilizado em cada IM testado, e assim, é possível relacionar os resultados de EDP *versus* IM para posterior construção da curva de fragilidade.

Lee e Mosalam (2006) destacam que a variabilidade na resposta EDP *versus* IM imposta por incertezas consideradas na análise estrutural (materiais e dimensões) é muito menos significativa do que a variabilidade produzida pelo comportamento estocástico das solicitações. Os autores chegaram a esta conclusão realizando uma análise de diagrama de Tornado para um banco de dados com a metodologia de PBEE, e afirmam que em muitos casos é possível poupar o esforços em se considerar incertezas no modelo estrutural. Já Liel et al. (2009), Goulet C, Haselton CB et al. (2006), Celarec e Dolšek (2013), Celik e Ellingwood (2010) mostram que o impacto das incertezas nas variáveis de sistema pode ser significativo. De acordo com Ibarra, Medina e Krawinkler (2005) as incertezas com maior impacto são aquelas que determinam a capacidade última e a resposta pós-pico dos elementos.

O modelo estrutural escolhido para ser utilizado nos estudos de PBEE deve ser capaz de representar bem aspectos como a degradação da rigidez dos elementos causada por grandes deformações ou deslocamentos e também devido a cargas cíclicas que provocam inversão dos sinais dos esforços (DEIERLEIN; KRAWINKLER; CORNELL, 2003). Geralmente se observa colapso estrutural para valores de IM mais altos, e na análise mecânica pode-se caracterizar o colapso quando o algoritmo de resolução do problema global não atinge convergência em determinado passo de tempo ou incremento de carregamento. Uma das ferramentas mais conhecidas e utilizadas para realizar análises de PBEE é a plataforma do PEER OpenSees (MCKENNA; FENVES; SCOTT, 2000), que é capaz de prever o comportamento não linear da estrutura com acúmulo de plasticidade nos nós dos elementos e também simular a remoção de peças para representar de forma mais realista o colapso global ou progressivo da estrutura (TALAAT; MOSALAM, 2009).

### 4.3 Análises de dano

O objetivo da análise de dano é estimar o dano nos componentes ou no sistema como uma função da resposta estrutural. As medidas de dano, (*damage measures* ou DM) são tipicamente definidas em termos do nível de dano correspondente às medidas de reparo que precisam ser consideradas para recuperar os componentes ou a edificação (HASELTON et al., 2007). Goulet et al. (2007) definem as medidas de dano ou estados limites como: leve, moderado e severo. O limite de dano leve é considerado quando é possível realizar reparos estruturais com injeções de epóxi, para limite de dano moderado utiliza-se o encamisamento dos elementos, para dano completo é necessária a substituição do elemento estrutural. Para os elementos não estruturais as medidas de dano são separadas em visíveis e significativas, correspondendo a paredes ou elementos que precisam ser completamente substituídos.

A PBEE como formulada inicialmente nos relatórios FEMA 273 (FEMA, 2000), ATC 40 (COMARTIN; ROJAHN, ) e FEMA 356 (ASCE; FEMA, 2000) quantificava o desempenho estrutural com base na relação entre as deformações nos elementos estruturais e seu impacto qualitativo nos níveis de desempenho ou estados limites delimitados em cada norma. O relatório FEMA 283 caracteriza três níveis de desempenho como *Immediate Occupancy* ou IO, *Life Safety* ou LS e *Collapse Prevention* ou CP. Estes níveis são pontos discretos em uma escala contínua de desempenho esperado de um edifício e quantificam o dano, as perdas econômicas e a interrupção de ocupação que pode ocorrer na edificação.

No nível de desempenho de ocupação imediata (IO), os elementos estruturais apresentam dano limitado, de forma que é seguro continuar habitando a edificação, e quaisquer reparos necessários são pequenos. No nível de segurança à vida (LS), a estrutura segue estável com capacidade resistente reserva e o dano em elementos não estruturais é controlado. No nível de desempenho de prevenção ao colapso (CP), o edifício permanece estável, porém apresentando alto nível de danificação nos elementos.

Os níveis de desempenho podem ser definidos a partir de curvas de *pushover* ou a partir de métricas estabelecidas em códigos normativos, como deslocamentos máximos entre pavimentos para os níveis esperados de projeto. No diagrama de força x deformação de uma rótula plástica típica o limite IO (*immediate occupancy*) marca o início do comportamento inelástico, LS (*Life Safety*) marca o limite em que a seção é capaz de garantir com segurança

a resistência da peça, CP (*collapse prevention*) é caracterizado pela capacidade última da peça. De acordo com o relatório FEMA 283, a maioria das edificações devem apresentar desempenho que não viole o estado limite de proteção à vida, enquanto edificações dedicadas à sociedade como hospitais e abrigos devem apresentar nível de desempenho de ocupação imediata. Porém a confiabilidade com que estas estruturas devem apresentar tais níveis de desempenho não é muito clara nas normas técnicas (FEMA, 1996).

De modo geral, os estados de dano definidos pelo FEMA 356 tendem a ser medidas qualitativas e podem dar margem à diferentes interpretações, pois baseiam-se quase que inteiramente nos critérios de aceitação do desempenho estrutural de componentes ou elementos analisados de forma discreta. Com esta metodologia, não necessariamente se leva em consideração a interação dos componentes estruturais com o desempenho do sistema predial como um todo. Ou seja, torna-se difícil estimar os custos de reparo, a segurança, a usabilidade da edificação após a ocorrência de um sismo diretamente a partir dos níveis de dano estrutural observados elemento a elemento (HASELTON et al., 2007).

Nos estudos de engenharia sísmica baseada em desempenho, uma das questões centrais é a estimativa precisa das curvas ou funções de fragilidade; para sua obtenção é necessário definir a demanda estrutural, a medida de intensidade para os terremotos e as incertezas envolvidas na estimativa da capacidade e da demanda do sistema. Desta forma diversos pesquisadores têm se dedicado ao desenvolvimento de metodologias para estimativa de curvas de fragilidade precisas que sejam capazes de identificar a vulnerabilidade das estruturas frente às demandas sísmicas. Diferentes metodologias para construção das curvas de fragilidade já foram reportadas na literatura, e podem ser classificadas como baseadas na opinião de especialistas, experimentais (VOSOOGHI; SAIIDI, 2012), analíticas, híbridas (KAPPOS; PANAGOPOULOS, 2010; KAPPOS et al., 2006) ou empíricas (BASÖZ; KIREMIDJIAN, 1998; ROSSETTO; ELNASHAI, 2003). Em casos em que não é possível se obter dados de terremotos naturais, foram desenvolvidas curvas de fragilidade baseadas em respostas numéricas estáticas (SHINOZUKA et al., 2000; MOSCHONAS et al., 2009) e dinâmicas (KWON; ELNASHAI, 2010; KARIM; YAMAZAKI, 2003; Serdar Kirçil; POLAT, 2006).

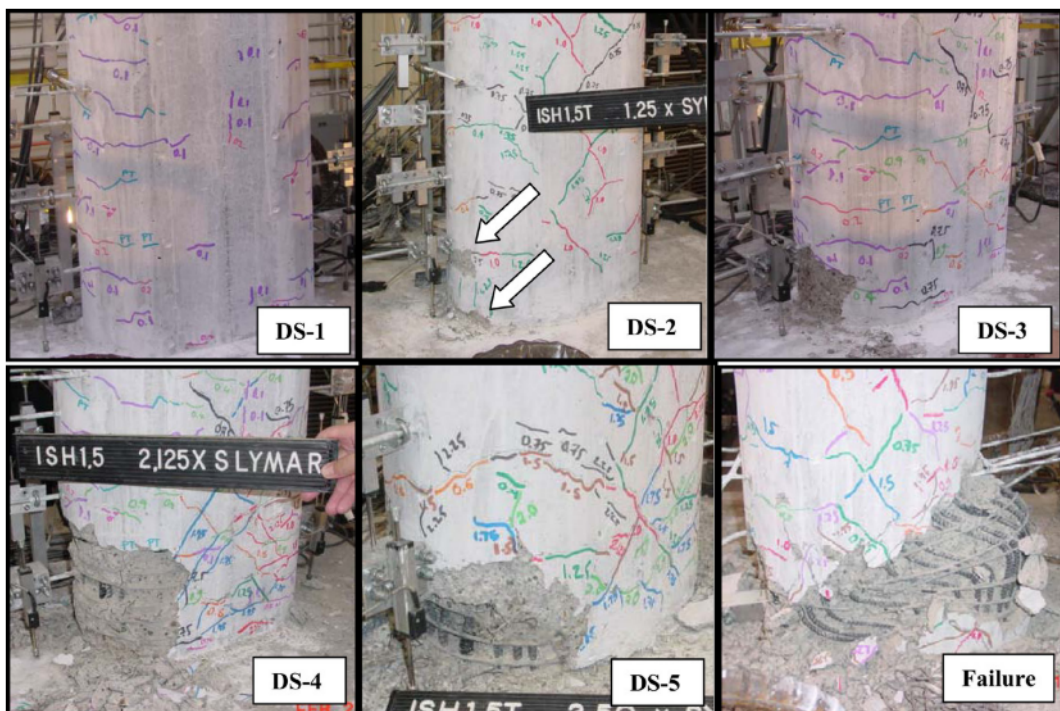
As curvas de fragilidade baseadas na opinião de especialistas são calculadas a partir da estimativa de estatísticas do dano provável quando terremotos de diferentes intensidades ocorrem; as desvantagens deste tipo de curva de fragilidade são as incertezas inerentes às avaliações dos especialistas. As curvas de fragilidade empíricas baseiam-se na observação de



danos estruturais de terremotos passados. As curvas de fragilidade experimentais baseiam-se em resultados de experimentos como de mesas vibratórias. Vosooghi e Saiidi (2012) desenvolveram curvas de fragilidade baseadas em ensaios realizados em mesas vibratórias para 32 pilares de pontes com seções e taxas de armaduras variáveis, com objetivo de relacionar os níveis de dano aparentes com os parâmetros de engenharia globais como máximo *interstory drift* e deslocamentos residuais. Para os 5 estágios de dano definidos pelos autores, conforme a Figura 48, têm-se os seguintes resultados de IDRs nos pilares:

- DS1: Aparecimento de fissuras de flexão, IDR = 1,8%;
- DS2: Início de deslocamento de concreto, IDR = 2,8%;
- DS3: Fissuras e deslocamento de concreto extensivos, IDR = 4,3%;
- DS4: Armadura longitudinal torna-se visíveis, IDR = 6,4%;
- DS5: Falha à compressão ou flambagem dos pilares, IDR = 8,3%;

Figura 48 – Estágios de dano observados em colunas de concreto armado ensaiadas.



Fonte: Vosooghi e Saiidi (2012)

É possível se estimar as curvas de fragilidade com expressões analíticas que aproximam as respostas estruturas por distribuições lognormais e desta forma, pode-se estimar a probabilidade de falha da estrutura mesmo quando há um número limitado de simulações disponíveis. Esta técnica é intitulada *Probabilistic Seismic Demand Model* ou PSDM, que permite descrever sinteticamente a fragilidade de sistemas a partir da estimativa

dos parâmetros de definem a distribuição lognormal (FREDDI et al., 2013; PORTER; KENNEDY; BACHMAN, 2007; FLENGA; FAVVATA, 2021).

O principal resultado da análise de dano é a construção das curvas de fragilidade da estrutura, definidas como a probabilidade condicional de se exceder um estado limite dadas as condições de contorno. Seguindo a notação convencional de confiabilidade, a função de estado limite pode ser escrita como:

$$g(S_a, \Theta) = C - D((S_a, \Theta)) \quad (109)$$

em que  $C$  é a capacidade e  $D$  é a demanda, dado  $S_a$ . A equação de estado limite é dada de tal forma que o evento  $[g(S_a, \Theta) \leq 0]$  denota que a demanda extrapola a capacidade. Desta forma, pode-se escrever a fragilidade do sistema estrutural como,

$$F(S_a) = P[g(S_a, \Theta) \leq 0 | S_a] \quad (110)$$

em que  $P[A|S_a]$  é a probabilidade condicional do evento  $A$  dada a aceleração espectral  $S_a$ .

De uma forma simplificada o procedimento de análise estrutural sísmica consiste em: gerar/selecionar sinais de terremotos de interesse; inserir estes sinais em um modelo de simulação que utilize um modelo mecânico representativo do comportamento real da estrutura estudada; realizar as simulações; pós processar os resultados de acordo com as variáveis de interesse e elaborar as curvas de fragilidade da estrutura. A ideia de se obter curvas de fragilidade de análises sísmicas foi propostas em Kennedy et al. (1980) onde os autores relacionaram de forma probabilística a relação entre a frequência de falha de componentes de usinas nucleares com acelerações de pico de terremotos. De forma geral a curva de fragilidade é expressa como uma função de distribuição lognormal (ZENTNER; GÜNDEL; BONFILS, 2017).

$$P_f(\text{IM}) = \Phi\left(\frac{\ln(\text{IM}) - \ln A_m}{\beta}\right) \quad (111)$$

em que  $\Phi$  é a função de distribuição normal padrão acumulada (CDF),  $A_m$  representa a média da capacidade da estrutura e  $\beta$  é o desvio padrão logarítmico da capacidade da estrutura. A distribuição lognormal é comumente adotada pois é a que se ajusta melhor a uma variedade de dados de falhas de componentes, e também é a distribuição que melhor representa dados de falha global de edifícios. A distribuição lognormal é adequada pois tem densidade de probabilidade zero abaixo do valor de demanda EDP zero, e também é totalmente definida pela estimativa do primeiro e segundo momentos (BECK et al., 2002;

ASLANI; MIRANDA, 2005; KRAWINKLER, 2005). Várias modificações nesta equação podem ser utilizadas, como a consideração da variabilidade provocada por incertezas nos parâmetros da estrutura, diferentes parâmetros de avaliação da capacidade estrutural, entre outros. Wen, Ellingwood e Bracci (2004) propõe a Equação 112 que leva em conta as incertezas apresentadas a cima,

$$F(S_a) \cong 1 - \Phi\left(\frac{\lambda_c - \lambda_{D|S_a}}{\sqrt{\beta_{D|S_a}^2 + \beta_m^2 + \beta_c^2}}\right) \quad (112)$$

em que  $\lambda_c$  representa a capacidade de *interstory drift* e  $\lambda_{D|S_a}$  representa a demanda dada a aceleração espectral no período fundamental da estrutura ( $S_a$ ) em escala logarítmica,  $\beta_{D|S_a}$  e  $\beta_c$  são o desvio padrão logarítmico da demanda e da capacidade, respectivamente,  $\beta_m$  a incerteza na modelagem da estrutura.

#### 4.4 Análise de perdas

A última etapa da metodologia PBEE consiste em converter as informações da análise de dano em variáveis de decisão (DV) finais que possam ser utilizadas por um engenheiro de estruturas no projeto ou na tomada de decisão sobre um projeto, ou seja, a análise de dano modela a probabilidade de perdas para os parâmetros de dano DMs. Em estruturas sem projeto sismo-resistente a probabilidade de colapso é alta e desta forma as variáveis de decisão refletem a reconstrução do edifício, o tempo de reparo, o risco de ocorrerem fatalidades. A quantificação de fatalidades depende diretamente da taxa de ocupação e tipo da estrutura, além da localização, para se realizar buscas ou salvamentos, logo é mais complexa de se determinar.

A maioria dos edifícios projetados em regiões sismicamente ativas apresentam níveis de dano menos severos e mais graduais que ocorrem para terremotos com tempo de recorrência menor. Nestes casos a estimativa de perdas pode ser feita diretamente por meio de cronogramas e orçamentos das obras de reparo. Nestes casos a maior dificuldade encontra-se em quantificar as incertezas nas perdas, uma vez que os resultados das DVs dependem diretamente das incertezas que tem correlação com as medidas de dano (DMs).

#### 4.5 Análise não-linear estática tipo *Pushover*

Análises não-lineares de *Pushover* ou o método de espectro de capacidade oferecem uma visão contínua e completa do comportamento estrutural, mostrando as etapas elásticas, inelásticas de escoamento e colapso final da estrutura sob custo computacional baixo.

Em análises estáticas de *pushover* (*Static Pushover Analysis* ou SPO), a estrutura é sujeita incrementalmente à cargas laterais monotônicas que representam as forças inerciais sísmicas. Estas análises requerem menor custo computacional do que análises não lineares dinâmicas, e são capazes de fornecer informações importantes sobre a capacidade do sistema, oferecendo uma visão contínua e completa do comportamento estrutural mostrando as etapas elásticas, inelásticas de escoamento e colapso final da estrutura. As limitações das análises *pushover* são relacionadas às hipóteses assumidas para a representação de estruturas reais, como a equivalência do comportamento de estruturas com múltiplos graus de liberdade à sistema de um grau de liberdade, uma vez que modos de vibração superiores não são considerados na análise *pushover*, mas podem contribuir à resposta dinâmica estrutural. Como alternativas à análise usual estática foram propostos diferentes métodos para aplicação de análises dinâmicas de *pushover*, entre elas destacam-se o método de capacidade espectral indicado no ATC-40, o método dos coeficientes de deslocamento apresentados no ASCE-41, o método de aceleração-deslocamento da N2 method adotado pelo Eurocode 8 (LAGAROS; FRAGIADAKIS, 2011).

Análises de *pushover* que usam o primeiro modo de vibração da estrutura como padrão de carregamento são válidos para estruturas com período fundamental de até 1 segundo. Para estruturas com períodos mais longos sugere-se realizar análises de *pushover* que considerem múltiplos modos de vibração. A influência de modos mais altos na demanda sísmica depende das características do terremoto e também das propriedades do sistema estrutural, uma vez que as características dinâmicas da resposta da estrutura são afetadas diretamente pelo conteúdo de frequências das solicitações.

Uma análise de *pushover* define a resistência de um edifício a carregamentos laterais como função dos deslocamentos característicos derivados de uma análise estática inelástica. A curva *pushover* é geralmente representada pelo esforço cortante total na base do edifício *versus* o deslocamento de topo. Nas análises *pushover* é fundamental a consideração da variação de distribuição das forças inerciais ao longo da altura do edifício, as quais

provocam alterações nos atributos modais à medida que o sistema se move do estado elástico para inelástico.

#### 4.6 Incremental Dynamic Analysis (IDA)

A análise incremental dinâmica, do inglês *Incremental Dynamic Analysis* ou IDA, é uma análise paramétrica que acessa a capacidade global de colapso de uma estrutura plotando sua resposta máxima inelástica a partir de uma análise não linear dinâmica versus a intensidade escalonada de várias entradas de terremotos.

É utilizada para determinar a capacidade de uma estrutura ao colapso global e é uma metodologia amplamente utilizada, sendo indicada nos manuais FEMA 274, 283, 356. Basicamente consiste em impor à estrutura sismos escalonados e fazer uma análise no tempo, integrando as equações de movimento para obtenção da resposta em deslocamentos, tensões e forças do sistema. Para Vamvatsikos e Cornell (2002), os objetivos principais da IDA incluem:

- Compreensão do alcance das demandas de resposta *versus* os potenciais níveis de intensidade dos sismos;
- Trazer informações sobre as implicações estruturais de eventos sísmicos mais raros e intensos;
- Inferir sobre as mudanças na natureza e comportamento estrutural, a medida que a intensidade dos eventos sísmicos aumenta, i.e. mudanças no padrão de deformações de acordo com a altura da estrutura, evolução da degradação da rigidez e resistência de acordo com a magnitude do terremoto;
- Produzir estimativas da capacidade dinâmica global do sistema estruturas;
- Entender quão estável uma estrutura é sob diversos sinais de terremotos em comparação a uma análise de um único terremoto isoladamente.

A IDA, também conhecida como *pushover* dinâmico envolve uma série de simulações dinâmicas não lineares realizadas sob sismos escalonados, de forma que suas medidas de intensidade (IMs) sejam escolhidas de modo a varrer todo o espectro de resposta da estrutura, desde o regime elástico ao inelástico, e até que o sistema entre em colapso. O objetivo é de se obter as variáveis de estado ou medidas de dano (DMs) para cada nível IM

dos sismos escalonados. As informações resultantes mostram a resposta estrutural *versus* a intensidade do evento sísmico (DM x IM) (VAMVATSIKOS; Cornell, 2002).

As incertezas envolvidas na representação dos terremotos são as mais significativas e complexas de se modelar, por isso estas só podem ser tratadas por meio de simulação de Monte Carlo. Para contornar o obstáculo do alto custo computacional de realizar milhares de simulações com históricos de terremotos, Vamvatsikos e Cornell (2002) propuseram o uso de análises IDA, que é uma das metodologias mais utilizadas em estudos de PBEE.

## 5 Metodologia

A metodologia deste trabalho consiste no desenvolvimento de ferramentas computacionais para análise de vulnerabilidade de estruturas de concreto armado solicitadas por sismos. Para descrição do comportamento mecânico é utilizando o modelo de dano concentrado (MDC) que é capaz de representar os efeitos não lineares em estruturas reticuladas. O MDC considera o comportamento histerético dos elementos com desenvolvimento e evolução de dano e plasticidade no aço e no concreto. Com esta finalidade foi desenvolvido código próprio em linguagem Fortran a partir da formulação desenvolvida por Flórez-López, Marante e Picón (2014). O código foi validado na Seção 2.3.

Na avaliação das curvas de fragilidade sísmica foram utilizados sinais de terremotos sintéticos gerados artificialmente com processos estocásticos totalmente não-estacionários que são transformados em sinais espectro compatíveis com as respostas espectrais alvo definidas pelas normas internacionais (ASCE, 2018; European Committee for Standardization, 2003). O método de representação espectral desenvolvidos por Shinozuka e Deodatis (1988), Deodatis (1996a) foi aplicado para geração de terremotos não estacionários e a metodologia iterativa apresentada por Cacciola (2010), Cacciola e Deodatis (2011), Cacciola e Zentner (2012a), Cacciola, D'Amico e Zentner (2014a) foi implementada para tornar os acelerogramas gerados espectro-compatíveis.

Na sequência, são realizadas análises estáticas de *Pushover* e análises incrementais dinâmicas (IDA) em dois pórticos planos de concreto armado. As análises de *Pushover* são utilizadas para avaliar a precisão do modelo mecânico de dano concentrado na estimativa das força cortantes resistentes máximas e dos deslocamentos de topo produzidos nos pórticos. As análises incrementais dinâmicas (IDA) são aplicadas para estimativa das curvas de fragilidade das estruturas, que representam a probabilidade de que a resposta estrutural exceda um determinado estado limite para diversas intensidades de terremotos. A partir dos resultados da IDA avalia-se a influência das seguintes variáveis nas curvas de fragilidade:

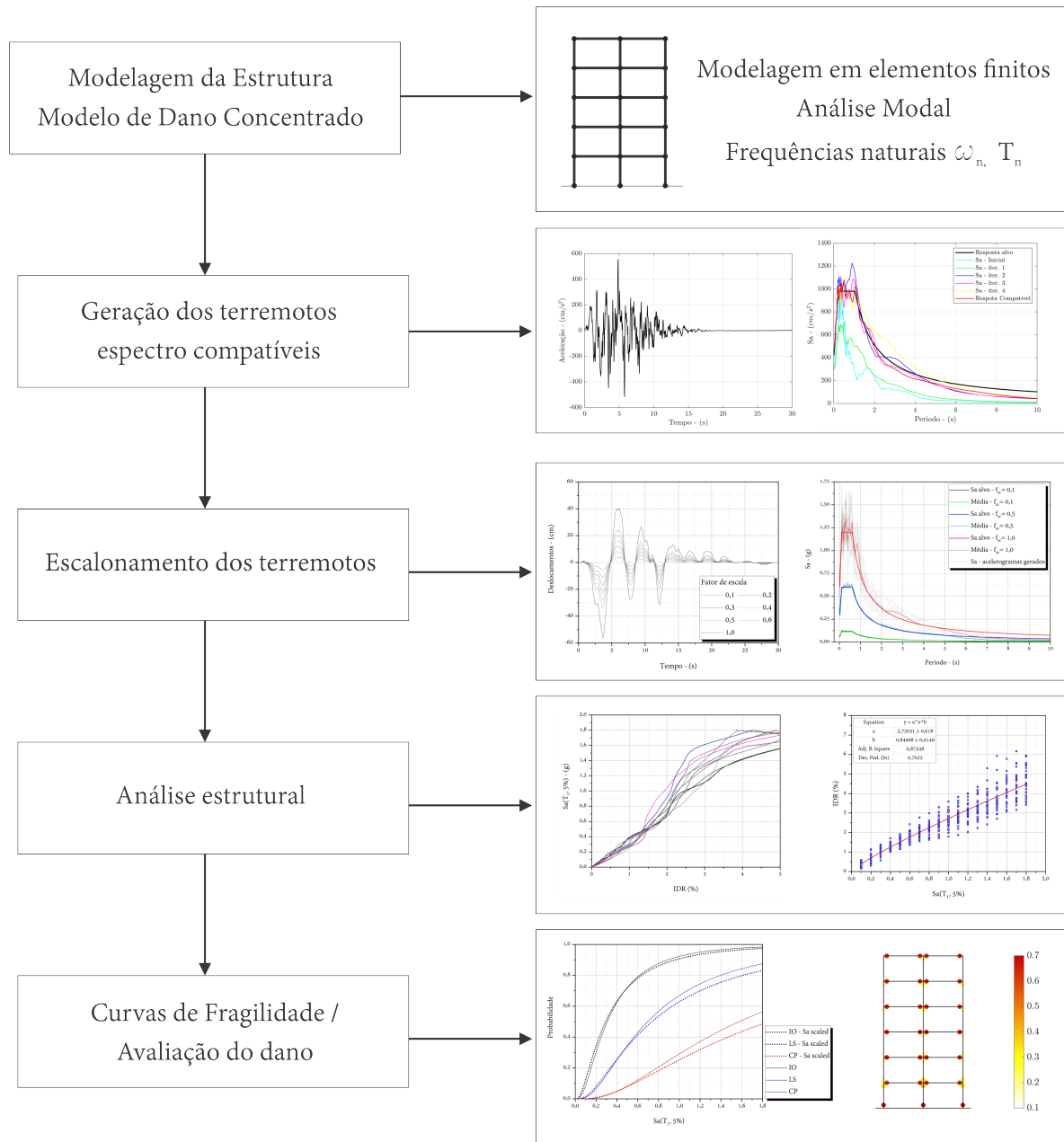
- Técnicas de escalonamento dos sinais de terremoto: método 1 - acelerogramas escalonados, método 2 - aceleração espectral alvo escalonada;

- Utilização de terremotos artificiais com distribuição conjunta tempo-frequência aleatória x aplicação de terremotos sintéticos com distribuição conjunta determinística;
- Modelos de colapso simplificados, a partir da identificação dos mecanismos ou modos de falha do pórtico com base nos mapas de dano observados;
- Avaliação das curvas de fragilidade escritas em termos dos índices de dano dos elementos que governam os modos de falha de sistema;
- Comparação das curvas de fragilidade calculadas utilizando os *interstory drifts* como parâmetros de engenharia (EDPs) x índices de dano como EDPs.

Este trabalho foca na realização das etapas de análise estrutural e análise de dano da metodologia de PBEE. A Figura 49 ilustra as principais fases do desenvolvimento do trabalho.



Figura 49 – Fluxograma do trabalho realizado.



Fonte: Autoria própria.

De forma detalhada, a sequência de atividades desenvolvidas no trabalho são:

- Desenvolvimento do código de análise estrutural dinâmica utilizando elementos finitos com dano concentrado;
- Validação e comparação dos resultados numéricos obtidos do modelo mecânico implementado com modelos experimentais e numéricos de outros autores (Seção 2.3);
- Desenvolvimento do código computacional para geração de terremotos totalmente não estacionários, espectro compatíveis com distribuição conjunta tempo-frequência determinística ou aleatória (Capítulo 3 e Seção 5.1.3);

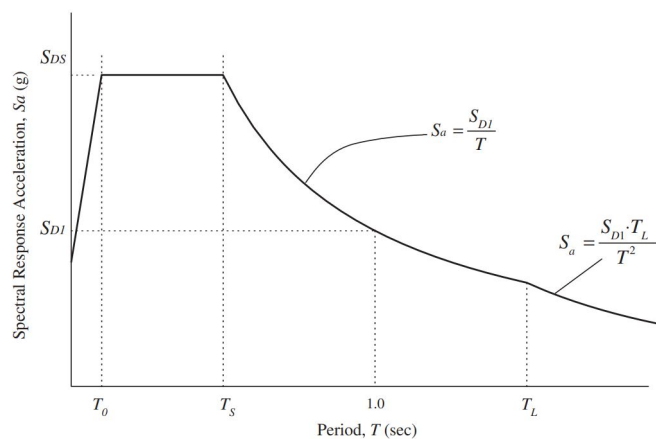
- Validação dos algoritmos desenvolvidos para geração de terremotos (Seção 5.1.1);
- Modelagem das estruturas estudadas e realização da análise de *pushover* e comparação com as curvas *pushover* de outros autores;
- Geração do número de amostras de terremotos necessárias de acordo com o tipo de solo, espectro alvo escolhido e técnica de escalonamento utilizada;
- Realização das simulações IDA para obtenção dos dados utilizados como parâmetros de demanda da estrutura (i.e. *interstory drift* (IDR), índices de dano nos nós de cada elemento);
- Pós-processamento dos resultados da IDA para construção das curvas de fragilidade;
- Pós-processamento dos resultados de índice de dano nos elementos para identificação dos modos de falha apresentados nos edifícios.
- Avaliação das curvas de fragilidade que utilizam os índices de dano como parâmetro de engenharia.

## 5.1 Geração de terremotos

### 5.1.1 Geração de terremotos não estacionários e espectro compatíveis

Para geração dos terremotos, o espectro de resposta definido na norma americana ASCE (2018), foi tomado como resposta alvo, conforme Figura 50. Segundo o código ASCE/SEI 7-16 (ASCE, 2018), os acelerogramas utilizados são compatíveis se apresentarem resposta de aceleração espectral no máximo 10% diferente da resposta alvo.

Figura 50 – Resposta espectral alvo.



Fonte: ASCE (2018)

A resposta espectral de acelerações  $S_a$  para períodos menores que  $T_0$  é definida por

$$S_a = S_{DS}(0.4 + 0.6)\frac{T}{T_0}. \quad (113)$$

Para períodos entre  $T_0$  e  $T_S$ ,

$$S_a = S_{DS}. \quad (114)$$

Para períodos entre  $T_S$  e menores que  $T_L$ ,

$$S_a = S_{D1}/T. \quad (115)$$

Períodos maiores que  $T_L$ , assume-se

$$S_a = \frac{S_{D1}T_L}{T^2}. \quad (116)$$

Nas equações 113 - 116,  $T$  é o período fundamental da estrutura em segundos,  $T_0 = 0.2(S_{D1}/S_{DS})$ ,  $T_s = S_{D1}/S_{DS}$ ,  $T_L$  é o período de transição para o período longo.  $S_{DS}$  é o parâmetro para aceleração espectral para períodos curtos,  $S_{D1}$  é o parâmetro de projeto para períodos longos, sendo  $S_{D1} = S_{M1}$  e  $S_{DS} = S_{MS}$ . Os parâmetros de projeto de aceleração espectral para período curto ( $S_{DS}$ ) e para 1 segundo ( $S_{D1}$ ) são definidos por,

$$S_{DS} = \frac{2}{3}S_{MS} \quad (117)$$

$$S_{D1} = \frac{2}{3}S_{M1} \quad (118)$$

em que  $S_{MS}$  e  $S_{M1}$  são definidos de acordo com o local, como:

$$S_{MS} = F_a S_s, \quad (119)$$

$$S_{M1} = F_v S_1. \quad (120)$$

em que  $S_s$  é o parâmetro do máximo terremoto considerado mapeado para aceleração espectral em períodos curtos e  $S_1$  é equivalente a  $S_s$  para aceleração espectral no período de 1 segundo. Estes parâmetros devem ser determinados de 0,2 segundos a 1 segundo do espectro de resposta, com a restrição de que  $S_1$  seja menor ou igual a 0.04 e  $S_s$  seja menor ou igual a 0.15. As Tabelas 4 e 5 apresentam os valores dos coeficientes  $F_a$  e  $F_v$  dados na norma americana (ASCE, 2018).

Tabela 4 – Coeficiente  $F_a$  - períodos curtos

Classe do local	$S_S \leq 0,25$	$S_S = 0,5$	$S_S = 0,75$	$S_S = 1,0$	$S_S = 1,25$	$S_S \geq 1,5$
A	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
B	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9
C	1,3	1,3	1,2	1,2	1,2	1,2
D	1,6	1,4	1,2	1,1	1,0	1,0
E	2,4	1,7	1,3	1,2	1,2	1,2
F	-	-	-	-	-	-

Fonte: ASCE (2018)

Tabela 5 – Coeficiente  $F_v$  - períodos longos

Classe do local	$S_S \leq 0,15$	$S_S = 0,2$	$S_S = 0,35$	$S_S = 0,4$	$S_S = 0,55$	$S_S \geq 0,6$
A	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
B	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
C	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5	1,4
D	2,4	2,2	2,0	1,9	1,8	1,7
E	4,2	-	-	-	-	-
F	-	-	-	-	-	-

Fonte: ASCE (2018)

### 5.1.2 Escalonamento de terremotos

Após a geração dos sinais de terremotos a serem utilizados como *input* na IDA, é necessário escalonar os sinais para diferentes níveis de intensidade sísmica, definida pela aceleração espectral correspondente ao período igual ao período fundamental da estrutura considerada. Com objetivo de avaliar a diferença nas funções de fragilidade geradas a partir de técnicas de escalonamento distintas, dois métodos de escalamento são testados:

- Método 1: Escalonamento de acelerogramas. Esta é a metodologia utilizada usualmente na IDA tradicional, na qual gera-se um conjunto de acelerogramas iniciais espectro compatíveis, que em seguida são normalizados, dividindo-os pela aceleração correspondente ao período fundamental da estrutura no espectro de resposta alvo. Com os acelerogramas normalizados realiza-se o escalonamento para diferentes níveis de intensidade de aceleração no período fundamental da estrutura. Nesta metodologia são utilizados os mesmos históricos temporais com único conteúdo de frequências

e padrão de deslocamentos na IDA, variando apenas as acelerações máximas para cada IM.

- Método 2: Escalonamento da resposta espectral. Esta metodologia é proposta neste trabalho, tendo em vista que, ao se utilizar geração artificial de terremotos, é relativamente simples e eficiente gerar novos acelerogramas para cada nível de intensidade sísmica necessária. Assim, **propõe-se gerar um novo conjunto de acelerogramas para cada intensidade de terremoto**, de forma que as respostas temporais e conteúdo de frequências são sempre diferentes para cada histórico. O escalonamento é realizado na resposta alvo dos códigos normativos utilizada para transformar os terremotos artificiais em compatíveis. O espectro de acelerações é escalonado para as diferentes intensidades de aceleração, correspondente ao período igual ao primeiro período da estrutura.

### 5.1.3 Terremotos gerados para as análises IDA

#### Sinais com distribuição conjunta tempo-frequência determinística

Para os exemplos desta tese foram gerados sinais de terremotos artificiais compatíveis para um edifício localizado na Califórnia em solo tipo D, nas coordenadas 38.123° Norte (Latitude 38.123°) e 121.123° oeste (Longitude -121.123°). As variáveis para construção do espectro de resposta alvo adotadas são:

$$F_a = 1.293 \quad (121)$$

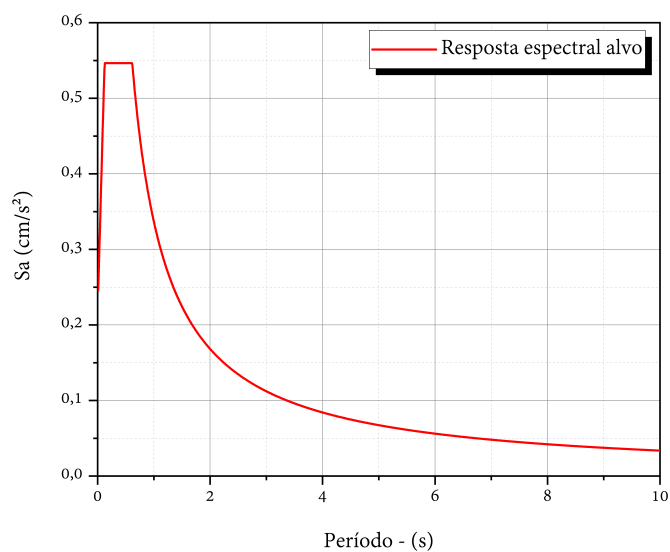
$$F_v = 1.856 \quad (122)$$

$$S_s = 0.634g \quad (123)$$

$$S_1 = 0.272g \quad (124)$$

em que  $S_s$  e  $S_1$  são as acelerações espectrais mapeadas para períodos curtos e longos respectivamente,  $F_a$  e  $F_v$  são os coeficientes do terreno para períodos curtos e longos, a depender do tipo de solo considerado. A Figura 51 apresenta o espectro alvo construído. Foram gerados terremotos com duração de 30 segundos e passo de tempo  $dt = 0,01s$ .

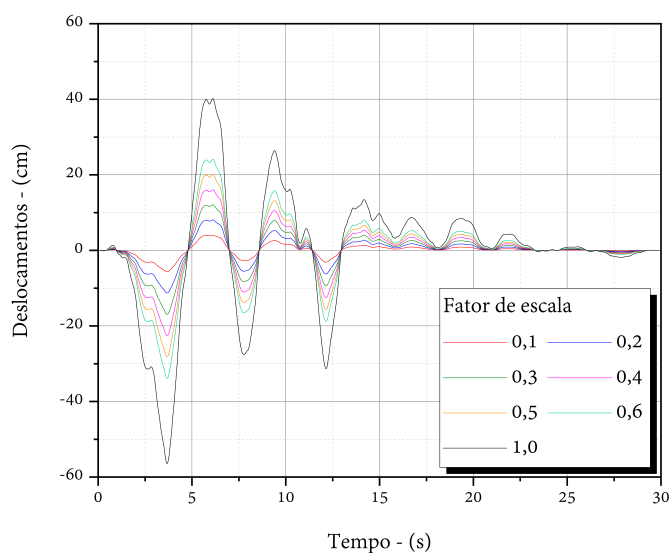
Figura 51 – Resposta espectral alvo para o solo estudado.



Fonte: Autoria própria.

A etapa seguinte consiste na geração e escalonamento dos terremotos artificiais. A Figura 52 apresenta os deslocamentos horizontais calculados a partir de um acelerograma escalonado pelo método 1. Nota-se que, para cada fator de escala, os deslocamentos são crescentes, mantendo o mesmo conteúdo de frequências do sinal e o mesmo padrão de resposta temporal.

Figura 52 – Deslocamentos escalonados gerados a partir de acelerogramas artificiais.

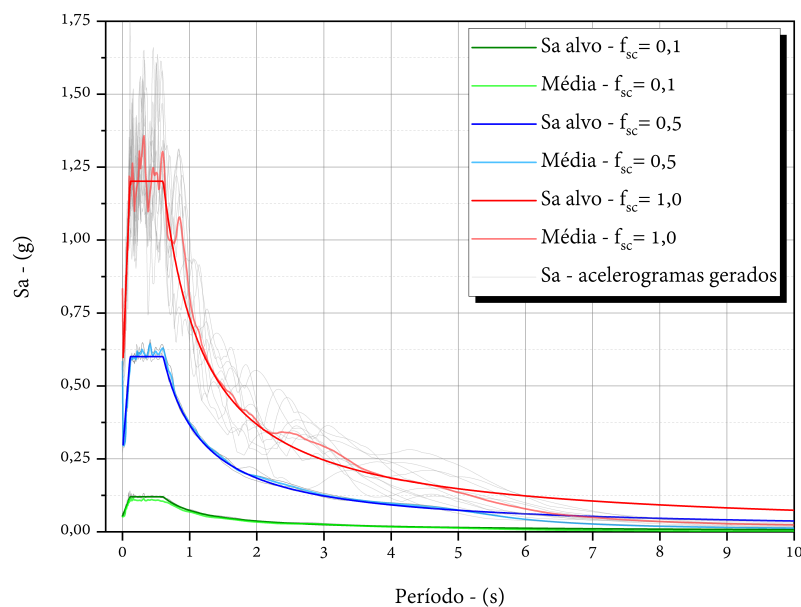


Fonte: Autoria própria.

Na Figura 53 mostram-se algumas respostas espectrais alvo escalonadas e as respostas espectrais compatíveis dos terremotos gerados, ilustrando a utilização do método

2. Nesta metodologia, a cada terremoto gerado têm-se históricos temporais de acelerações e deslocamentos únicos na entrada no modelo mecânico.

Figura 53 – Resposta espectral de acelerações dos acelerogramas gerados artificialmente e escalonados.



Fonte: Autoria própria.

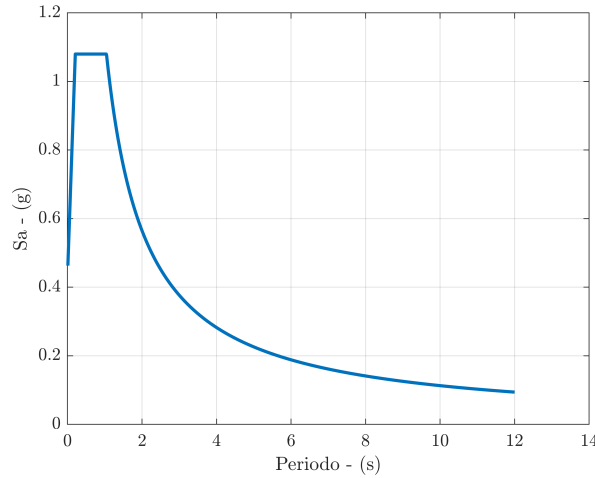
Nas IDAs realizadas para comparação dos métodos de escalonamento foram testados diferentes tamanhos de amostras de terremotos, contendo 10 e 50 sinais, gerados e escalonados para níveis de intensidade de aceleração de  $0,1g$  a  $1,8g$  para o pórtico de 6 pavimentos e de  $0,1g$  a  $1,3g$  para o pórtico de 8 pavimentos.

Terremotos com distribuição conjunta tempo-frequência aleatória

Foram testados também os modelos de geração de terremotos sintéticos abordados nas Seções 3.2, 3.4 e 3.5, em que se considera uma variabilidade imposta na função de densidade espectral de potência utilizada para geração dos acelerogramas.

Neste caso de estudo, escolheu-se gerar terremotos para um solo rígido tipo D localizado na Califórnia - EUA (latitude:  $37,8315^\circ$ , longitude:  $-112,4181^\circ$ ) considerando razão de amortecimento de 5% na para resposta espectral. Adotou-se,  $S_{MS} = 1,62$ ,  $S_{M1} = 1,69$ ,  $T_L = 12$ ,  $S_S = 1,5$ ,  $V_{S30} = 260$  com o espectro de resposta alvo dado pela Figura 54.

Figura 54 – Resposta espectral alvo - solo na Califórnia.



Fonte: ASCE (2018)

A função espectral evolucionária de Clough Penzien foi utilizada para simular os terremotos, dada por:

$$G_{\ddot{u}_g}(\omega, t) = a_1 t^{a_2} \exp(-a_3 t^{a_4}) \frac{1 + 4\zeta_g^2(t) \left(\frac{\omega}{\omega_g(t)}\right)^2}{\left\{1 - \left(\frac{\omega}{\omega_g(t)}\right)^2\right\}^2 + 4\zeta_g^2(t) \left(\frac{\omega}{\omega_g(t)}\right)^2} \frac{\left(\frac{\omega}{\omega_f(t)}\right)^4}{\left\{1 - \left(\frac{\omega}{\omega_f(t)}\right)^2\right\}^2 + 4\zeta_f^2(t) \left(\frac{\omega}{\omega_f(t)}\right)^2}. \quad (125)$$

Os parâmetros da Eq. 125 foram calibrados por Fan e Ahmadi (1990) para representar as características não estacionárias do terremoto El Centro de 1940 e são adotados como:

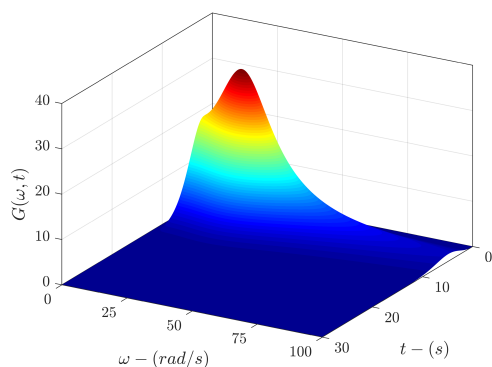
$$\omega_g(t) = \pi(3 + 19.01(e^{-0.0625t} - e^{-0.15t})) \quad (126)$$

Os demais parâmetros adotados foram:  $\omega_f(t) = 0,1 \omega_g(t)$ ,  $\zeta_g = \zeta_f = 0,6$ ,  $a_1 = 2,2064$ ,  $a_2 = 1,85$ ,  $a_3 = 0,13$ ,  $a_4 = 1,58$ . As funções evolucionárias de Clough-Penzien obtidas utilizando as equações descritas na seção 3.4 e com as equações que consideram distribuição conjunta tempo-frequência aleatória (seção 3.5) são mostrados na Figura 55.

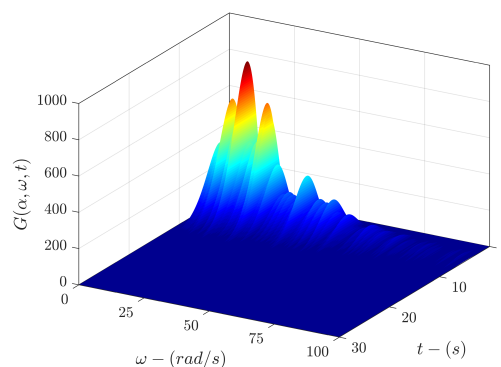


Figura 55 – Modelo evolucionário de Clough-Penzien para representar o terremoto El Centro.

(a) Modelo evolucionário de Clough-Penzien não estacionário  $G(\omega, t)$



(b) Modelo evolucionário de Clough-Penzien com distribuição conjunta tempo-frequência aleatória -  $G(\omega, t, \alpha)$

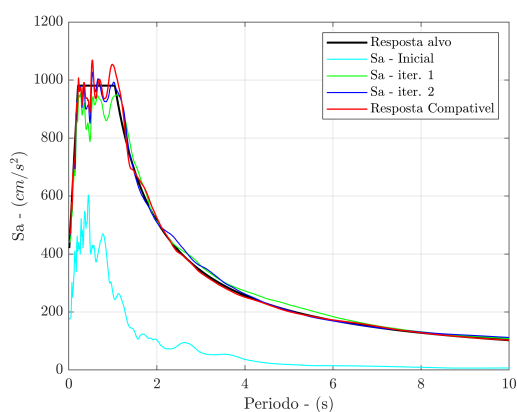


Fonte: Autoria própria.

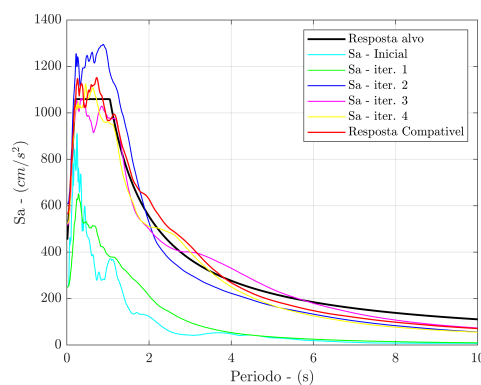
Os terremotos gerados têm duração de movimento intenso de 10 segundos e duração total de 30 segundos. As respostas espectrais de aceleração obtidas iterativamente até a convergência com a resposta alvo são mostradas na Figura 56.

Figura 56 – Processo iterativo de convergência da resposta espectral de acelerações.

(a) Modelo não estacionário



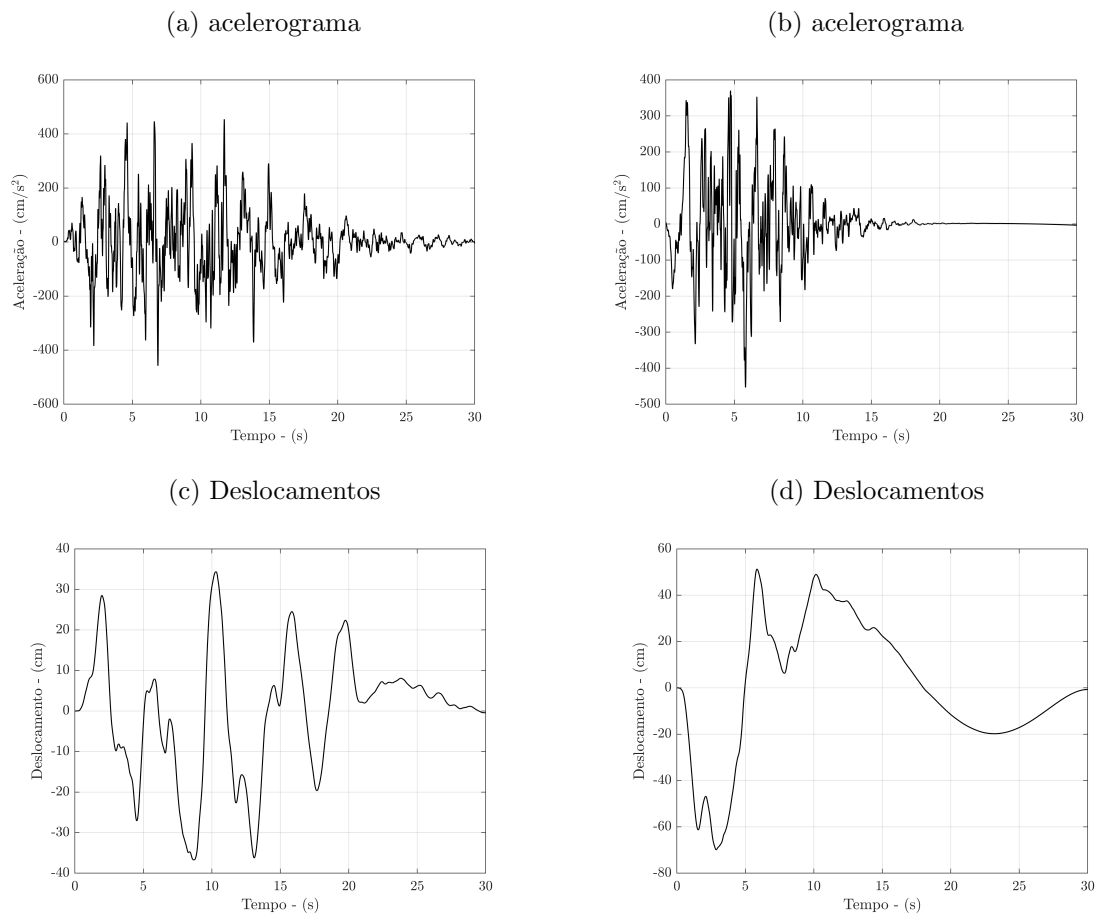
(b) Modelo com distribuição conjunta tempo-frequência aleatória



Fonte: Autoria própria.

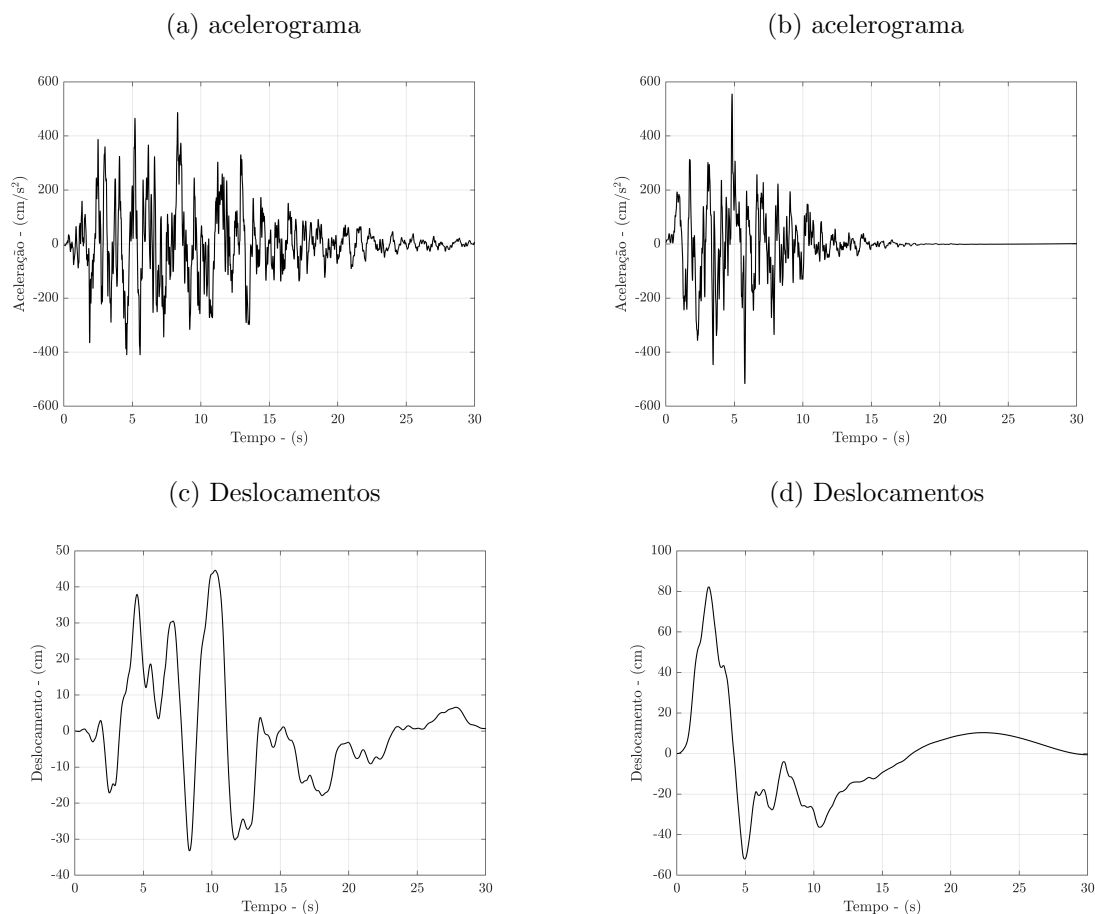
As Figuras 57 e 58 comparam amostras de acelerogramas e históricos temporais de deslocamentos espectro compatíveis obtidos a partir da duas formulações.

Figura 57 – Históricos temporais, a) e c) Modelo não estacionário; b) e d) Modelo com distribuição conjunta tempo-frequência aleatória.



Fonte: Autoria própria.

Figura 58 – Históricos temporais, a) e c) Modelo não estacionário; b) e d) Modelo com distribuição conjunta tempo-frequência aleatória.



Fonte: Autoria própria.

Nota-se que nos modelos com distribuição conjunta aleatória, a função de densidade espectral de potência torna-se mais não estacionária nos instantes de tempo e intervalos de frequências iniciais, o que resulta em maiores amplitudes e frequências altas na fase de movimento intensa do terremoto, refletindo no comportamento dos acelerogramas e históricos de deslocamentos nas Figuras 57, 58. Também pode-se perceber que são necessárias mais iterações até a convergência da resposta espectral calculada com a alvo.

## 5.2 Cálculo das curvas de fragilidade

A construção de curvas de fragilidade analíticas é muito vantajosa, uma vez que não é necessário realizar um número tão grande de simulações para obtenção das probabilidades. Neste contexto, é necessário que análises dinâmicas não lineares sejam realizadas para diversas intensidades de terremotos, de modo a representar a influência que a variabilidade

registro a registro impõe na resposta estrutural. A metodologia mais usual é a de análises dinâmicas incrementais (IDA).

De forma geral, os parâmetros chaves a serem definidos a partir das IDAs são a mediana e o desvio padrão da variável utilizada como parâmetro de demanda de engenharia, para cada intensidade de terremoto testada. A partir desses parâmetros, é possível se estimar a função de distribuição cumulativa de probabilidade, e assim, estima-se a probabilidade de que a demanda estrutural ultrapasse um dado estado limite de capacidade de desempenho em cada IM.

Entre as formas de se estimar a mediana e dispersão dos resultados das IDAs, as mais comuns são o método do momento, método da estimativa de probabilidade máxima, método dos percentis e baseado em modelos probabilísticos de demanda sísmica (PSDM - *probabilistic seismic demand model*). As curvas de fragilidade também podem ser estimadas de forma empírica, quantificando o número de simulações com falhas em relação ao total de simulações realizadas.

Neste trabalho são explorados os métodos empírico, do momento e baseado na análise PSDM com regressão linear e bilinear para construção das curvas de fragilidade que utilizam os índices de dano como parâmetros de demanda de engenharia.

### 5.2.1 Método Empírico

O método empírico para obtenção da função de probabilidade cumulativa consiste em contabilizar as simulações que excedem a capacidade do estado limite, em relação ao número total de simulações realizadas em cada IM, i.e.

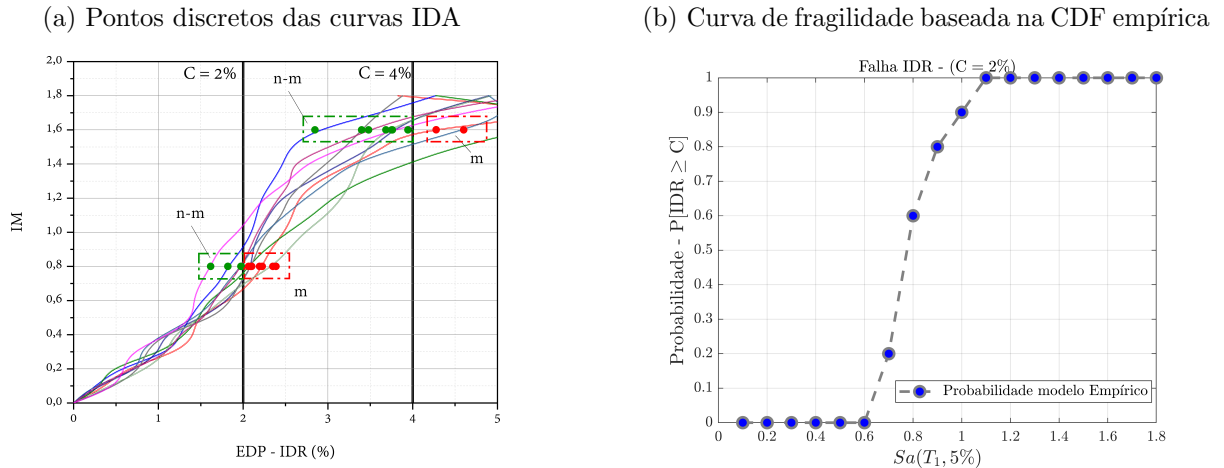
$$P[EDP \geq C] = \frac{m}{n} \quad (127)$$

em que  $m$  é o número de simulações em que o EDP excede a capacidade  $C$  e  $n$  é o número total de simulações realizadas para a intensidade IM.

A Figura 59 apresenta a seleção dos pontos e a curva de fragilidade resultante do método empírico. Nota-se que as funções de fragilidade são descritas por pontos discretos. Esta metodologia apresenta maior eficiência quando se realizam um grande número de simulações para cada IM. Vale notar que a curva empírica serve de referência às demais metodologias e neste trabalho somente se aplica às análises com escalonamento realizado

com o método 1, já que no método 2 com geração de novos terremotos para cada IM, pode-se chegar a resultados incoerentes de probabilidade empírica.

Figura 59 – Metodologia para obtenção dos pontos discretos da curva de fragilidade com o método empírico.



### 5.2.2 Método do Momento

No método do momento, assume-se que a distribuição dos resultados de EDPs para cada intensidade de terremoto têm distribuição lognormal e desta forma é possível estimar a mediana e a dispersão como estatísticas móveis na resposta das análises incrementais. A partir do ajuste para distribuição lognormal é possível calcular a função de densidade de probabilidades e estimar a probabilidade de se exceder o nível de capacidade para cada intensidade de medida (PORTER; KENNEDY; BACHMAN, 2007).

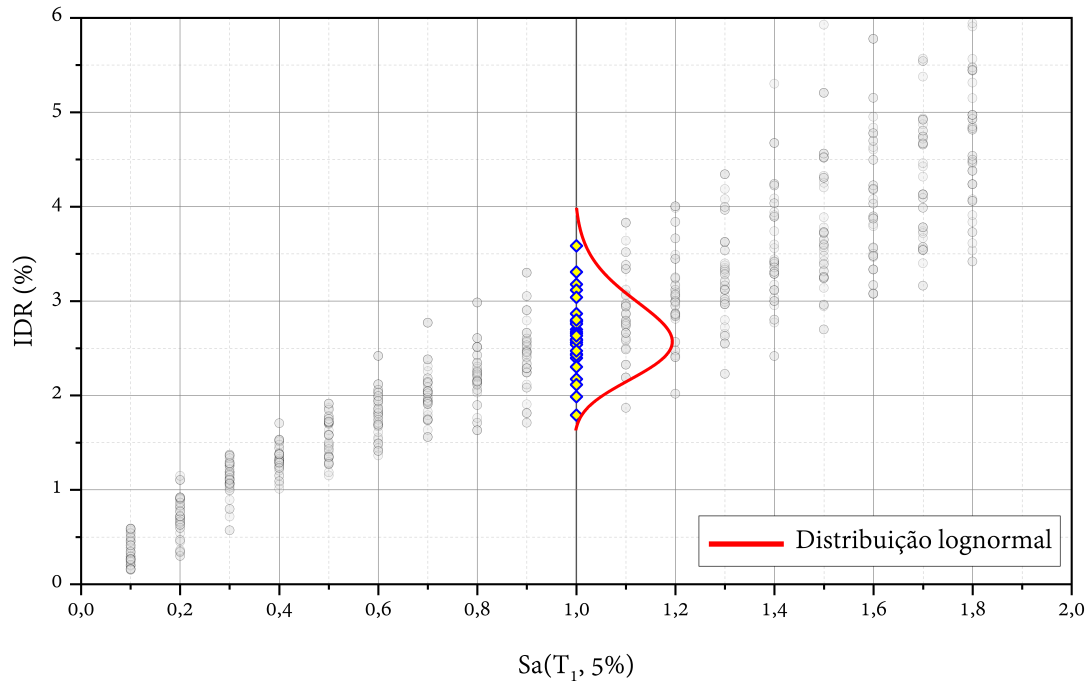
No método do momento as probabilidades calculadas também são pontos discretos e pode-se realizar uma interpolação para construção completa da curva de fragilidade. A mediana  $\mu$  e a dispersão  $\beta$  móveis podem ser calculados analiticamente como,

$$\mu = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n \ln(\text{EDP}) \quad (128)$$

$$\beta = \sqrt{\frac{1}{n-1} \sum_{i=1}^n \ln(\text{EDP}/\mu)} \quad (129)$$

em que  $n$  é o número de simulações realizadas para cada IM. A Figura 60 ilustra a hipótese de distribuição lognormal dos EDP para cada IM testada.

Figura 60 – Hipótese de distribuição lognormal.



Fonte: Autoria própria.

A determinação da probabilidade de excedência dos níveis de desempenho pode ser calculada diretamente para cada ponto discreto, como:

$$P[\text{EDP} \geq C] = \Phi\left(\frac{\mu(\text{IM}) - \ln(C(\text{IM}))}{\beta(\text{IM})}\right) \quad (130)$$

O método do momento têm como vantagem a descrição de medianas e dispersões diferentes para cada medida de intensidade, porém com pontos discretos da curva de fragilidade, é necessário simular terremotos em diversos níveis de IM, para obtenção da curva completa de fragilidade.

### 5.2.3 PSDM com Regressão Linear e Bilinear

Cornell et al. (2002) foram os primeiros a relacionar as intensidades de terremoto aos parâmetros de engenharia de forma fechada, assim, a variação da demanda estrutural para uma ampla variedade de terremotos pode ser descrita por modelos de regressão conhecidos como modelo probabilístico de demanda sísmica (PSDM). Comumente se utilizam regressões lineares nos resultados das análises incrementais dinâmicas transformadas para o espaço lognormal, porém em casos em que os parâmetros de engenharia tem resposta muito não-linear podem-se aplicar regressões bilineares para estimativa das estatísticas da

demanda estrutural com maior precisão (RAMAMOORTHY; GARDONI; BRACCI, 2006; TUBALDI; FREDDI; BARBATO, 2016; FREDDI et al., 2013). As seguintes hipóteses são utilizadas para aplicação da análise probabilística de demanda:

1. Distribuição lognormal dos resultados da análise incremental dinâmica;
2. Existência de lei de potência que descreve a mediana da demanda estrutural para relacionar EDP x IM;
3. Consideração de desvio padrão logarítmico constante ao longo das intensidades de terremoto utilizadas (IMs) - *Homoscedasticity assumption*.

As curvas de fragilidade construídas a partir da PSDM dependem da obtenção de uma lei de regressão para representação da mediana e do cálculo da dispersão logarítmica da resposta de demanda sísmica. Neste trabalho, adotou-se a equação proposta por Celik e Ellingwood (2010) para cálculo das curvas de fragilidade, dada por,

$$P_f[D | IM \geq C | IM] = 1 - \phi\left(\frac{\ln(\hat{C}/\hat{D})}{\sqrt{\beta_{D|IM}^2 + \beta_C^2 + \beta_M^2}}\right) \quad (131)$$

em que  $\hat{C}$  é a mediana da capacidade estrutural para o estado limite considerado,  $\hat{D}$  é a média da demanda estrutural,  $\beta_C$ ,  $\beta_{D|IM}$  e  $\beta_M$  são as dispersões da capacidade, da demanda e das incertezas epistêmicas de modelagem, respectivamente. A mediana da demanda estrutural pode ser definida como um lei de potência para regressão nos dados obtidos da IDA, na forma de:

$$\hat{D} = a (IM)^b \quad (132)$$

em que  $a$  e  $b$  são coeficientes constantes obtidos da regressão. Neste trabalho não foram consideradas incertezas na capacidade estrutural e epistêmicas, desta forma, pode-se simplificar a Equação 131 para,

$$P_f[D | IM \geq C | IM] = 1 - \phi\left(\frac{\ln(C)/\ln(a (IM)^b)}{\beta_D}\right) \quad (133)$$

em que  $C$  o valor determinístico de capacidade do estado limite. O desvio padrão da demanda pode ser estimado como,

$$\beta_D \cong \frac{\sum(\ln(\text{EDP}_i) - \ln(a IM^b))^2}{N - 2} \quad (134)$$

Utilizando a transformação para espaço lognormal, pode-se simplificar o cálculo da mediana da demanda estrutural para uma regressão linear,

$$\ln(\text{EDP}|IM) = b \ln(IM) + \ln(a) \quad (135)$$

em que  $a$  e  $b$  são os coeficientes da regressão linear no espaço lognormal. Desta forma, a curva de fragilidade pode ser calculada por

$$P[D | IM \geq C | IM] = 1 - \phi \left( \frac{\ln(C) - \ln(a (IM)^b)}{\beta_d} \right) \quad (136)$$

A depender do parâmetro de engenharia escolhido e do grau de não-linearidade dos resultados, a regressão linear pode não descrever suficientemente bem a mediana dos dados da IDA, nestes casos pode-se utilizar uma lei de regressão bilinear. Utilizando a regressão bilinear na PSDM tem-se duas equações de retas que devem convergir em um ponto de inflexão para definição da mediana da demanda estrutural. O cálculo da dispersão também é feito separadamente para cada segmento de reta. Deve-se observar que a curva de fragilidade obtida a partir da análise PSDM bilinear apresenta uma descontinuidade no ponto de inflexão adotado, a visualização desta descontinuidade depende da diferença entre as dispersões calculadas para cada segmento de reta.

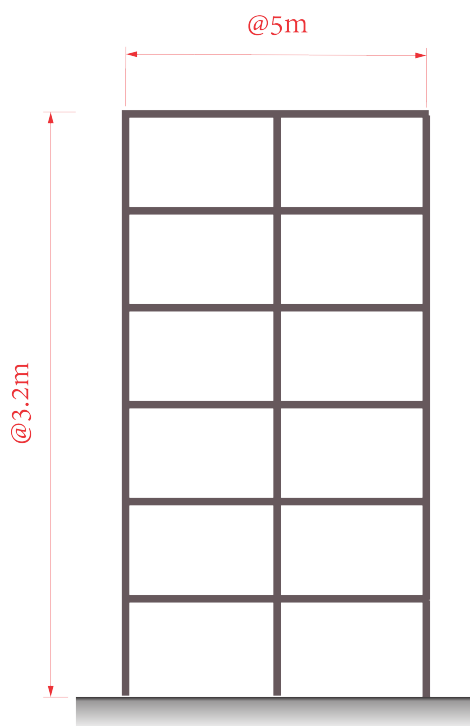
Neste trabalho são testadas a validade das hipóteses 1, 2, e 3 assumidas nas análises PSDM considerando como EDP os máximos *interstory-drifts* dos pórticos e também os índices de dano dos elementos que governam os mecanismos de colapso identificados. Nos exemplos deste trabalho foi aplicado o modelo de dano concentrado considerando apenas evolução de dano à flexão, uma vez que os pórticos estudados são constituídos inteiramente por elementos esbeltos.



## 6 Resultados: pórtico de 6 pavimentos

O pórtico estudado é uma parte do sistema estrutural de um edifício de 6 pavimentos simulado anteriormente por Dhir et al. (2020). Trata-se de um pórtico de concreto armado com geometria definida conforme a Figura 61. A resistência característica à compressão do concreto é de 25 MPa e a resistência à tração do aço é de 415 MPa. O edifício do qual este pórtico faz parte é simétrico em planta e elevação. As dimensões das seções transversais dos pilares e vigas, assim como as armaduras utilizadas em cada elemento, estão detalhadas na Tabela 6. O período fundamental da estrutura é de 0,74 s e foi calculado por análise modal.

Figura 61 – Pórtico de concreto armado de 6 pavimentos.



Fonte: Adaptado de Dhir et al. (2020)

Tabela 6 – Seção transversal e detalhes de armadura

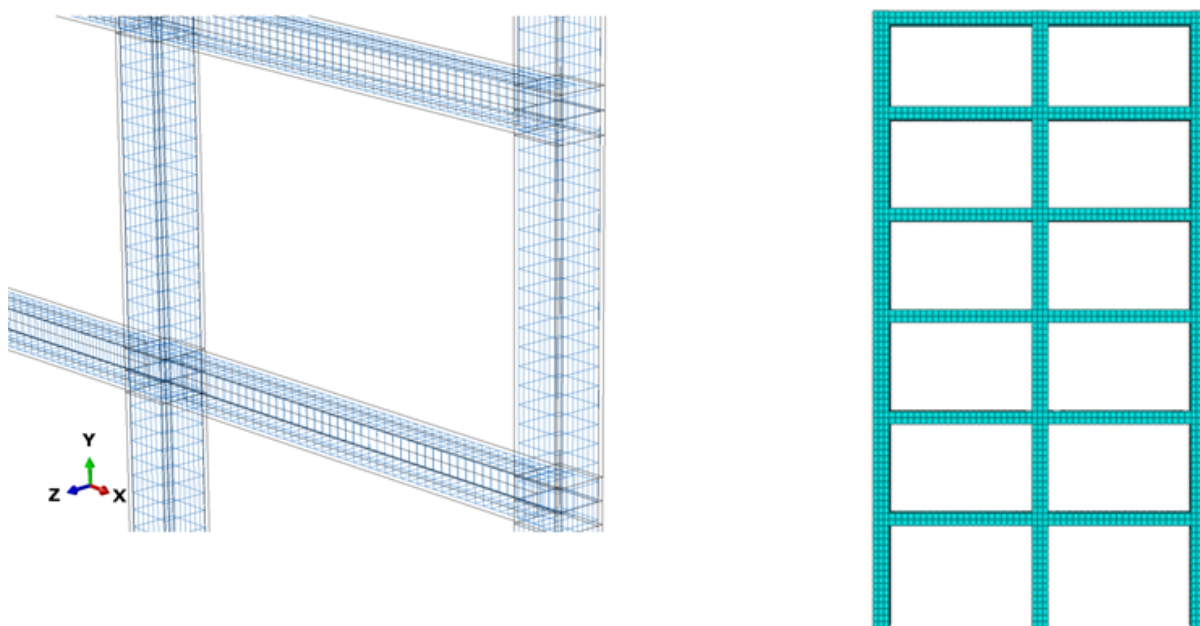
Elem.	Pav.	Base(mm)	Alt.(mm)	As. pos.	As. Neg.	As. Trans.
Viga	1	400	400	7 $\phi$ 16mm	11 $\phi$ 20mm	$\phi$ 8mm c/ 100mm
Viga	2-6	400	400	3 $\phi$ 16mm	5 $\phi$ 20mm	$\phi$ 8mm c/ 100mm
Pilar	1-6	500	500	9 $\phi$ 20mm	9 $\phi$ 20mm	$\phi$ 8mm c/ 160mm

Fonte: Adaptado de Dhir et al. (2020)

### 6.1 Análise de Pushover

Inicialmente, é realizada uma análise de *pushover* estática no pórtico com intuito de estimar a força cortante máxima resistente e deslocamentos de topo correspondentes. É também efetuada uma comparação da resposta mecânica da simulação de *pushover* pelo modelo de dano concentrado com um modelo de dano distribuído do *Concrete Damage Plasticity model* (CDP), disponível no Abaqus (SMITH, 2009), com objetivo de se verificar a precisão do modelo de dano concentrado. A discretização no modelo de dano concentrado foi feita considerando um elemento para cada peça estrutural de viga e pilar, contando assim com apenas 30 elementos finitos de 2 nós cada. A discretização no modelo de dano contínuo foi realizada com elementos sólidos (C3D8) que representam o concreto e elementos tridimensionais de treliça (T3D2) para o aço, considerando-os perfeitamente embutidos no concreto, conforme Figura 62.

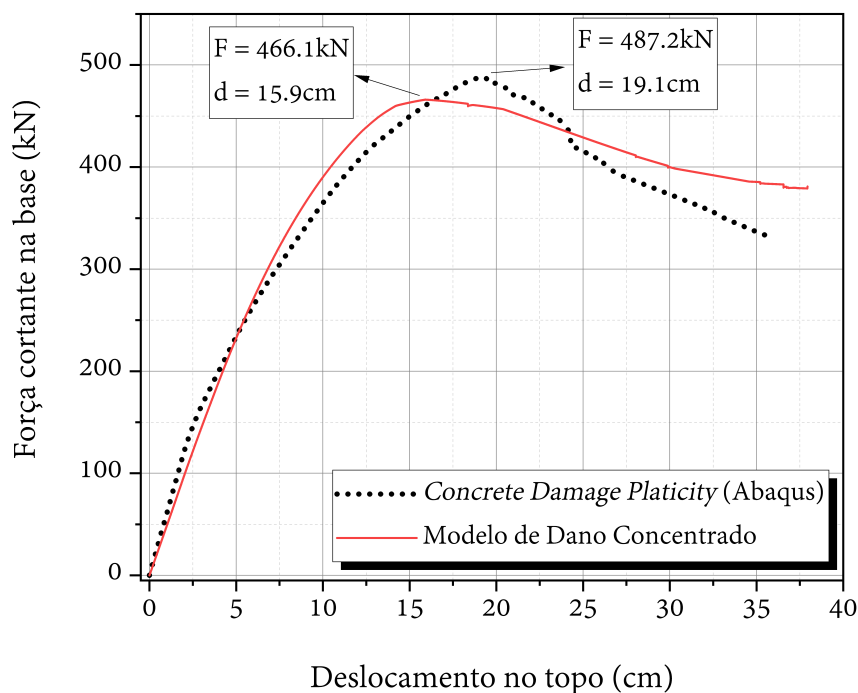
Figura 62 – Discretização no Abaqus.



Fonte: Autoria própria.

Na simulação do ensaio de *pushover* foram aplicadas cargas horizontais incrementalmente obedecendo o padrão do primeiro modo de vibração da estrutura. A Figura 63 compara a curva de *pushover* para o pórtico estudado pelos dois modelos não-lineares.

Figura 63 – Análise de *pushover* do edifício de 6 pavimentos.



Fonte: Autoria própria.

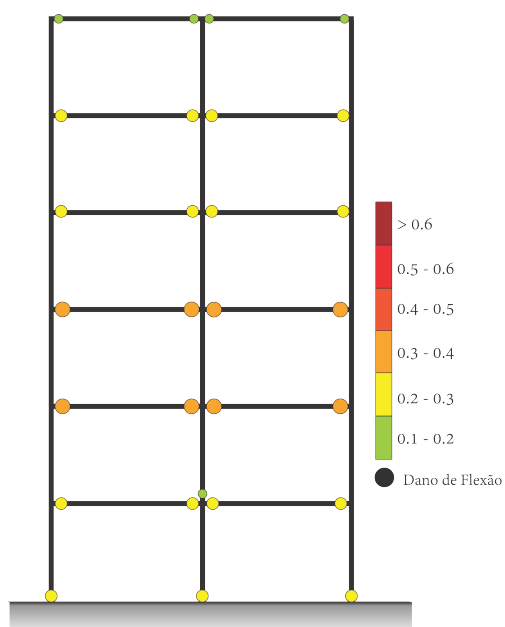
Nota-se satisfatória correspondência entre os valores máximos de cortante na base e deslocamentos no topo do pórtico obtidos a partir dos dois modelos mecânicos. Isto indica que o modelo de dano concentrado, é capaz de representar o comportamento observado em modelos de danos distribuídos para estruturas com desenvolvimento de dano e plasticidade sob carregamentos laterais. A Figura 63 apresenta os mapas de dano obtidos para os esforços cortantes máximos e últimos da análise de *pushover*, utilizando o modelo de dano concentrado.

A Figura 65 apresenta os valores de dano à tração para o esforço cortante último da análise de *pushover* com o modelo de dano distribuído - CDP.

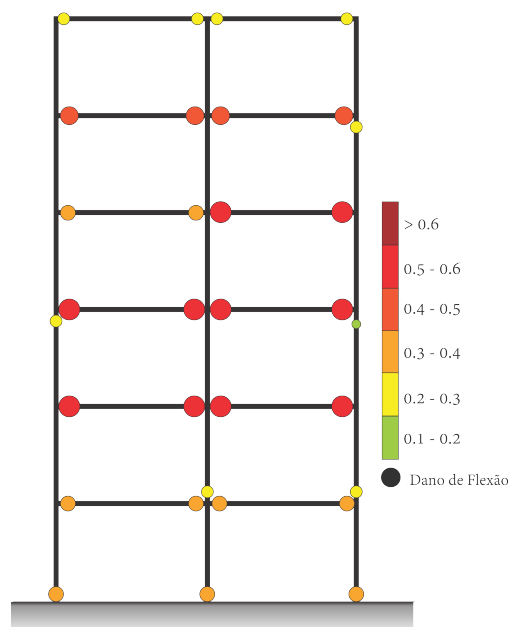
Comparando as Figuras 64 e 65 observa-se correspondência entre os padrões de danificação da estrutura, com evolução de dano concentrado principalmente nos nós das vigas do pórtico, bem como na base dos pilares do primeiro pavimento.

Figura 64 – Mapa de dano para o edifício de 6 pavimentos obtidos a partir da análise de *pushover* com o modelo de dano concentrado.

Mapa de Dano - Análise de Pushover  
para Cortante Máxima

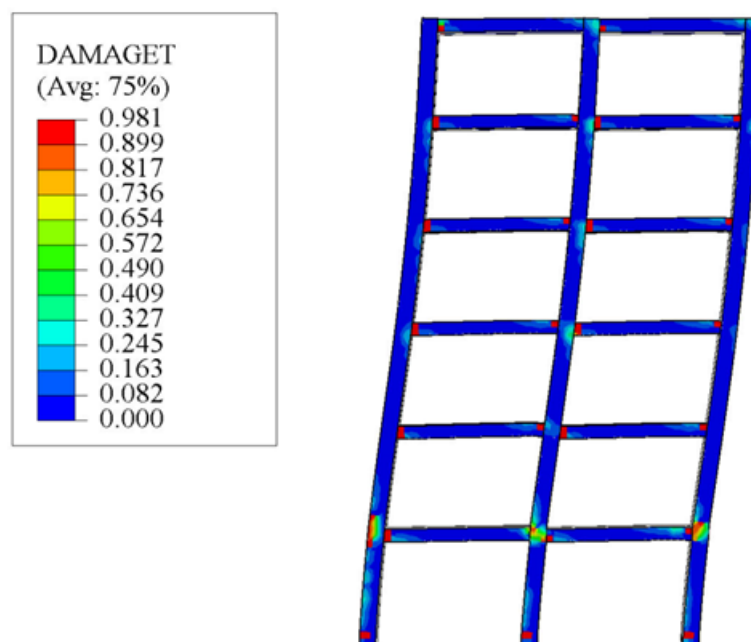


Mapa de Dano - Análise de Pushover  
para Cortante Última



Fonte: Autoria própria.

Figura 65 – Dano à tração para o edifício de 6 pavimentos obtidos a partir da análise de *pushover* com o modelo CDP do Abaqus.

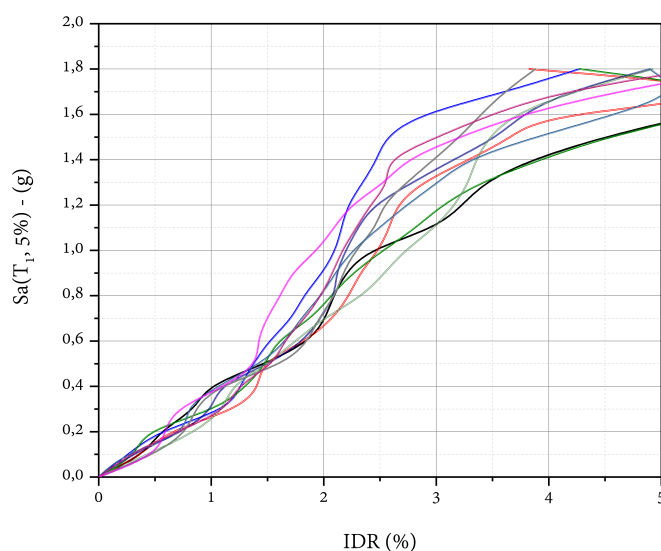


Fonte: Autoria própria.

## 6.2 Comparação entre as técnicas para escalar os terremotos na Análise Incremental Dinâmica - IDA

Para o pórtico de 6 pavimentos é realizada análise incremental dinâmica para construção das curvas de fragilidade sob solicitações de terremotos. Inicialmente é feita uma avaliação da influência dos métodos de escalonamento apresentados na Seção 5.1.2 na resposta das curvas de fragilidade. A Figura 66 apresenta os resultados da análise incremental obtidos a partir de 10 amostras de terremotos escalonados pelo método 1. Os sinais de terremoto utilizados foram gerados de acordo com a o descrito na seção 5.1.1. Destaca-se que as curvas IDA geradas a partir do método 2 não são de interesse, uma vez que, não se tratam do mesmo conjunto de acelerogramas.

Figura 66 – Curvas IDA - acelerogramas escalonados pelo método tradicional.

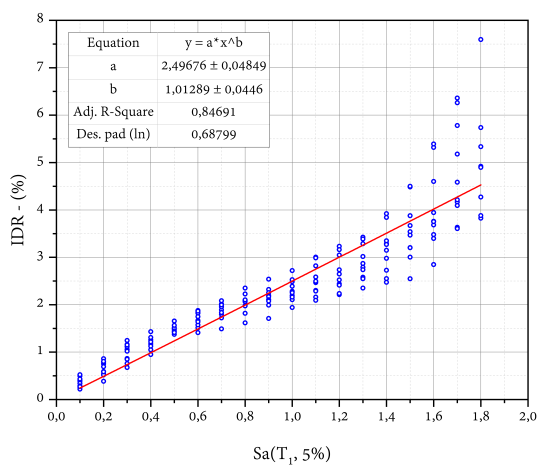


Fonte: Autoria própria.

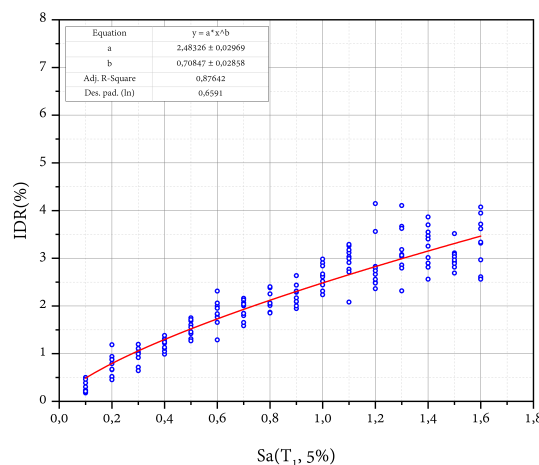
A Figura 67 apresenta a análise probabilística de demanda (PSDM) com as regressões de potência adotadas nos resultados da análise incremental. O parâmetro de engenharia adotado é o máximo *interstory drift* (IDR) do pórtico para cada terremoto testado nos diferentes níveis de intensidade sísmica ( $Sa(T_1, 5\%)$ ).

Figura 67 – Regressão de potência nos resultados da IDA - Análise PSDM (10 terremotos).

(a) Método 1 - acelerogramas escalonados.



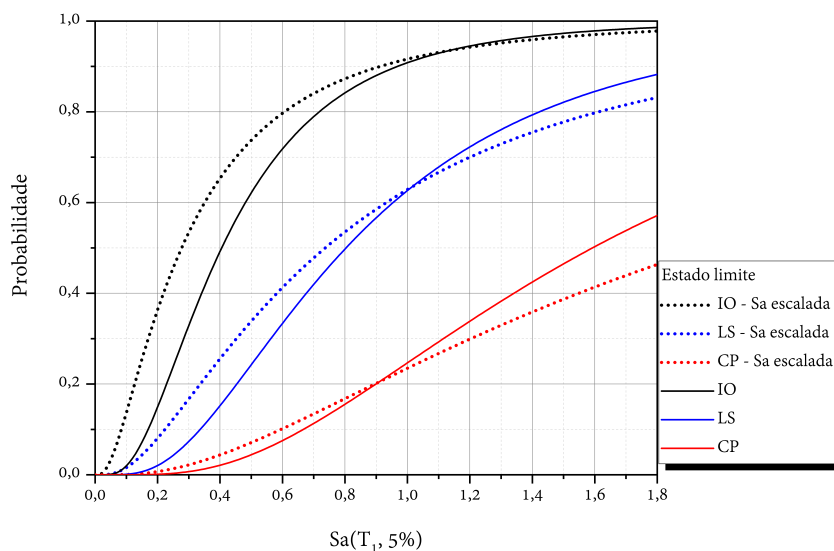
(b) Método 2 - Sa escalonada.



Fonte: Autoria própria.

A Figura 68 traz as curvas de fragilidade estimadas a partir da análise de PSDM utilizando a forma fechada descrita na Equação 133. São comparadas as funções de fragilidade obtidas a partir das duas metodologias de escalonamento dos terremotos. São considerados três níveis de desempenho definidos em termos dos IDR como estados limites de *Immediate Occupancy* (IO) com capacidade  $C = IDR \geq 1\%$ , *Life Safety* (LS) com  $C = IDR \geq 2\%$  e *Collapse Prevention* (CP) com  $C = IDR \geq 4\%$ .

Figura 68 – Curvas de Fragilidade (10 terremotos).

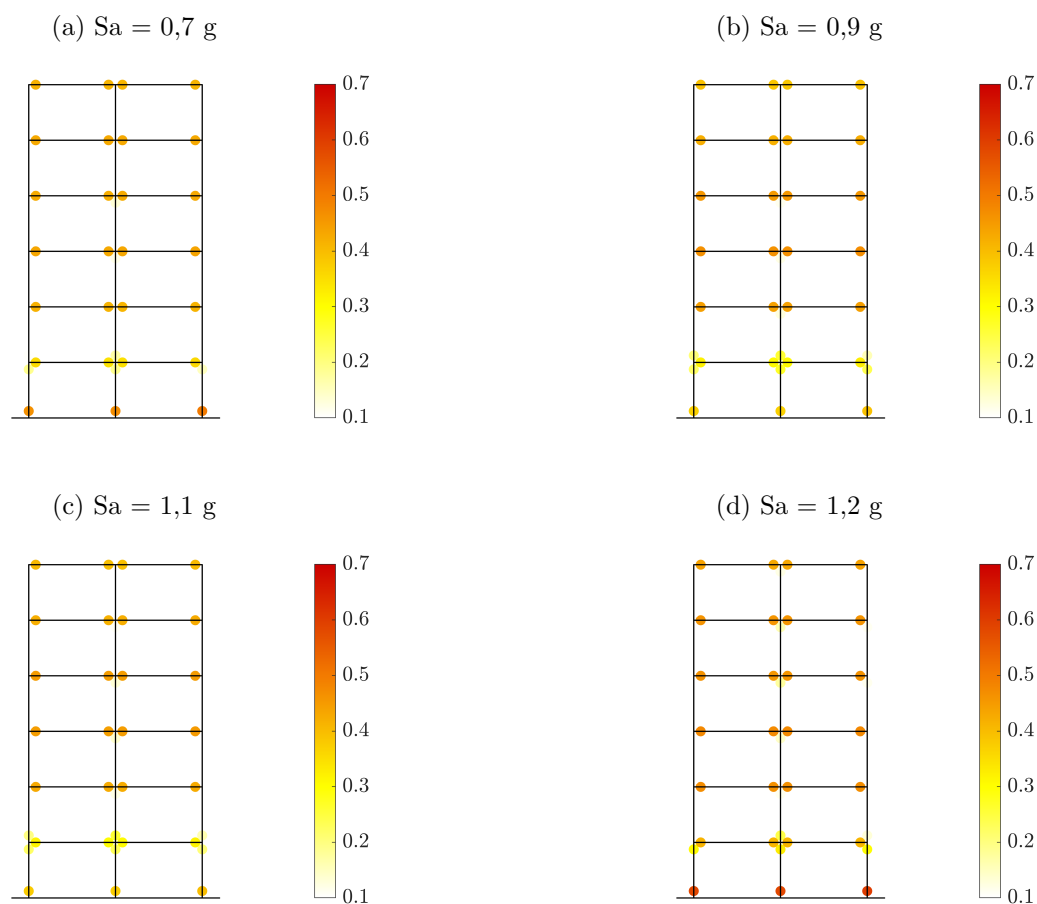


Fonte: Autoria própria.

Observa-se que as metodologias de escalonamento têm influência nas curvas de fragilidade. De modo geral, nota-se que os resultados obtidos com o método 2, i.e. aceleração

espectral alvo escalonada, são mais achatados, indicando que o *input* de carregamentos e resposta mecânica apresenta maior incerteza. A Figura 69 apresenta alguns mapas de dano de simulações compreendidas no estado limite de *Life-Safety* - LS.

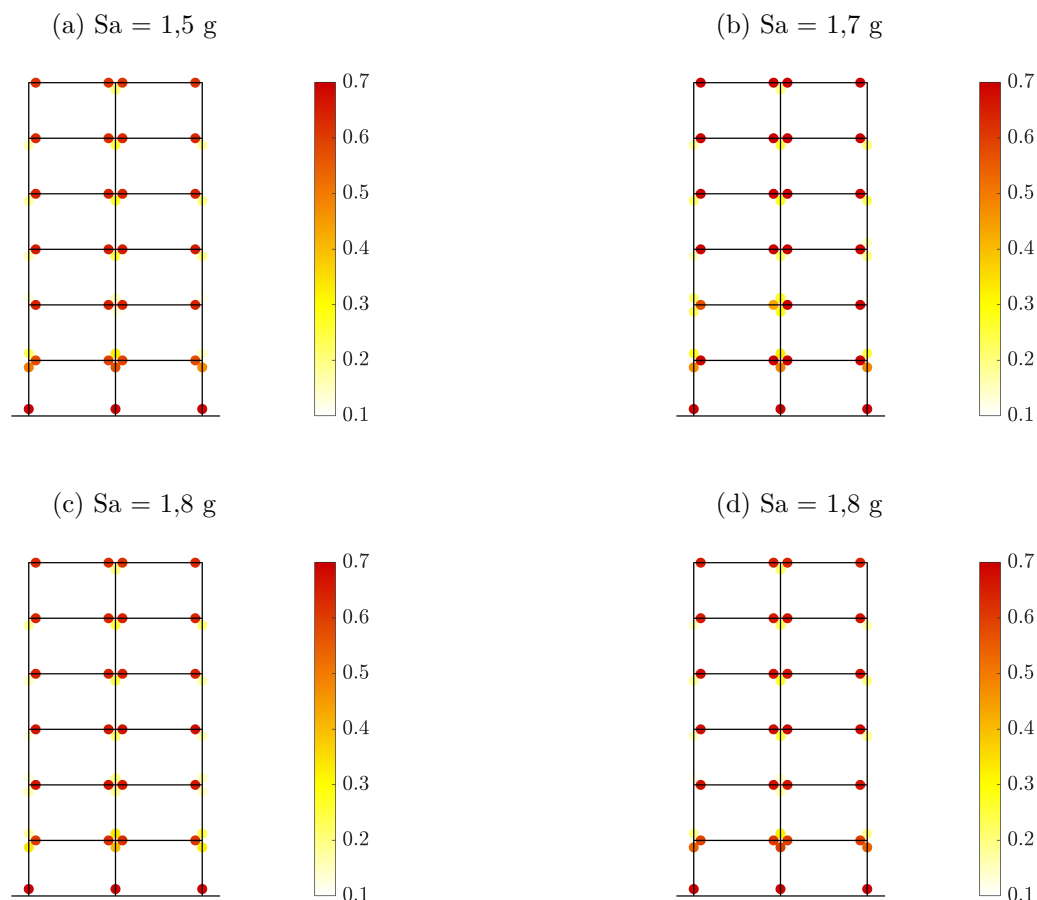
Figura 69 – Mapa de dano, simulações contidas no estado limite LS.



Fonte: Autoria própria.

Os mapas de dano característicos das simulações compreendidas no estado limite de *Collapse Prevention* - CP são mostrados na Figura 70.

Figura 70 – Mapa de dano, simulações contidas no estado limite CP - simulação com acelerogramas escalonados.



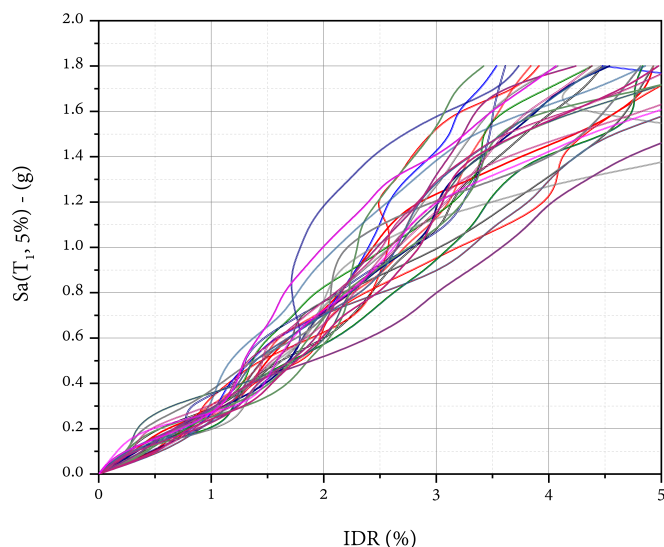
Fonte: Autoria própria.

É possível notar que este pórtico apresenta comportamento dúctil com evolução de danificação mais significativa nas vigas. Observa-se distribuição uniforme de danificação pelas vigas de todos os pavimentos e concentração de danos nos pilares do primeiro pavimento do pórtico.

Para aferir a precisão dos resultados obtidos até então, e a convergência das curvas de fragilidade, foi utilizada uma amostragem maior de terremotos (50 sinais). A Figura 71 apresenta as curvas IDA obtidas a partir de 50 terremotos solicitantes em cada IM, escalonados pelo método 1 (acelerogramas escalonados).



Figura 71 – Curvas IDA 50 amostras escalonadas pelo método 1.

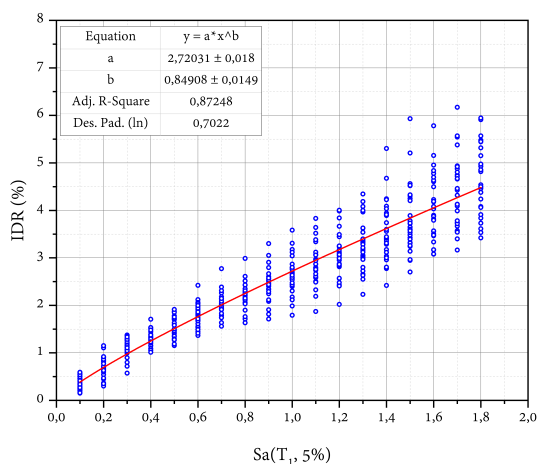


Fonte: Autoria própria.

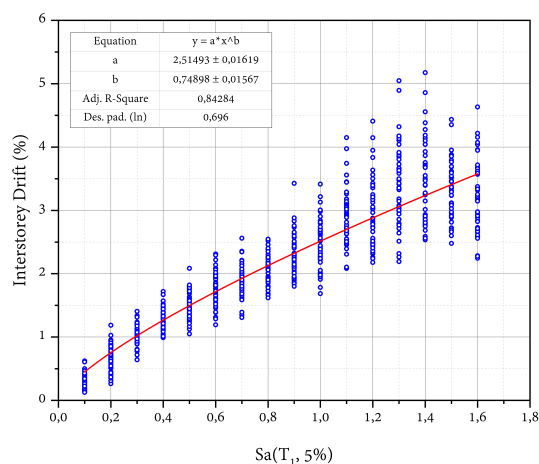
As análises PSDM com regressão de potência para estimativa das curvas de fragilidade com ambos os métodos de escalonamento de terremotos são mostradas na Figura 72.

Figura 72 – Regressão de potência das curvas IDA para geração das curvas de fragilidade com 50 sinais de terremotos.

(a) Método 1 - acelerogramas escalonados.



(b) Método 2 - Sa escalonada.



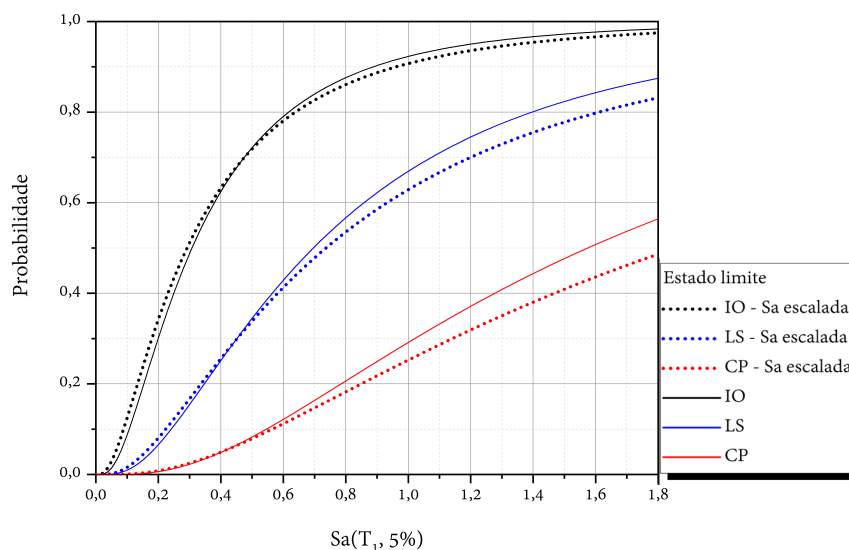
Fonte: Autoria própria.

A Figura 73 apresenta a comparação das curvas de fragilidade obtidas com 50 amostras de terremotos pelos dois métodos de escalonamento.

Verifica-se que a diferença entre as curvas de fragilidade utilizando 50 amostras é menor do que foi observado nas análises incrementais com 10 sinais. A Figura 74 compara

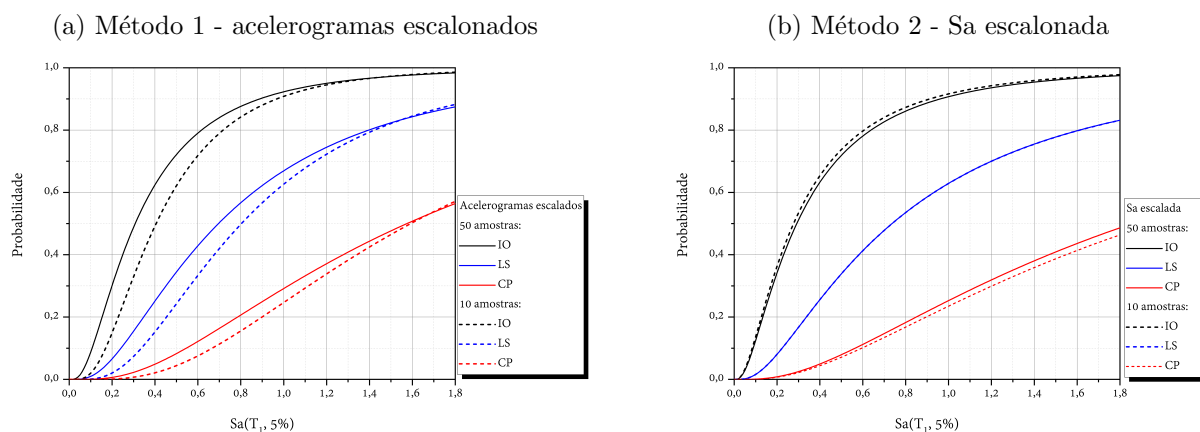
as curvas de fragilidade obtidas com 10 e 50 amostras de terremotos para cada método de escalonamento dos sinais.

Figura 73 – Curvas de Fragilidade. Comparação da resposta obtida pelo escalonamento tradicional dos terremotos e o escalonamento da resposta espectral alvo (50 terremotos).



Fonte: Autoria própria.

Figura 74 – Comparação das curvas de fragilidade obtidas com 10 e 50 amostras de terremotos.



Fonte: Autoria própria.

Da Figura 74 fica claro que com o método 2 de escalonamento é possível reduzir o número de terremotos utilizados em cada IM na IDA, o que pode impactar diretamente o custo computacional das simulações.

As Figuras 75 e 76 mostram os resultados da análise incremental separados por sua frequência de ocorrência, em cada estado limite, com médias e dispersões definidas pelos *box plots*.

Figura 75 – Resultado das simulações IDA utilizando 50 amostras de terremotos com acelerações escalonadas (método 1).

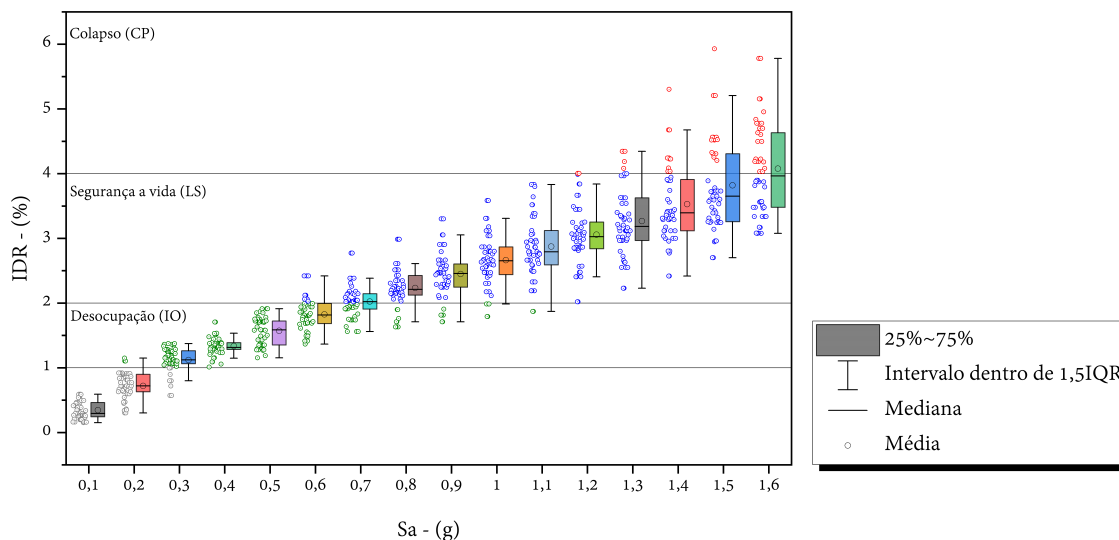
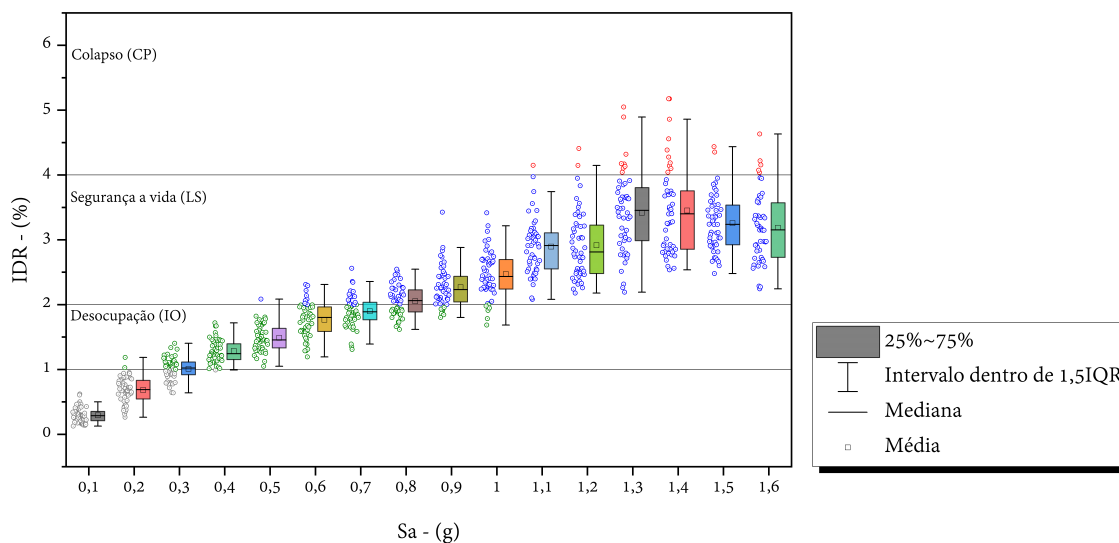


Figura 76 – Resultado das simulações IDA utilizando 50 amostras de terremotos com aceleração espectral escalonada (método 2).

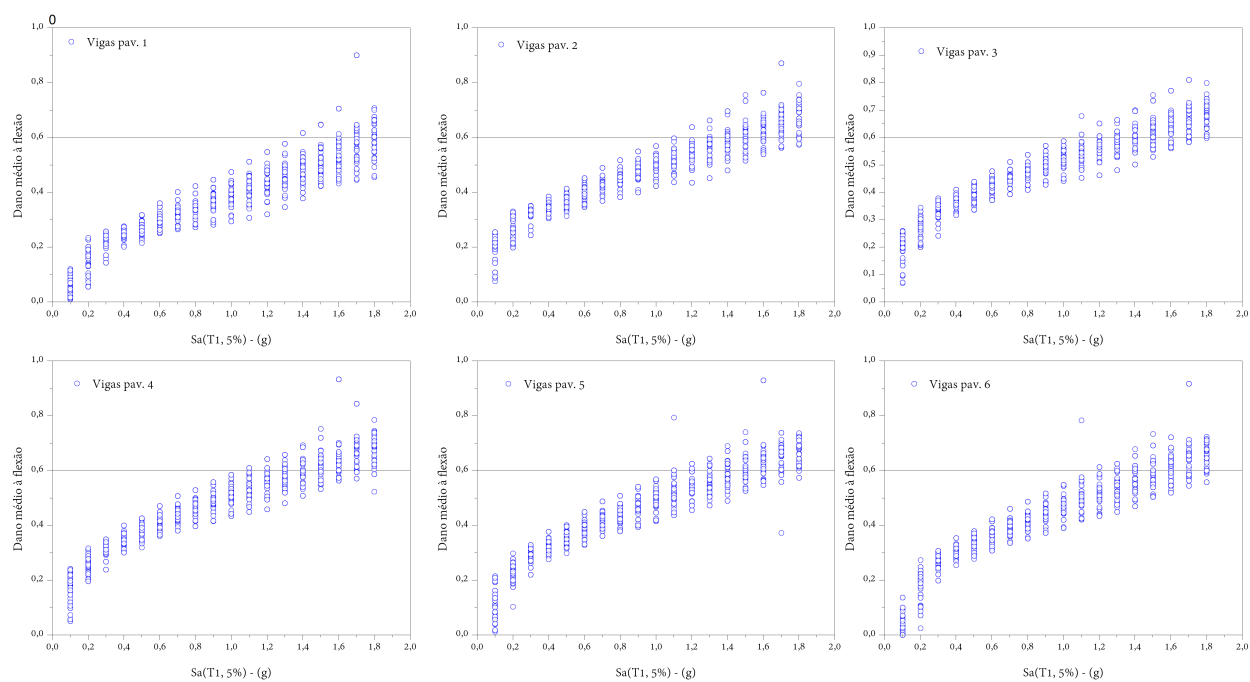


Das Figuras 75 e 76 nota-se que com o método 2 de escalonamento ( $S_a$  escalonada) as médias dos parâmetros de engenharia não são necessariamente crescentes, i.e. apresentam derivada positiva. Isto ocorre devido aos diversos históricos temporais inseridos no modelo. Esta característica pode ser uma desvantagem quando se faz a avaliação da probabilidade de falha empírica para a estrutura, já que o número de amostras compreendidas no domínio de falha pode diminuir mesmo com aumento da intensidade dos terremotos, gerando resultados incoerentes para probabilidade de falha.

A Figura 77 mostra os resultados de dano nas vigas dos 6 pavimentos para todas as IM testadas, a linha horizontal indica o índice de dano último considerado para os nós,  $d_{ult} = 0,62$ . A Figura 78 apresenta os resultados de dano nos pilares.

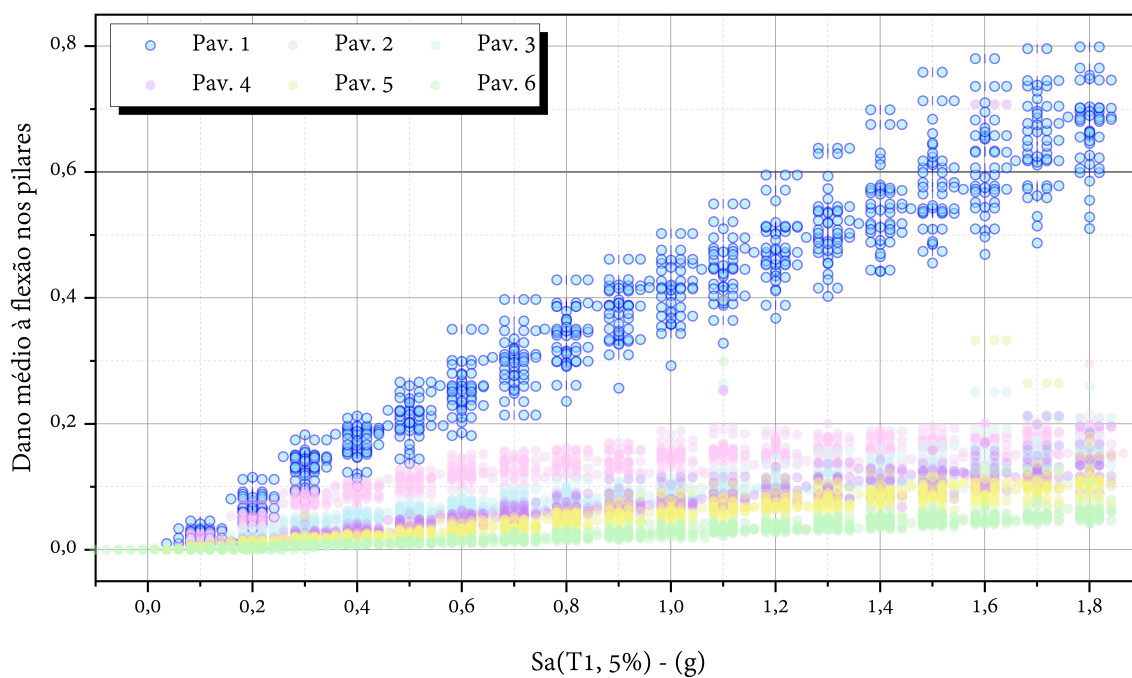
Observa-se que os índices de dano nas vigas são distribuídos uniformemente entre os pavimentos, sendo que para a maioria das vigas os índices de dano ultrapassam o dano último para níveis de IM acima de 1,2 g. Para os pilares é notável que o primeiro pavimento apresenta índices de dano muito superiores aos demais; este tipo de comportamento é comum em estruturas solicitadas por terremotos, devido à imposição dos deslocamentos laterais diretamente na base dos pilares.

Figura 77 – Dano médio nas vigas dos pavimentos.



Fonte: Autoria própria.

Figura 78 – Dano médio nos pilares.



Fonte: Autoria própria.

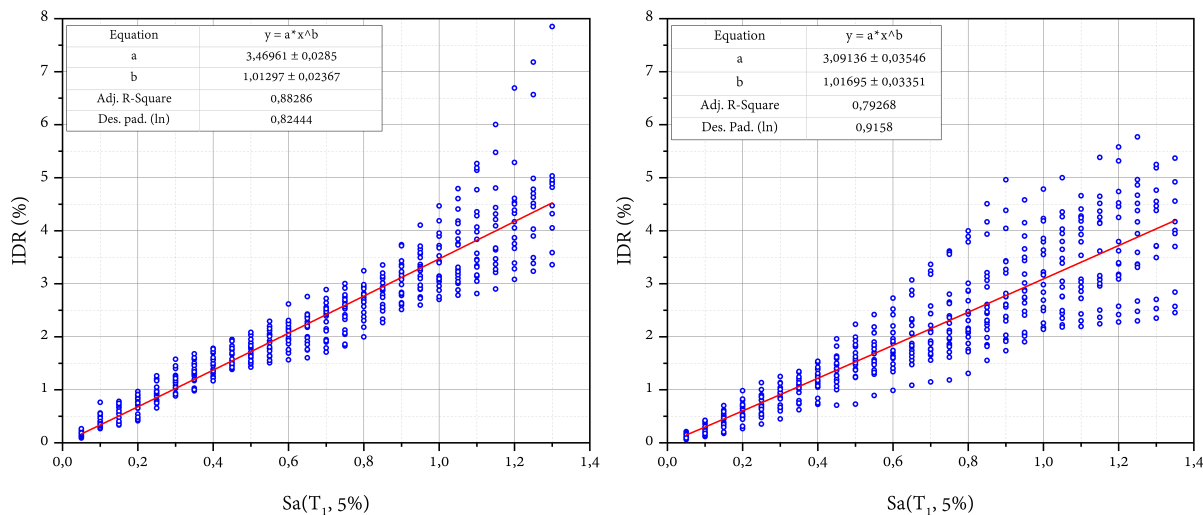
### 6.3 IDA com terremotos gerados com distribuição conjunta tempo-frequência aleatória

A fim de se avaliar a sensibilidade das curvas de fragilidade às características dos terremotos solicitantes, foram testadas 20 amostras de terremotos sintéticos gerados com distribuição conjunta tempo-frequência determinística e aleatória (Seção 5.1.3). A Figura 79 mostra as regressões de potência realizadas nos resultados da análise incremental. Neste estudo são utilizados os máximos IDRs do pórtico como parâmetros de engenharia (EDP).

A Figura 80 mostra os resultados das curvas de fragilidade para os 3 níveis de desempenho considerados.

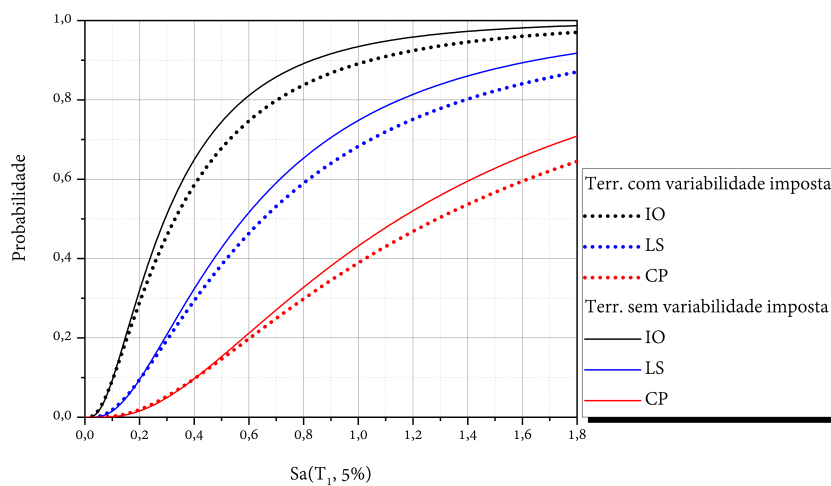
Figura 79 – Regressões de potência da análise de demanda (PSDM), 20 amostras de terremotos.

- (a) Terremotos com distribuição tempo-frequência determinística (b) Terremotos com distribuição tempo-frequência aleatória



Fonte: Autoria própria.

Figura 80 – Curvas de fragilidade do pórtico sujeito a terremotos sintéticos com distribuição conjunta tempo-frequência constante e aleatória.



Fonte: Autoria própria.

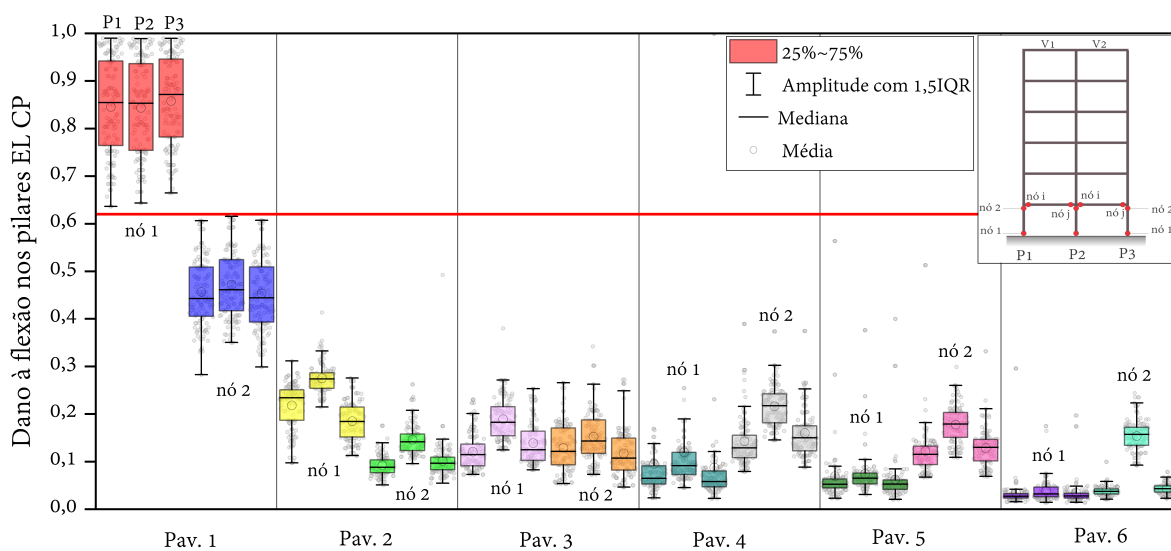
Pode-se observar que as curvas de fragilidade obtidas das simulações com terremotos a partir de PSDs com distribuição conjunta tempo-frequência aleatórias apresentam probabilidades de excedência dos níveis de desempenho menores. Assim, curvas de fragilidade são mais achatadas indicando, indicando maior incerteza nas respostas.

#### 6.4 Modelos de colapso considerando dano acumulado

A partir dos mapas de dano gerados para as simulações realizadas até este ponto do trabalho, foi possível observar modos de falha dominantes que indicam a formação de mecanismos de instabilidade no pórtico estudado. Desta forma é interessante analisar os eventos que contribuem para formação dos mecanismos e avaliar sua ocorrência e correlação com as curvas de fragilidade obtidas previamente, com falha caracterizada por níveis de *interstory drift* (IDR).

A etapa inicial para caracterização dos modos de falha consiste em observar os índices de dano elemento a elemento nas simulações realizadas. A Figura 81 mostra os índices de dano apresentados nos 2 nós dos pilares P1, P2 e P3 ao longo da altura do pórtico. A Figura 81 contém apenas os resultados de dano para as simulações compreendidas no estado limite de prevenção ao colapso da estrutura, caracterizada por  $IDR \geq 4\%$ . O dano último das peças é definido em função do momento último resistido pelo elemento e usualmente está compreendido entre 0,60 e 0,65. A linha contínua vermelha indica o índice de dano último dos elementos, sendo adotado o valor de  $d_{ult} = 0,62$ .

Figura 81 – Índices de dano nos pilares do edifício para simulações no estado limite CP.

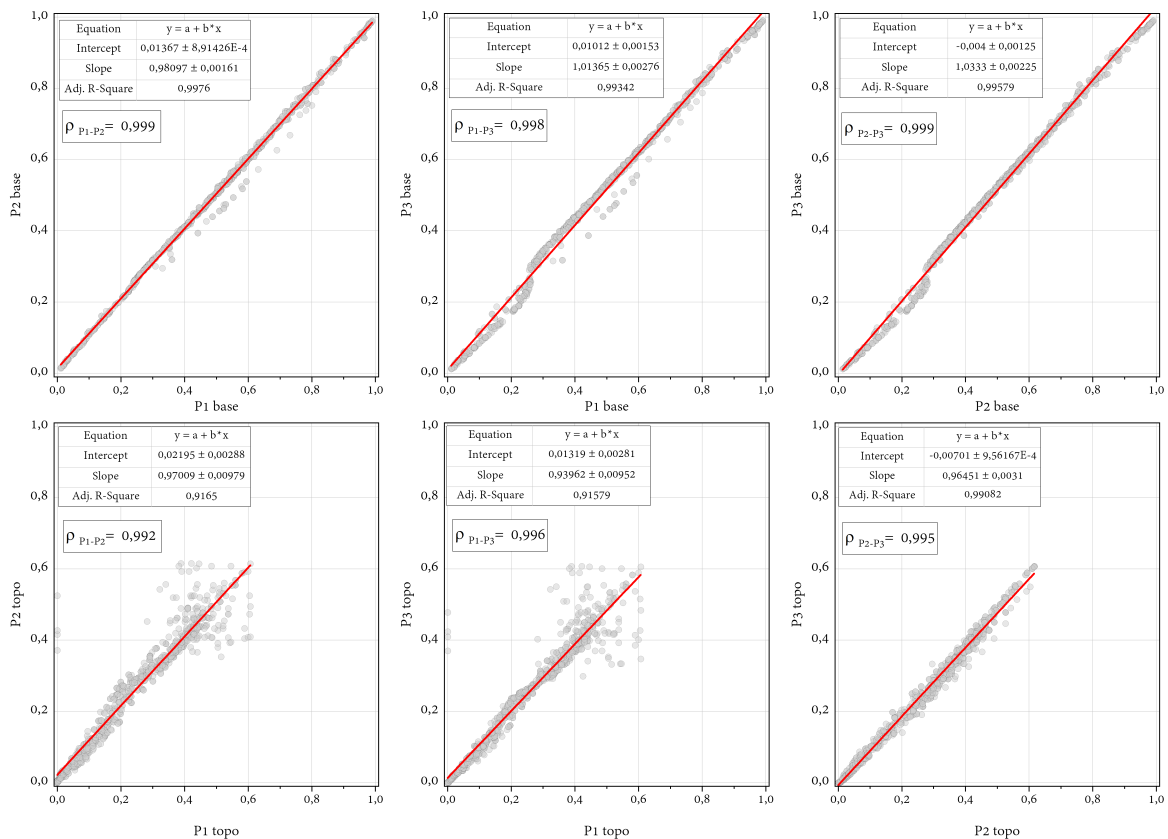


Pode-se notar que os nós inferiores (nó 1) dos pilares do primeiro pavimento apresentam índices de dano muito superiores aos demais, em seguida, têm-se os nós superiores (nó 2) dos pilares do primeiro pavimento. Logo, pode-se notar a tendência de formação de mecanismo *soft-story* nos pilares do primeiro pavimento.

A segunda etapa para avaliação da confiabilidade de sistema do edifício trata da quantificação da correlação entre os danos nos elementos. A Figura 82 mostra a correlação entre os índices de dano nos pilares do primeiro pavimento nó a nó, i.e. P1-P2 nó 1, P1-P3 nó 1, P2-P3 nó 1, P1-P2 nó 2, P1-P3 nó 2 e P2-P3 nó 2. Na Figura 82 foram consideradas todas as simulações realizadas, não apenas as compreendidas no estado limite CP. Foi utilizada uma regressão linear para descrever a correlação entre os danos nos pilares e foi calculado o coeficiente de correlação entre as variáveis, de acordo com a Equação 137.

$$\rho_{XY} = \frac{Cov[X, Y]}{\sigma_x \sigma_y} = \frac{E[(X - \mu_x)(Y - \mu_y)]}{\sigma_x \sigma_y} \quad (137)$$

Figura 82 – Correlação entre os índices de dano dos pilares do primeiro pavimento (considerando todas as simulações).



Fonte: Autoria própria.

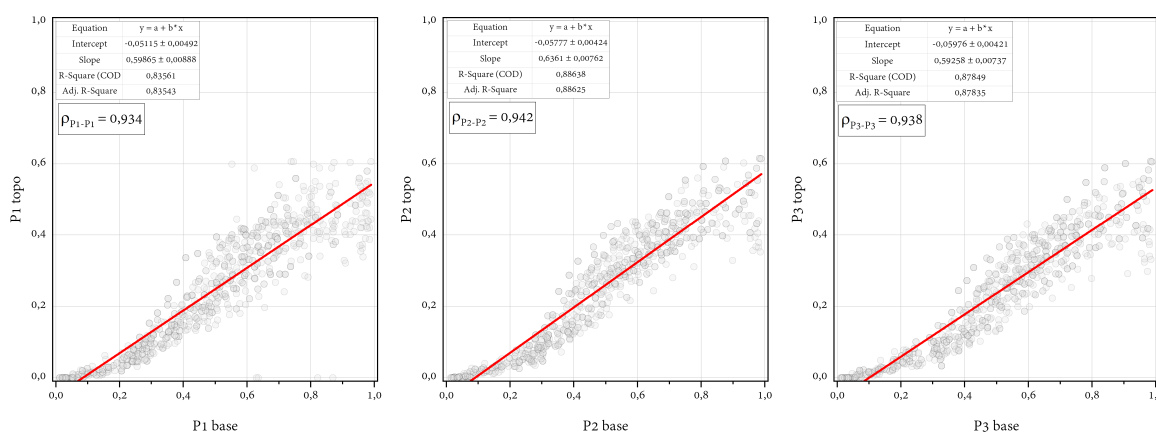
Nota-se a partir da Figura 82 forte correlação positiva e dependência linear para a evolução de danificação nos pilares nó a nó, também os coeficientes de  $\rho$  tendem a 1 indicando correlação perfeita entre as variáveis. Esta constatação pode simplificar a avaliação da confiabilidade de sistemas do pórtico, pois ao se observar que um pilar apresenta índice de dano superior a 0,60 é plausível presumir que os demais pilares



também apresentam níveis de danificação próximos ou estimáveis por uma equação de reta.

A Figura 83 apresenta a correlação para os índices de dano dos pilares do primeiro pavimento entre os nós 1 (base) e 2 (topo).

Figura 83 – Correlação entre os índices de dano dos pilares nós 1 e 2 do primeiro pavimento (considerando todas as simulações).

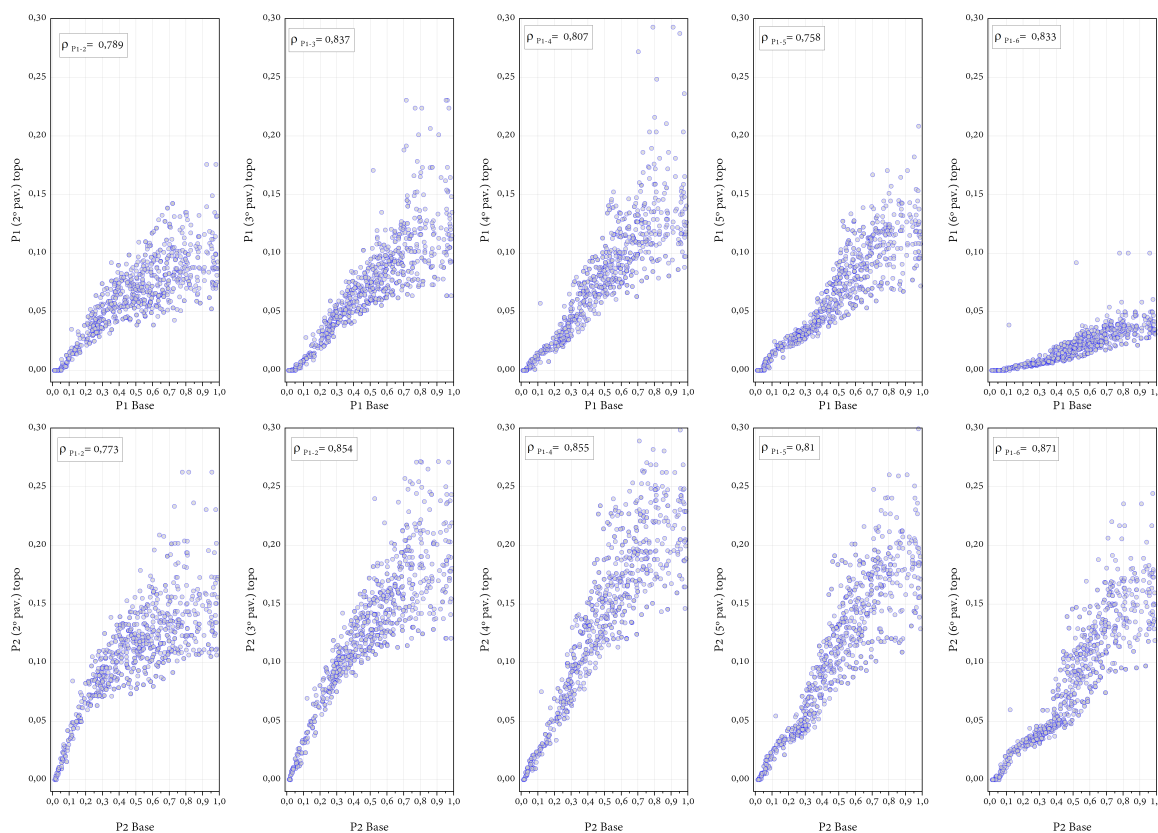


Fonte: Autoria própria.

Observa-se correlação para danificação do nó de base e topo dos pilares do primeiro pavimento, mas esta não é tão próxima da unitária. Utilizou-se um ajuste linear para as variáveis. Nota-se que os nós da base dos pilares apresentam índices de dano sempre superiores aos nós do topo.

A Figura 84 apresenta a correlação dos índices de dano entre os nós dos pilares do primeiro pavimento (P1 e P2) com os mesmos pilares dos demais pavimentos. Pode-se observar correlação forte entre os resultados. A resposta de correlação do pilar P3 ao longo da altura foi similar à do pilar P1.

Figura 84 – Correlação entre os índices de dano dos pilares todos os pavimentos (considerando todas as simulações).

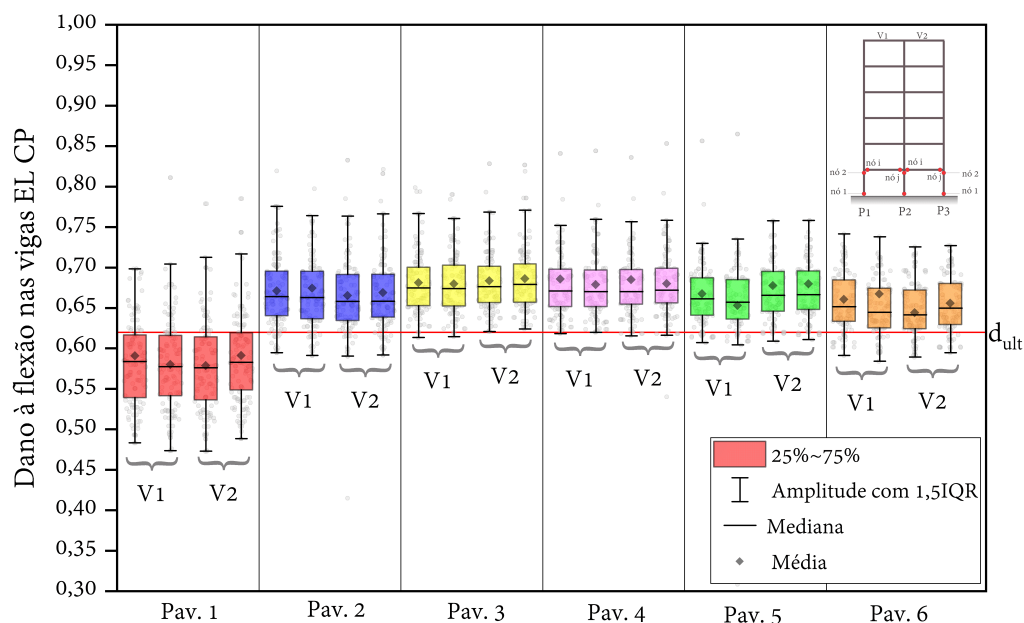


Fonte: Autoria própria.

A partir dos resultados apresentados pode-se indicar que um modo de falha possível do pórtico se dá pela formação de rótulas inelásticas em ambos os nós em todos os pilares do primeiro pavimento, caracterizando falha por *soft-story*. Este modo de falha usualmente ocorre em pavimentos mais baixos, de modo que acima do *soft-story* os elementos seguem sem danificação significativa e desta forma pode ser denominado como modo de falha local para o edifício. A falha *soft-story* apresenta resposta frágil por envolver apenas os pilares, e por isso é um modo de falha indesejável. Por isso, as metodologias de projeto para estruturas sismo-resistentes buscam produzir estruturas com vigas “fracas” e pilares “fortes” o que tende a produzir mecanismos de falha mais dúcteis (BAI; OU, 2015; YE; QU, 2009).

A fim de se avaliar a influência dos índices de dano das vigas na formação de mecanismos de colapso na estrutura, realiza-se uma análise similar ao apresentado anteriormente para os pilares. A Figura 85 mostra os índices de dano nos nós i e j das vigas ao longo dos 6 pavimentos do pórtico, considerando apenas as simulações compreendidas no estado limite de prevenção de colapso (CP) obtidos pelos *interstory drifts*.

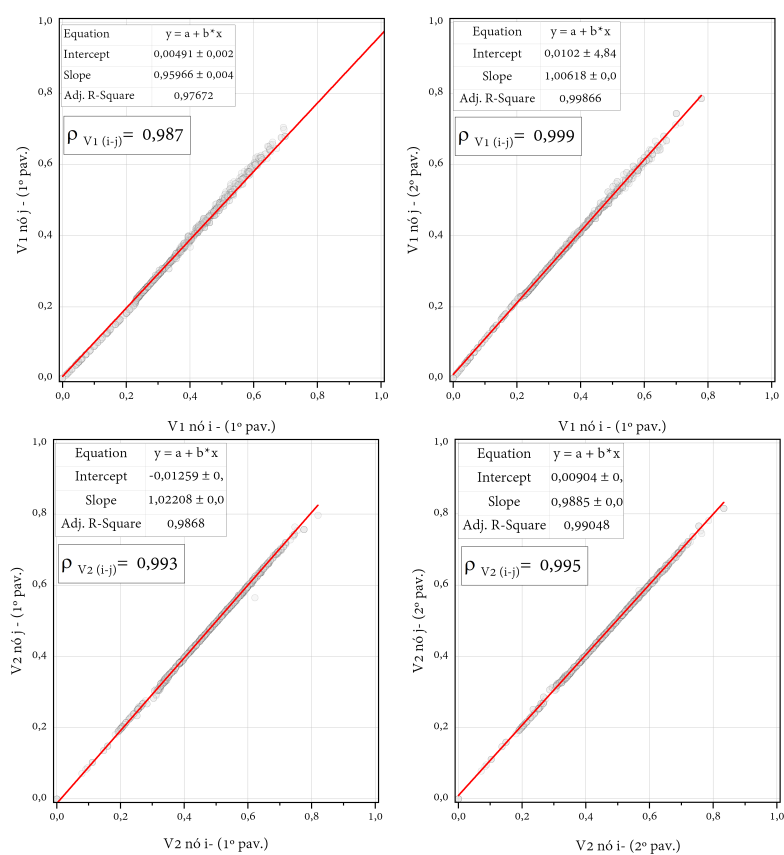
Figura 85 – Índices de dano nas vigas do edifício para simulações no estado limite CP.



Fonte: Autoria própria.

Pode-se observar que para a mesma viga as médias dos índices de dano entre os nós  $i$  e  $j$  são muito próximos, e que as vigas do 2<sup>o</sup> ao 6<sup>o</sup> pavimento apresentam uma distribuição uniforme de danificação com medianas similares. As vigas do primeiro pavimento apresentam-se como as vigas mais resistentes do pórtico, com índices de dano inferiores aos demais. A Figura 86 mostra a correlação dos índices de dano nas vigas do primeiro pavimento entre os nós  $i$  e  $j$ .

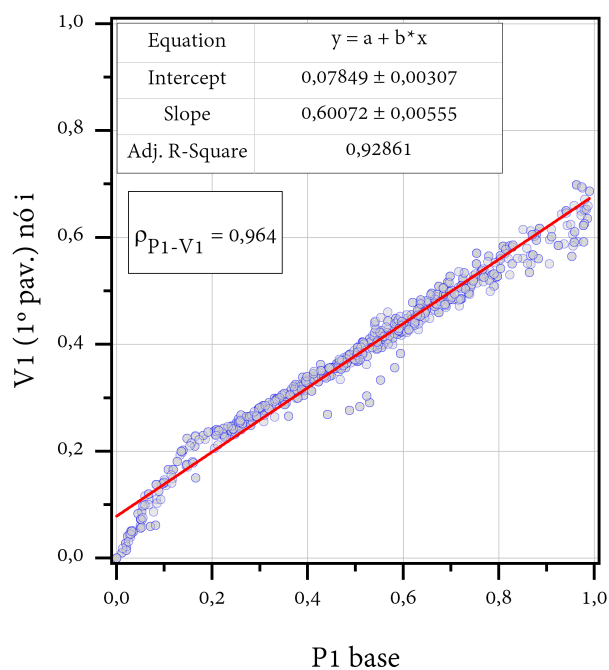
Figura 86 – Correlação entre os índices de dano das vigas do primeiro e segundo pavimento (considerando todas as simulações).



Fonte: Autoria própria.

Os índices de dano são fortemente correlacionados e os coeficientes de correlação são muito próximos de 1 em todos os casos, indicando correlação positiva perfeita. A Figura 87 mostra a correlação entre os danos nos nós de base do pilar P1 e dano nas vigas do primeiro pavimento.

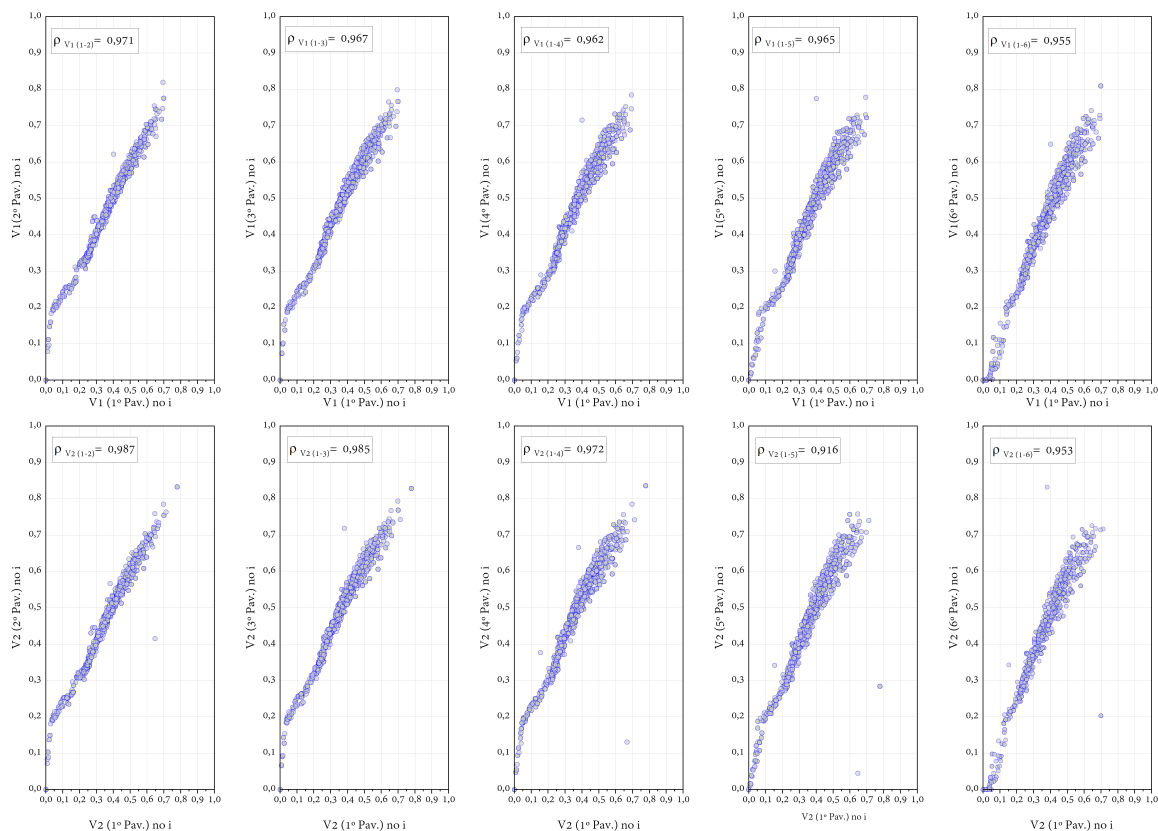
Figura 87 – Correlação entre os índices de dano Pilar 1 x Viga 1, primeiro pavimento (considerando todas as simulações).



Fonte: Autoria própria.

Nota-se forte correlação entre os índices de dano no pilar, nó 1, e na viga 1 com  $\rho = 0,964$  e dependência aproximada por uma reta, sendo que, o nó 1 (base) do pilar apresenta índices de dano sempre superiores aos observados na viga. A Figura 88 mostra a correlação entre os índices de dano apresentados nas vigas do primeiro ao sexto pavimento.

Figura 88 – Correlação entre os índices de dano das vigas entre pavimentos (considerando todas as simulações).

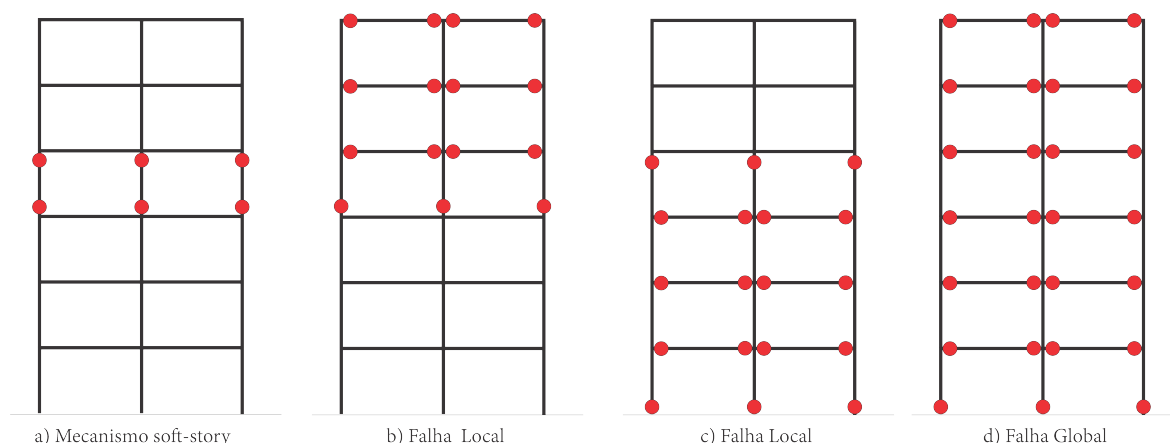


Fonte: Autoria própria.

Nota-se forte correlação entre os índices de dano e distribuição contínua destes entre as vigas. A partir dos resultados de correlação e nível de danificação nas peças apresentados nas Figuras 85 - 88 pode-se indicar a possível formação de um mecanismo de falha global no pórtico estudado, com rótulas inelásticas formadas nos pilares do primeiro pavimento (nó 1) associados à rotulação de todos os nós das vigas do edifício, que apresentam forte correlação.

A Figura 89 apresenta os modos de falha verificados a partir dos índices de dano do pórtico sujeito à terremotos escalonados. Vale ressaltar que os mecanismos de *soft-story* e falha global podem ocorrer em qualquer pavimento do pórtico, porém a partir dos resultados das análise IDA, neste pórtico os mecanismos ocorrem com rótulas nos pilares do primeiro pavimento.

Figura 89 – Modos de falha devido à danificação dos nós do pórtico.



Fonte: Autoria própria.

O modo de falha global usualmente é o mais desejável para o edifício, entretanto a observação de rótulas inelásticas na base dos pórtico é praticamente inevitável em estruturas sujeitas a sismos, mesmo sob projetos que considerem a hipótese de vigas fracas e pilares fortes. De modo geral, estruturas que apresentem falha global são preferíveis quando se avalia a falha em termos de deslocamentos, pois nestes casos a estrutura tende a apresentar distribuições mais uniformes de deslocamentos laterais ao longo da altura (BAI; OU, 2015; YE; QU, 2009). Para completa caracterização dos modos de falha é necessário formular a falha do sistema em função de eventos de falha individuais (elemento a elemento ou nó a nó). A falha individual no caso do modelo de dano concentrado é caracterizada quando o índice de dano no respectivo nó excede o dano máximo, adotado como  $d_{ult} = 0,62$ , conforme

$$E_{V_i}^{nó_j} \equiv d_{V_i}^{nó_j} \geq d_{ult}, \quad E_{P_i}^{nó_j} \equiv d_{P_i}^{nó_j} \geq d_{ult}, \quad (138)$$

em que  $E_{V_i}^{nó_j}$  refere-se a falha no elemento viga número  $i$  em seu nó  $j$  e  $E_{P_i}^{nó_j}$  analogamente refere-se à falha localizada em cada nó dos pilares. Desta forma pode-se expressar o modo de falha por mecanismo *soft-story* do  $k$ -ésimo andar (Figura 89 a)) como:

$$F_{SS_k} = \left[ \bigcap_{i=1}^n E_{P_i}^{nó1} \right]_k \cap \left[ \bigcap_{i=1}^n E_{P_i}^{nó2} \right]_k, \quad i = 1, \dots, n \quad (139)$$

em que  $n$  é o número de pilares em cada pavimento e  $k$  é a identificação do pavimento,  $\cap$  representa intersecção.

Logo a falha por *soft-story* ocorre quando ambos os nós de todos os pilares de um pavimento atingem o dano último. Ou seja, a falha *soft-story* se origina da associação de

elementos em paralelo duplamente, pois todos os pilares de um mesmo pavimento estão em paralelo e o conjunto de todos os nós em uma mesma linha, i.e. nó 1, está em paralelo aos nós da segunda linha (nó 2). Como a correlação entre os danos nos pilares de um mesmo pavimento resultou unitária e com mesmo valor de dano, os eventos podem ser substituídos por um único evento. Logo, a Equação 139 pode ser simplificada para

$$F_{SS_k} = \left[ E_P^{nó1} \right]_k \cap \left[ E_P^{nó2} \right]_k. \quad (140)$$

Em problemas de confiabilidade de sistemas em paralelo, a falha é governada pelo elemento mais forte ou mais resistente do elo, uma vez que a falha só ocorre se todos os elementos envolvidos no sistema falharem. Portanto chega-se a conclusão que na falha por *soft-story* os nós 2 dos pilares do primeiro pavimento definem a formação do mecanismo, já que estes são os elementos que apresentaram menores índices de dano do sistema formado pelos pilares do primeiro pavimento.

Para análise do modo de falha que envolve vigas e pilares, inicialmente escrevem-se os eventos que levam a falha mostrada na Figura 89 b), com falha acima do 4º pavimento do pórtico

$$\begin{aligned} F_{G_4} = & \left[ E_{V_1}^{nó1} \cap E_{V_1}^{nó2} \cap E_{V_2}^{nó1} \cap E_{V_2}^{nó2} \right]_4 \cap \left[ E_{V_1}^{nó1} \cap E_{V_1}^{nó2} \cap E_{V_2}^{nó1} \cap E_{V_2}^{nó2} \right]_5 \cap \\ & \cap \left[ E_{V_1}^{nó1} \cap E_{V_1}^{nó2} \cap E_{V_2}^{nó1} \cap E_{V_2}^{nó2} \right]_6 \cap \left[ \left[ E_{P_1}^{nó1} \cap E_{P_2}^{nó1} \cap E_{P_3}^{nó1} \right]_4 \cup \right. \\ & \left. \cup \left[ E_{P_1}^{nó2} \cap E_{P_2}^{nó2} \cap E_{P_3}^{nó2} \right]_4 \right] \end{aligned} \quad (141)$$

Como a correlação entre os danos das vigas resultou unitária e com valores iguais de dano, pode-se simplificar a Equação 141 e torná-la mais geral para a formação de um mecanismo envolvendo as vigas e pilares a partir do pavimento  $k$  como

$$F_{G_l} = \left[ \cap_{k=1}^n \left[ E_V^{nó1} \cap E_V^{nó2} \right] \right]_l \cap \left[ \left[ E_P^{nó1} \right]_l \cup \left[ E_P^{nó2} \right]_l \right] \quad (142)$$

em que  $n$  é o número de pavimentos,  $j$  o número de pilares por pavimento,  $\cap$  é a interseção dos eventos e  $\cup$  é a união. Logo, para que ocorra falha deste tipo é necessário que todas as vigas acima do pavimento considerado falhem simultaneamente, caracterizando eventos em paralelo, combinado à falha em paralelo de uma linha de pilares abaixo do pavimento em que as vigas apresentam rótulas inelásticas. Destaca-se que todos os pilares devem



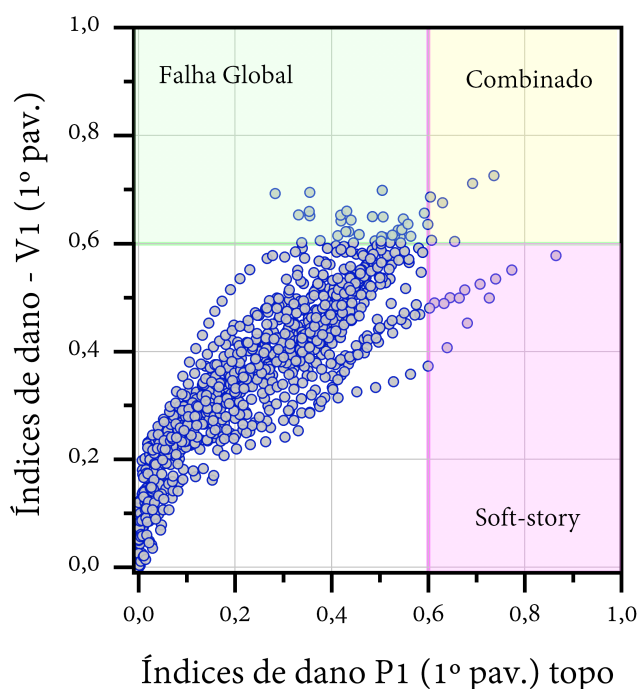
formar rótulas inelásticas no mesmo pavimento e no mesmo nó para que haja formação do mecanismo.

Desta forma a falha global, também é uma associação de eventos em paralelo, e sua ocorrência é governada pela falha do elo mais forte ou resistente, que no caso estudado trata-se das vigas do primeiro pavimento, que apresentaram médias de dano inferiores a todas as demais. Assim, no pórtico em questão existe probabilidade de falha global envolvendo formação de rótulas inelásticas em todos os nós das vigas do 1º ao 6º pavimentos associadas em paralelo à formação de rótulas inelásticas no nó 1 dos pilares do primeiro pavimento.

A identificação do sistema e dos elementos que governam a ocorrência da falha é fundamental pois utilizando apenas os valores de dano nos elementos mais resistentes, no caso de sistemas em paralelo, é possível simplificar muito as análises de probabilidade de falha e curvas de fragilidade, conforme mostrado na seção seguinte 6.5.

A Figura 90 relaciona os danos no topo do pilar P1 com os índices de dano nas vigas do primeiro pavimento. Como observado anteriormente, estes são os nós mais resistentes que governam as falhas *soft-story* e global, respectivamente.

Figura 90 – Correlação entre os índices de dano Pilar 1 (topo) x Viga 1 primeiro pavimento (considerando todas as simulações).



Fonte: Autoria própria.

Da Figura 90, nota-se que há correlação entre os índices de dano do nó 2 do pilar 1 e da viga 1, porém esta não pode ser aproximada por uma reta. A área preenchida em verde no gráfico indica as simulações em que as vigas apresentaram índices de dano superiores ao dano último considerado, estas simulações levam a falha por mecanismo global. A área preenchida em magenta no gráfico indica as simulações que levam a falha por *soft-story*. As simulações contidas na área amarela do gráfico indicam casos em que tanto as vigas quanto os pilares têm índices de dano superiores ao dano último, correspondendo à falha com combinação dos modos de colapso global e de *soft-story*. Pode-se observar maior tendência de falha por mecanismo global, pois a área verde possui maior concentração de pontos no gráfico.

### 6.5 Curvas de fragilidade em termos dos índices de dano

Nesta seção realiza-se avaliação das curvas de fragilidade a partir da observação dos modelos de colapso identificados pela evolução de dano nos elementos do pórtico. Estas curvas são comparadas com as já produzidas utilizando como parâmetro de engenharia (EDP) os IDRs. Notou-se que, a adoção da metodologia baseada na PSDM com regressão linear para estimativa das estatísticas da resposta IDA produziu curvas de fragilidade muito diferentes das demais, para os modos de falha baseados em dano. Logo, nesta seção trata-se também da comparação entre metodologias para construção das curvas de fragilidade. Os métodos testados são: empírico, método do momento, PSDM com regressão linear e PSDM com regressão bilinear.

Inicialmente realiza-se o teste de Anderson Darling (AD) com finalidade de definir se o conjunto de dados da IDA segue uma distribuição lognormal e desta forma satisfaz a hipótese 1 para análises PSDM. O teste é realizado nas respostas de EDPs de cada nível intensidade IM testado e considera de forma padrão nível de confiança de 95%. Aplicou-se uma função disponível no Matlab para realização do teste AD, em que a variável de saída  $H$  define se os dados obedecem a distribuição testada ou não. Se  $H = 0$  os dados seguem uma distribuição lognormal, se  $H = 1$  os dados não seguem a distribuição lognormal. A tabela 7 mostra os resultados do coeficiente  $H$  para os modos de falha de IDR, *soft-story* e falha global. Foram selecionados os resultados das IDAs com 50 sinais de terremoto e distribuição conjunta determinística e 20 sinais com distribuição conjunta tempo-frequência

aleatória, ambas amostras escalonadas com modelo 1. Para caracterizar a falha *soft-story* foram tomados os índices de dano nos nós do topo dos pilares do primeiro pavimento. Para falha de mecanismo global foram utilizados os índices de dano nas vigas do primeiro pavimento.

Tabela 7 – Valores de H resultantes do teste Anderson Darling para distribuição lognormal.

IM	H					
	IDR		<i>Soft-story</i>		Falha Global	
	50 amostras	20 amostras	50 amostras	20 amostras	50 amostras	20 amostras
0,1	1	0	1	1	1	1
0,2	1	0	1	0	1	1
0,3	1	0	1	1	1	1
0,4	1	0	1	1	1	1
0,5	1	0	1	0	1	1
0,6	0	0	0	1	0	1
0,7	1	0	1	1	1	1
0,8	1	1	1	0	1	0
0,9	0	0	1	0	1	0
1,0	0	0	1	0	1	1
1,1	0	0	1	0	1	1
1,2	0	0	1	0	1	1
1,3	0	0	1	0	1	0
1,4	0	-	1	-	1	-
1,5	0	-	1	-	1	-
1,6	0	-	1	-	1	-
1,7	0	-	1	-	1	-
1,8	0	-	1	-	1	-

Fonte: Autoria própria.

Da Tabela 7 pode-se notar que os resultados de IDR são bem representados por distribuições lognormais. Os EDPs baseados nos índices de dano, para a maior parte dos grupos de dados, não seguem uma distribuição lognormal (i.e.  $H = 1$ ). Logo, a hipótese 1 não é válida para estes parâmetros de engenharia. A avaliação das curvas de fragilidade e teste das demais hipóteses da análise PSDM é separada pelos modelos de colapso identificados: *soft-story* e mecanismo global.

### 6.5.1 Falha *soft-story*

Conforme identificado na Seção 6.4, para o modo de falha por *soft-story* os nós do topo (i.e. 2) dos pilares do primeiro pavimento são os elementos mais fortes que controlam

a falha do sistema em paralelo, logo apenas os resultados de índices de dano desses nós são considerados para avaliação da probabilidade de colapso. Os resultados desta seção estão separados em duas categorias: resultados obtidos a partir de 50 amostras de terremotos artificiais gerados com distribuição conjunta tempo-frequência determinística; 20 amostras de terremotos sintéticos com distribuição conjunta tempo-frequência aleatória.

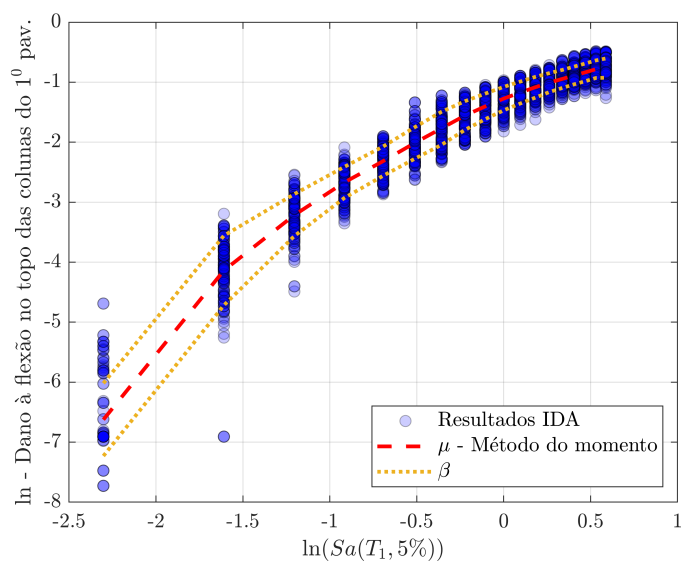
A Figura 91 mostra os resultados da análise IDA transformados para espaço lognormal com 50 terremotos, a linha vermelha tracejada mostra a mediana  $\mu$  das EDPs para cada IM e as linhas pontilhadas em amarelo expressam  $\mu \pm \beta$ .

observa-se que a hipótese 2 ( $\beta$  constante) não é válida para este grupo de resultados. A Figura 92 (a) mostra a regressão linear realizada para análise PSDM e (b) mostra a regressão bilinear.

Nota-se que com a regressão bilinear a mediana fica mais próxima da mediana obtida pelo método do momento (Figura 91), observa-se também redução de  $\beta$  para o segundo segmento de reta da regressão bilinear.

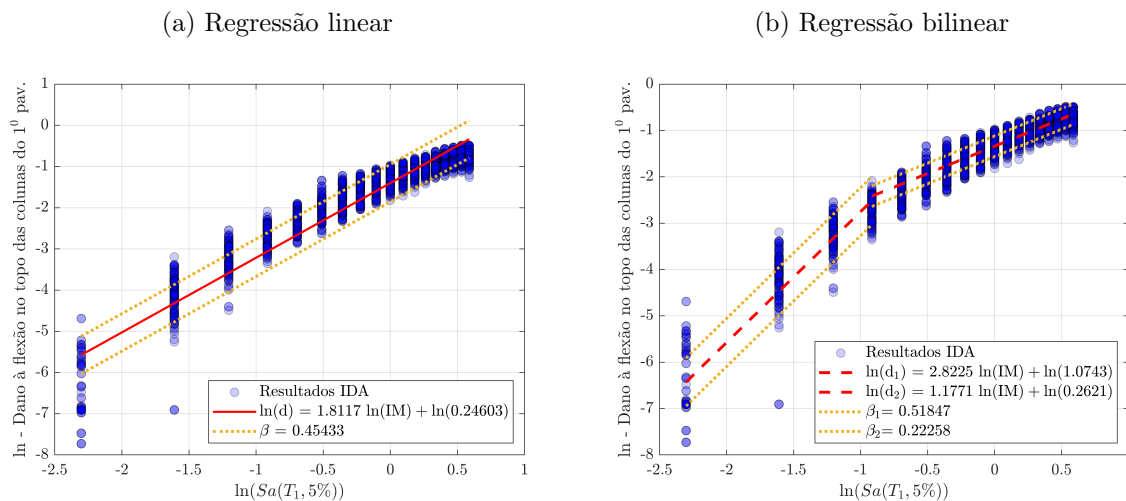
A Figura 93 mostra as curvas de fragilidade obtidas a partir das 4 metodologias (i.e. empírico, método do momento, PSDM com regressão linear e PSDM com regressão bilinear) para diferentes níveis de desempenho definidos em termos de dano. a)  $C = d \geq 0, 20$ , b)  $C = d \geq 0, 40$ , c)  $C = d \geq 0, 50$  e d)  $C = d \geq 0, 60$ .

Figura 91 – Média e dispersão móveis, método do momento - modo de falha *soft-story* (50 terremotos).



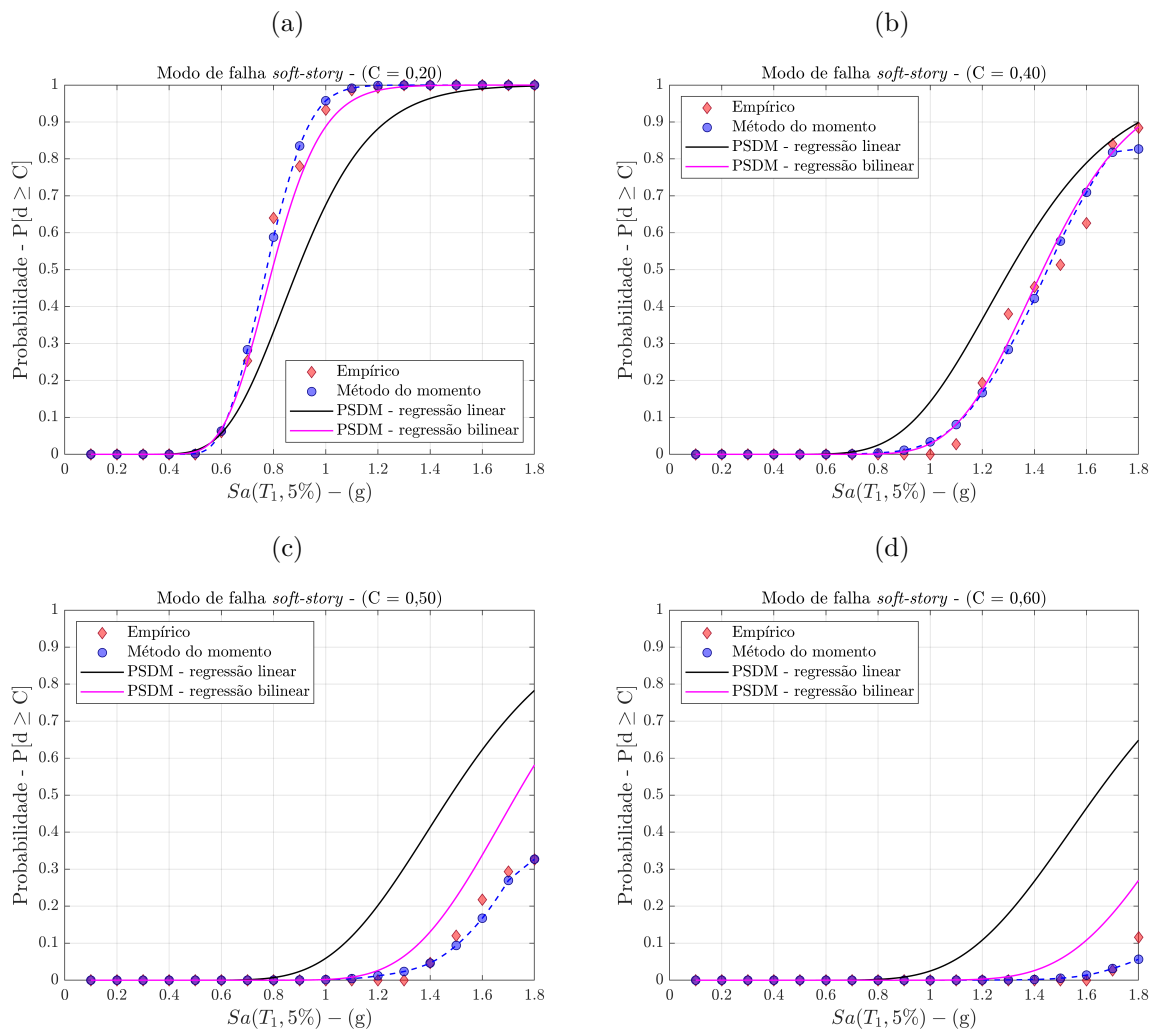
Fonte: Autoria própria.

Figura 92 – Regressões da análise PSDM - Modo de falha *soft-story* (50 amostras de terremotos).



Fonte: Autoria própria.

Figura 93 – Curvas de fragilidade para diferentes níveis de capacidade de dano, modo de falha *soft-story*, 50 amostras de terremotos.



Fonte: Autoria própria.

Pode-se notar que as curvas de fragilidade obtidas por PSDM linear ficaram mais distantes das demais para todos os níveis de capacidade testados. Observa-se também boa convergência entre as curvas obtidas pelo método empírico e do momento. Para níveis de capacidade definidos por  $d \geq 0,20$  e  $d \geq 0,40$  a estimativa com PSDM bilinear foi capaz de prever respostas de probabilidade muito próximas dos resultados dos métodos empírico e do momento.

A Figura 94 mostra os resultados da IDA do pórtico solicitado por 20 amostras de terremotos gerados com distribuição tempo-frequência aleatória.

Nota-se que a dispersão móvel têm pouca variação a partir do segundo valor de IM, indicando a possível validade da hipótese 2 ( $\beta$  constante) para a análise PSDM. A Figura 95 mostra as regressões a) linear e b) bilinear para modo de falha de *soft-story*.

A Figura 96 apresenta as curvas de fragilidade estimadas com os 4 métodos estudados.

Figura 94 – Média e dispersão móveis, método do momento, modo de falha *soft-story*, 20 amostras de terremotos com distribuição conjunta tempo-frequência aleatória.

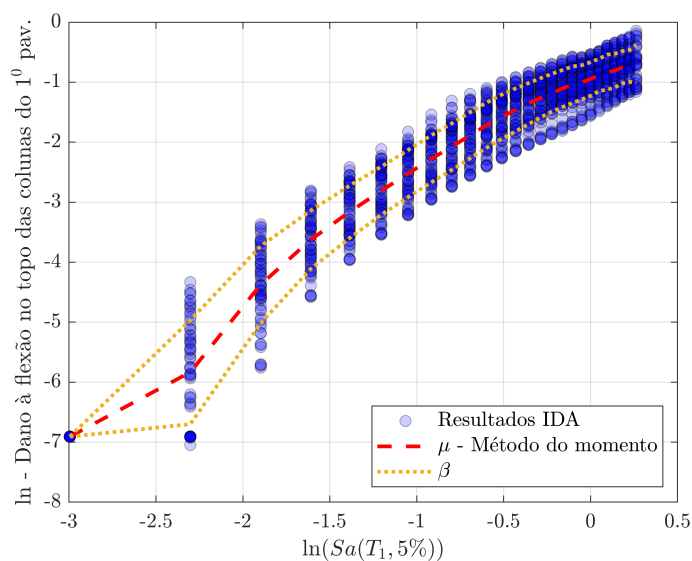
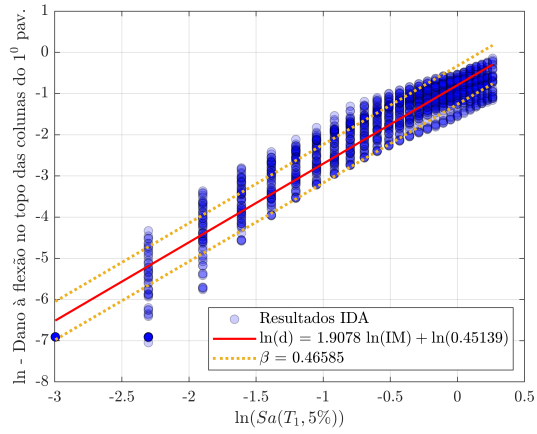
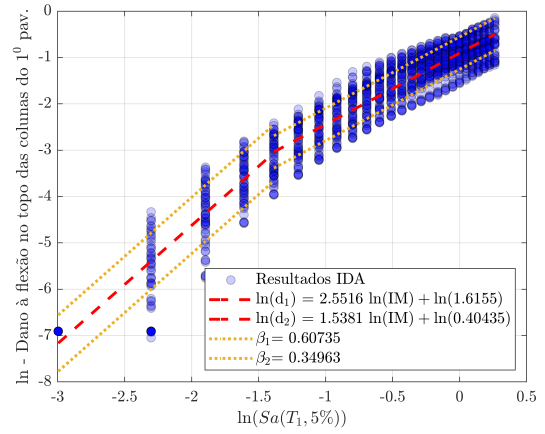


Figura 95 – Regressões da análise PSDM, modo de falha *soft-story*, 20 amostras de terremotos com distribuição conjunta tempo-frequência aleatória.

(a) Regressão linear

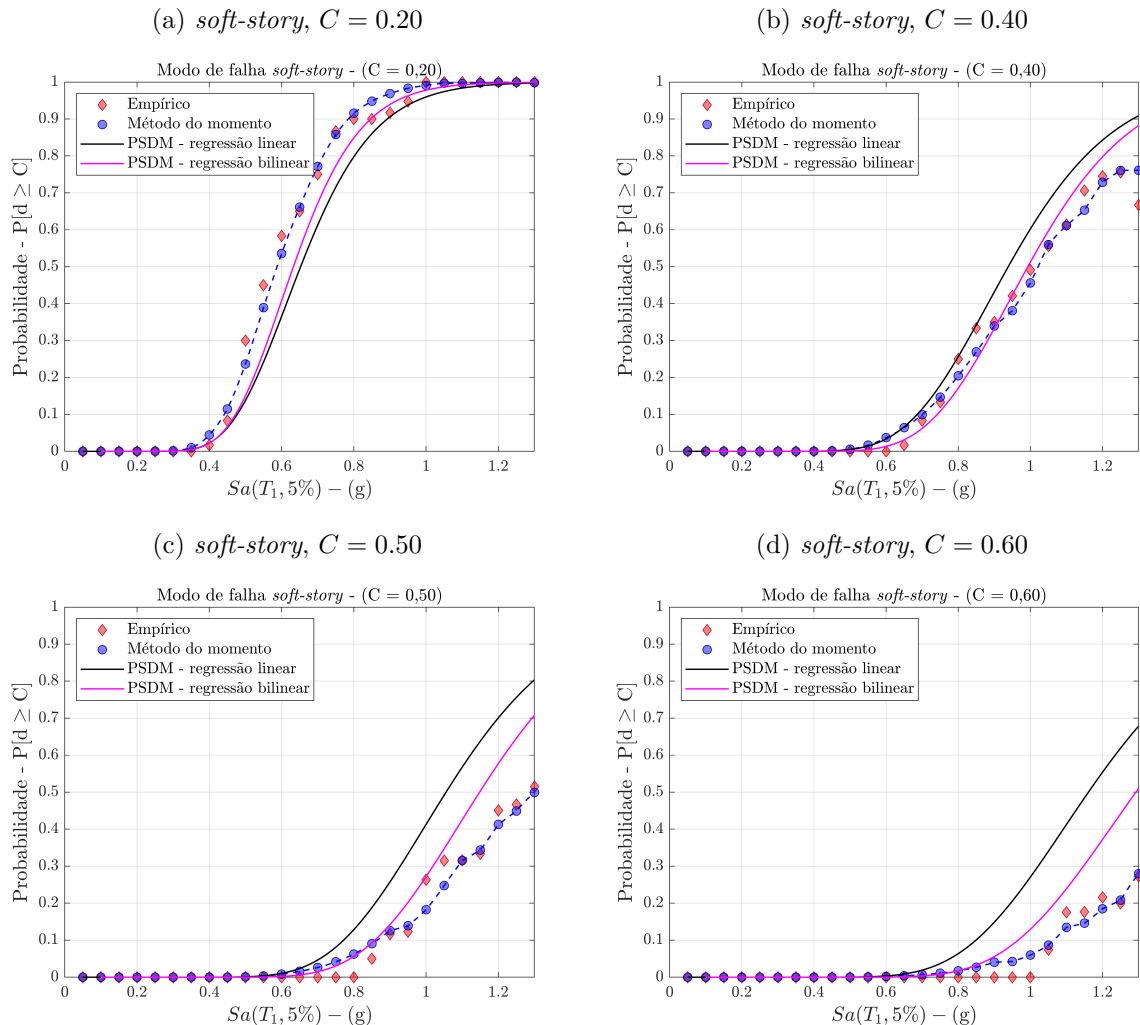


(b) Regressão bilinear



Fonte: Autoria própria.

Figura 96 – Curvas de fragilidade para diferentes níveis de capacidade de dano, modo de falha *soft-story*, 20 amostras de terremotos com distribuição conjunta tempo-frequência aleatória.



Fonte: Autoria própria.

Nota-se na Figura 96 que as curvas de fragilidade calculadas pelos 4 métodos apresentam concordância nos níveis de desempenho com  $d \geq 0,2$  e  $d \geq 0,4$ .

### 6.5.2 Falha global usando o índice de dano como EDP

Para o modo de falha global representado como um problema de confiabilidade de sistemas, os elos mais fortes, que caracterizam a excedência dos níveis de desempenho, são os danos nos nós das vigas do primeiro pavimento. Logo estes são os resultados em termos dos quais são avaliadas as curvas de fragilidade da estrutura. A Figura 97 mostra os resultados da análise incremental com avaliação da mediana  $\mu$  e  $\mu \pm \beta$  pelo método do



momento para o pórtico sujeito a 50 amostras de terremotos com distribuição conjunta tempo-frequência determinística.

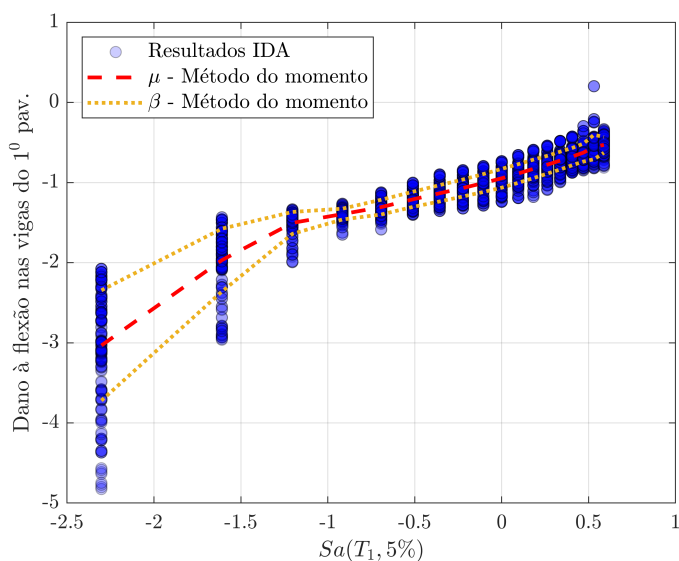
Nota-se grande variação na dispersão calculada para as intensidades de terremoto testadas, indicando que a hipótese de desvio padrão constante (2) aplicada às análises PSDM não é válida para estas simulações. A Figura 98 mostra os resultados das regressões lineares e bilineares da análise PSDM para modelo de colapso global.

Na Figura 98 observa-se grande diferença entre as dispersões das retas que compõem a regressão bilinear. A Figura 99 apresenta as curvas de fragilidade para falha global com níveis de desempenho de a)  $C = d \geq 0,30$ , b)  $C = d \geq 0,40$ , c)  $C = d \geq 0,50$  e d)  $C = d \geq 0,60$ .

Observa-se que as curvas de fragilidade baseadas em regressões lineares diferem muito das demais para todos os níveis de capacidade avaliados. As curvas produzidas a partir de regressões bilineares se mostraram precisas em representar os resultados obtidos com os métodos empíricos e do momento.

Analogamente, a Figura 100 apresenta a mediana e dispersão calculadas pelo método do momento para modo de falha global do pórtico solicitado por 20 amostras de terremotos gerados com distribuições conjuntas tempo-frequência aleatórias. A Figura 101 apresenta as regressões lineares e bilineares para análise da PSDM.

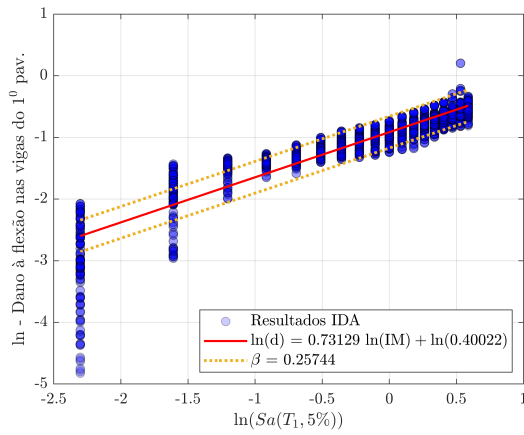
Figura 97 – Média e dispersão móveis, método do momento - modo de falha global 50 amostras de terremotos.



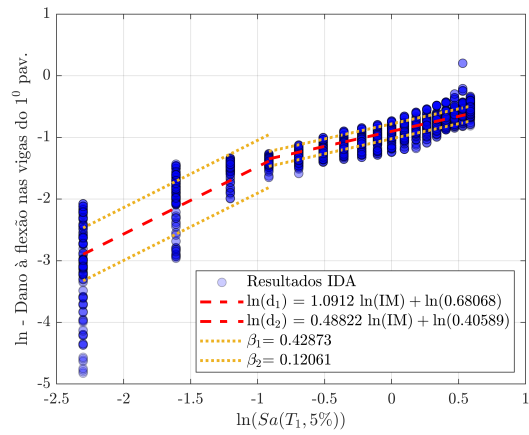
Fonte: Autoria própria.

Figura 98 – Regressões da análise PSDM, modo de falha global.

(a) Regressão linear



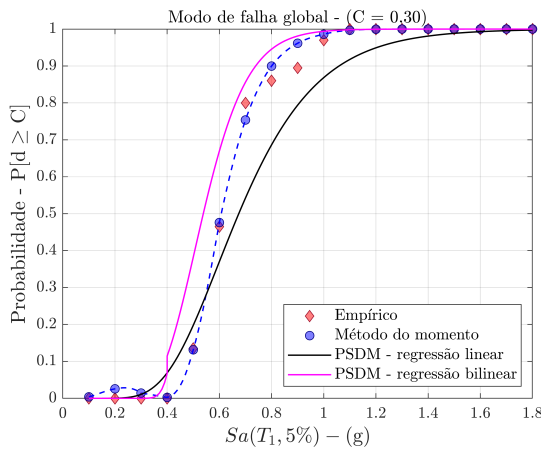
(b) Regressão bilinear



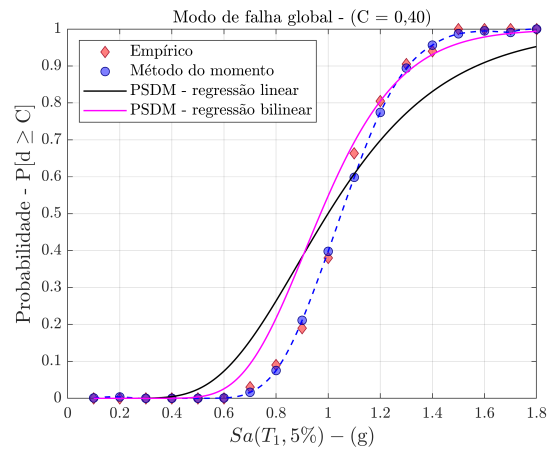
Fonte: Autoria própria.

Figura 99 – Curvas de fragilidade para diferentes níveis de capacidade de dano, modo de falha global, 50 amostras de terremotos.

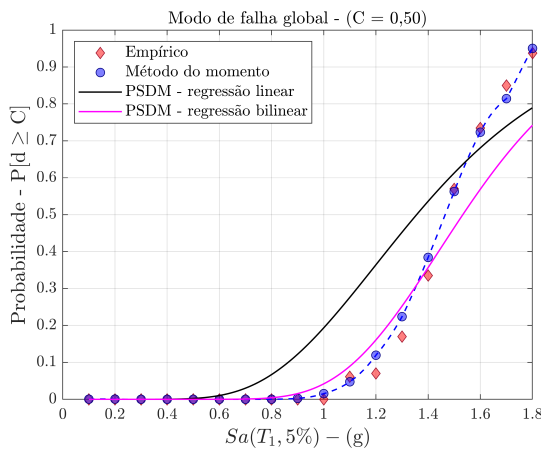
(a) Falha global,  $C = 0,30$



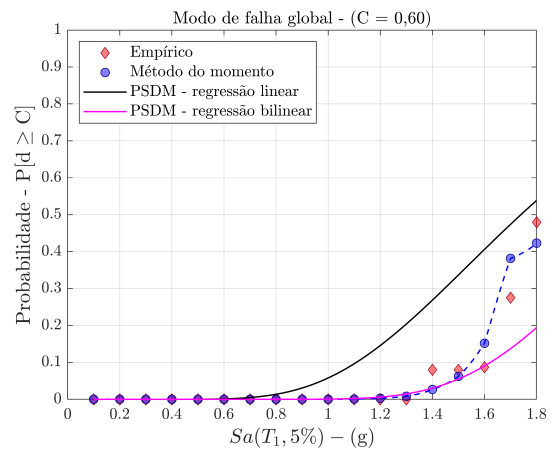
(b) Falha global,  $C = 0,40$



(c) Falha global,  $C = 0,50$

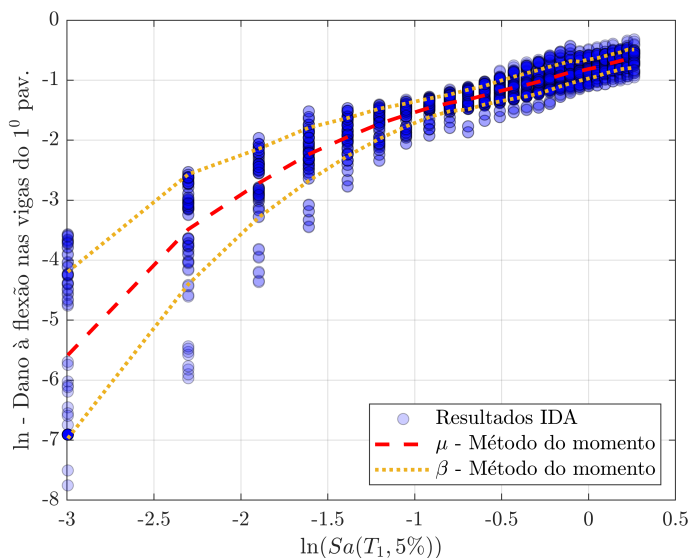


(d) Falha global,  $C = 0,60$



Fonte: Autoria própria.

Figura 100 – Média e dispersão móveis, método do momento, modo de falha global, 20 amostras de terremotos com distribuição conjunta tempo-frequência aleatória.

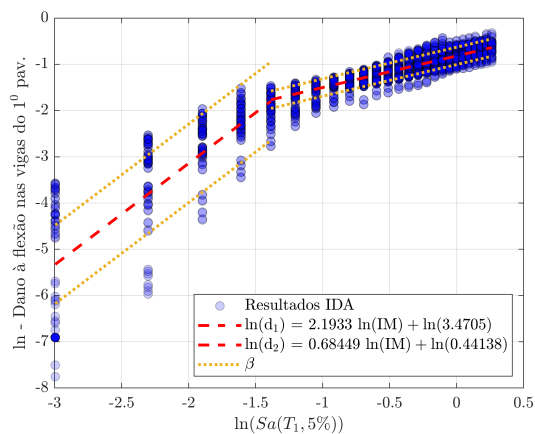
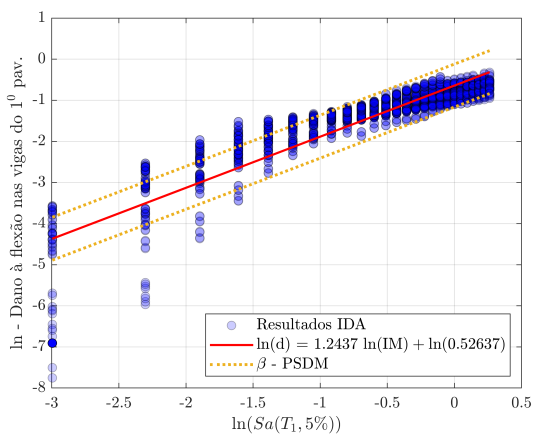


Fonte: Autoria própria.

Figura 101 – Regressões da análise PSDM, Modo de falha global, 20 amostras de terremotos com distribuição conjunta tempo-frequência aleatória.

(a) Regressão linear

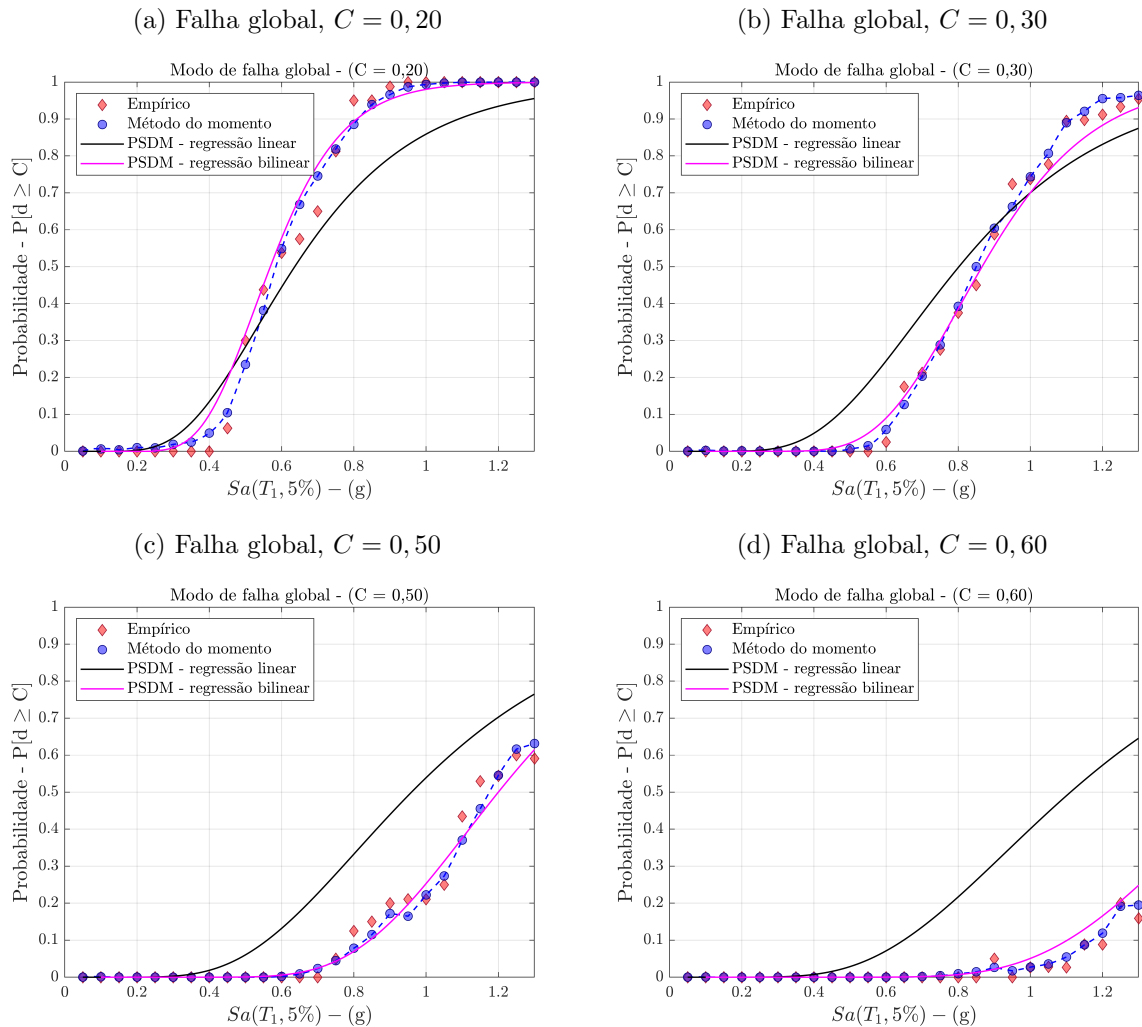
(b) Regressão bilinear



Fonte: Autoria própria.

Observa-se grande variação nas dispersões calculadas na Figura 101 e diferença significativa na inclinação das retas no ponto de inflexão da regressão bilinear. A Figura 102 mostra as curvas de fragilidade de falha global para níveis de desempenho de dano a)  $C = d \geq 0, 20$ , b)  $C = d \geq 0, 30$ , c)  $C = d \geq 0, 50$  e d)  $C = d \geq 0, 60$ .

Figura 102 – Curvas de fragilidade para diferentes níveis de capacidade de dano, modo de falha global, 20 amostras de terremotos com distribuição conjunta tempo-frequência aleatória.



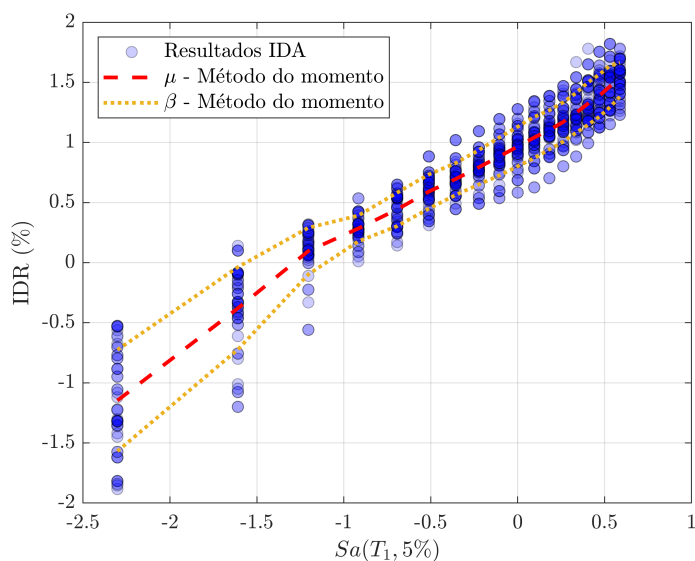
Fonte: Autoria própria.

Nota-se que, para todos os níveis de desempenho testados as curvas de fragilidade calculadas a partir da PSDM com regressão bilinear foram precisas ao representar os resultados discretos das curvas empíricas e do método do momento. Logo, observa-se a influência das características dos sinais de terremotos nas curvas de fragilidade, ou seja, utilizando sinais mais estocásticos, como é o caso dos terremotos artificiais com distribuição conjunta tempo-frequência aleatória, obteve-se melhor convergência entre os modelos para estimativa das curvas de fragilidade.

6.5.3 Critério de falha baseado em IDR

Para que possa ser feita uma comparação direta entre os modos de falha avaliados, são calculadas as curvas de fragilidade pelos 4 diferentes métodos para falha por *interstory drift*. As Figuras 103 e 104 mostram as medianas, dispersões e regressões para da análise PSDM utilizando 50 amostras com distribuição conjunta tempo-frequência determinística.

Figura 103 – Média e dispersão móveis, método do momento, resultados análise IDA 50 amostras, falha por IDR, 50 amostras.

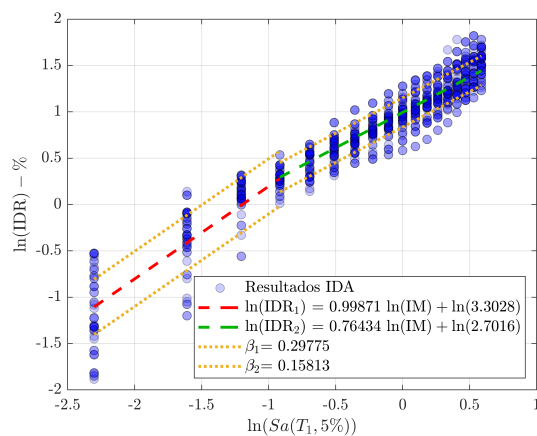
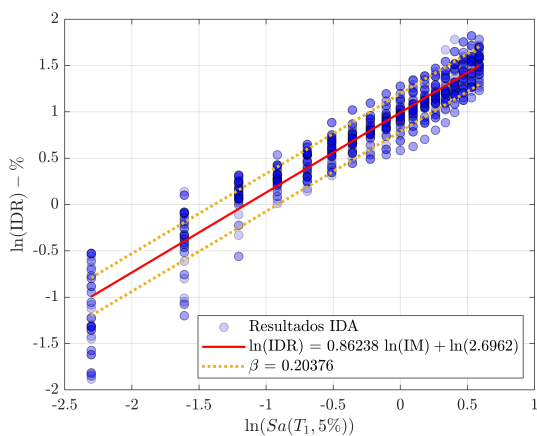


Fonte: Autoria própria.

Figura 104 – Regressões da análise PSDM, falha por IDR, 50 amostras.

(a) Regressão linear

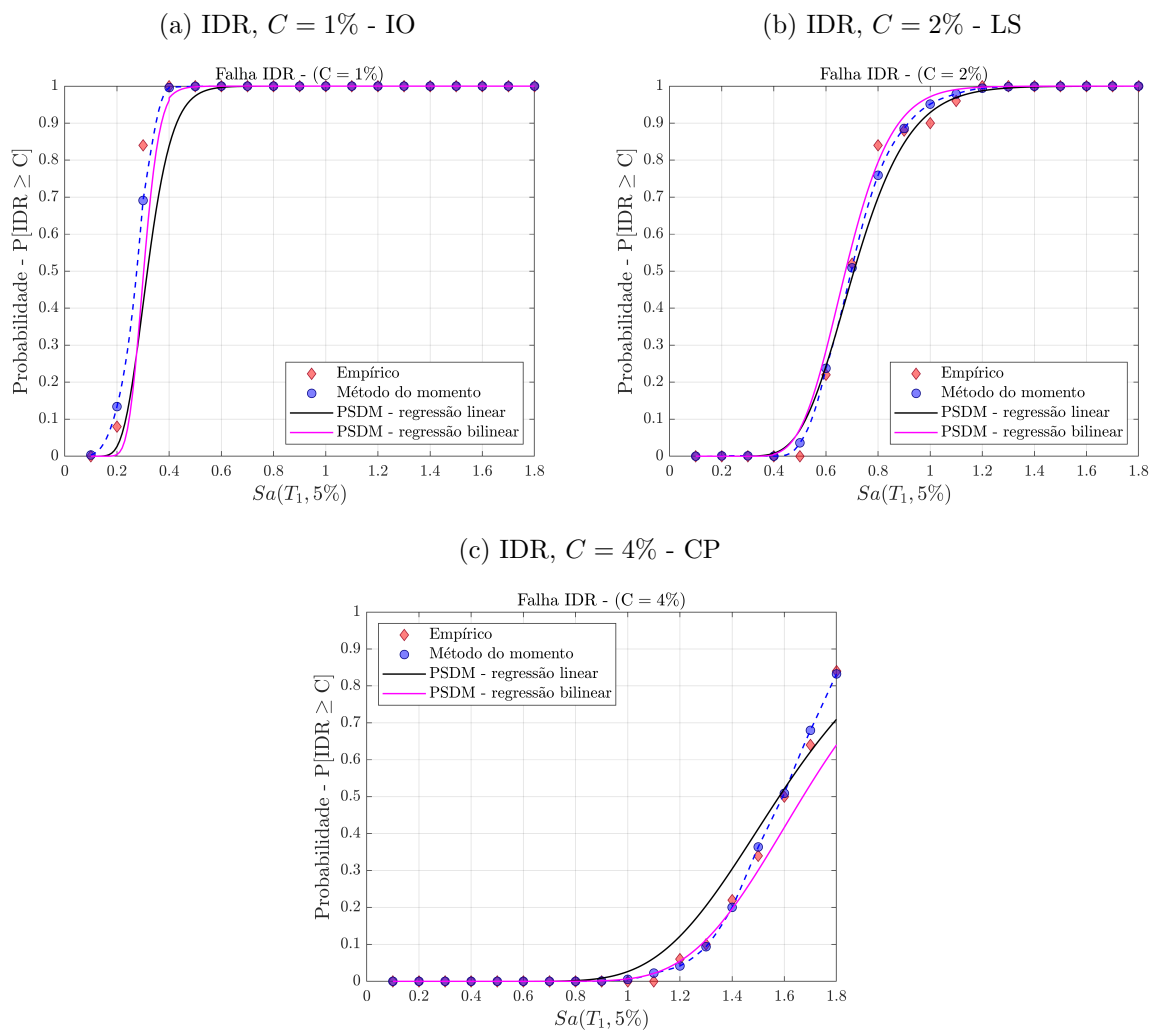
(b) Regressão bilinear



Fonte: Autoria própria.

A Figura 105 apresenta as curvas de fragilidade para os 3 níveis de desempenho baseados em IDR: IO -  $\text{IDR} \geq 1\%$ , LS -  $\text{IDR} \geq 2\%$  e CP -  $\text{IDR} \geq 4\%$ .

Figura 105 – Curvas de fragilidade para , falha por *interstory drift*, 50 amostras de terremotos.



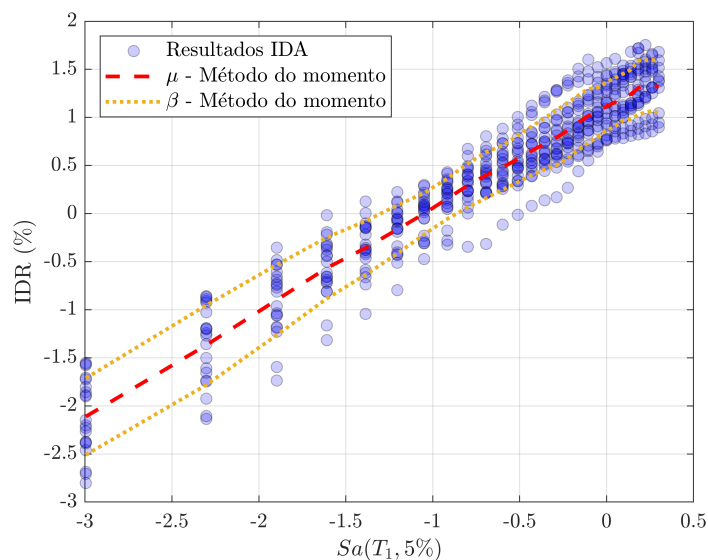
Fonte: Autoria própria.

Observa-se que as curvas de fragilidade estimadas pelos 4 métodos testados estão próximas, indicando que o parâmetro de engenharia adotado influencia diretamente na convergência das curvas de fragilidade. A partir da estimativa obtida com os modelos baseados na PSDM, pode-se verificar a validade das hipóteses (1, 2 e 3) descritas na Seção 5.2.3 para os resultados de IDR. O parâmetro EDP de *interstory drift* parece mais “bem comportado” o que leva à concordância das curvas obtidas de forma empírica, pelo método dos momentos e pelas regressões linear e bilinear.

Analogamente, para a estrutura solicitada pelos 20 sinais de sismos gerados com distribuição conjunta tempo-frequência aleatória têm-se os resultados das Figuras 106 e 107.

A Figura 108 apresenta as curvas de fragilidade para falha IDR sob as 20 amostras de sismos.

Figura 106 – Média e dispersão móveis, método do momento, falha por IDR, 20 amostras de terremotos com distribuição conjunta tempo-frequência aleatória.

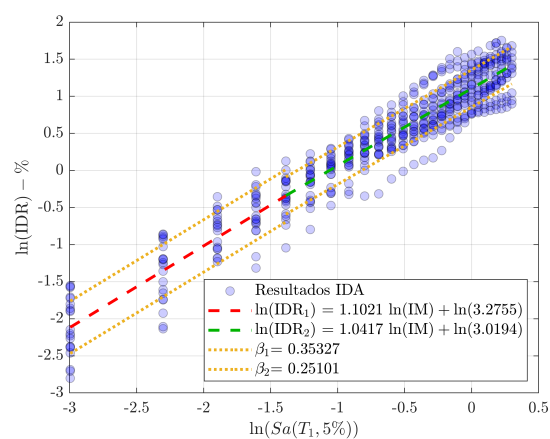
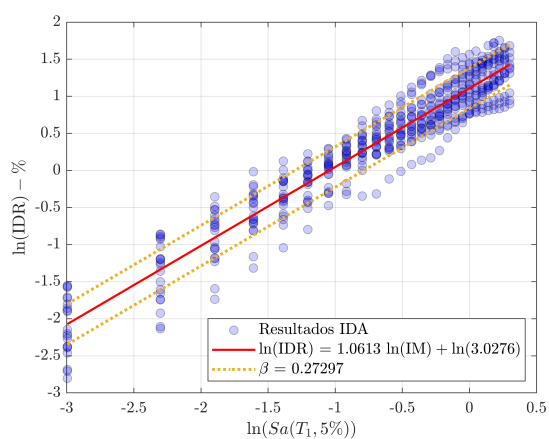


Fonte: Autoria própria.

Figura 107 – Regressões da análise PSDM, falha IDR, 20 amostras de terremotos com distribuição conjunta tempo-frequência aleatória.

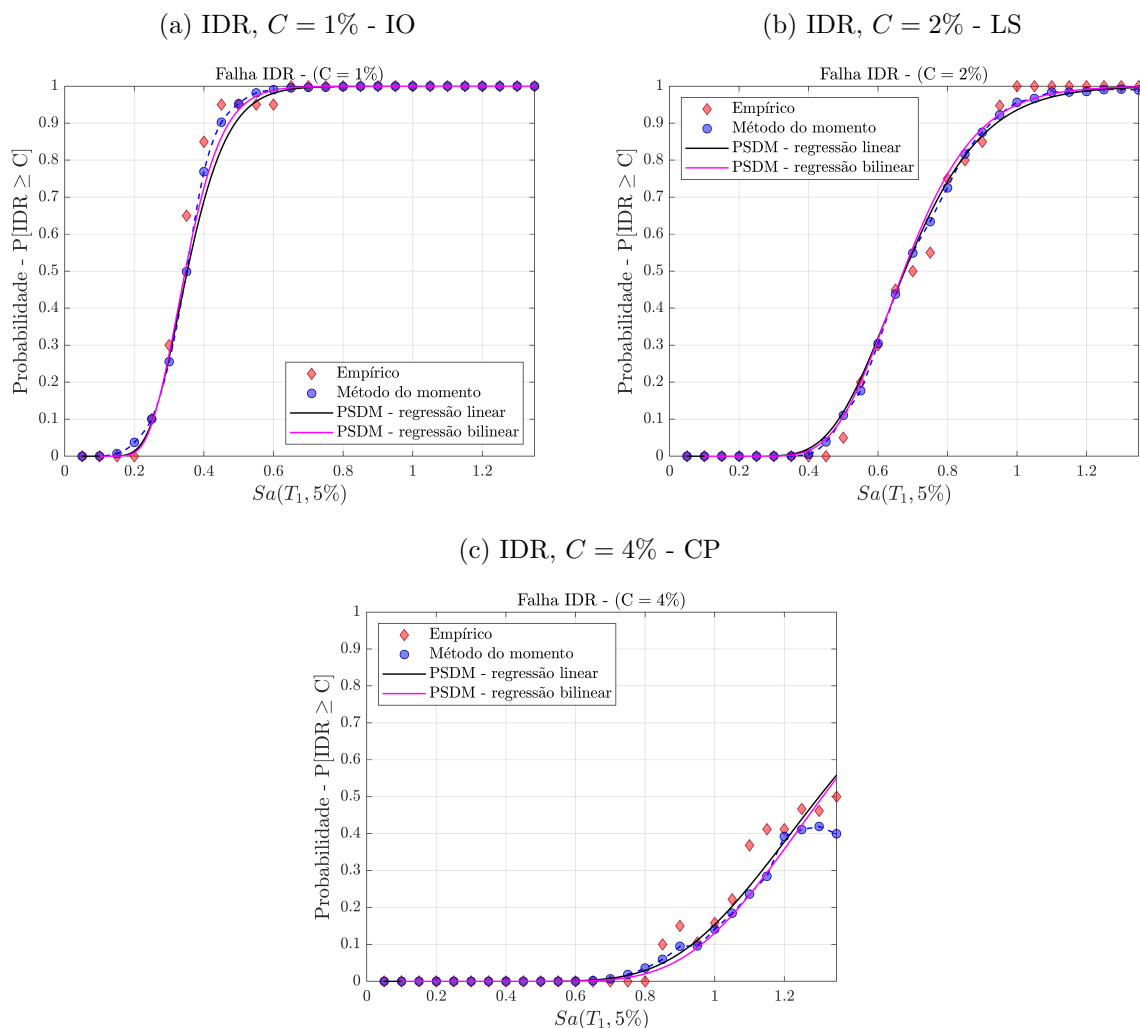
(a) Regressão linear

(b) Regressão bilinear



Fonte: Autoria própria.

Figura 108 – Curvas de fragilidade para falha *interstory drift*, 20 amostras de terremotos com distribuição conjunta tempo-frequência aleatória.



Fonte: Autoria própria.

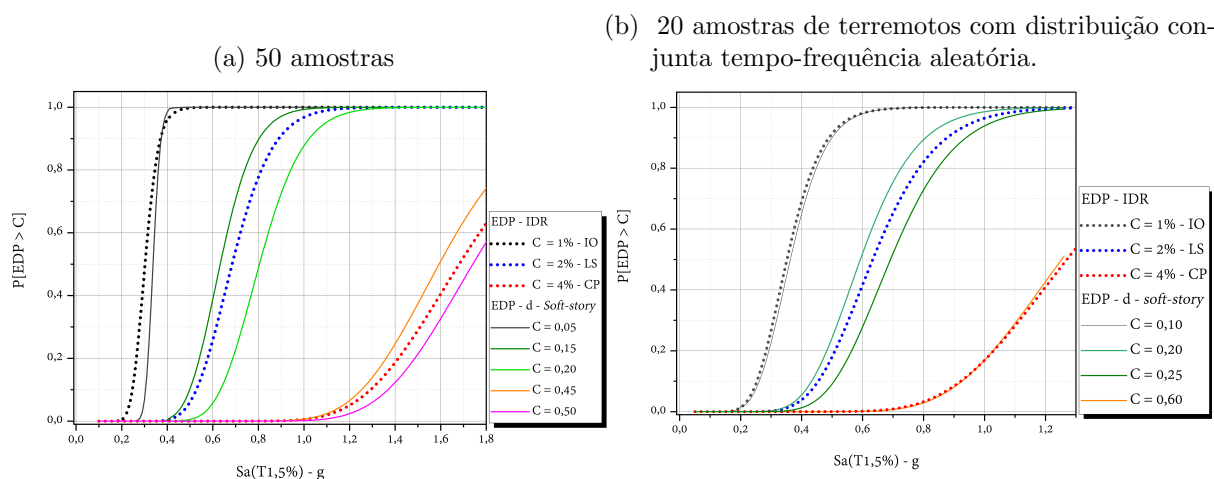
Para o critério de falha baseado em IDR pode-se observar ótima convergência entre as curvas de fragilidades estimadas pelos 4 métodos, indicando que para o caso em que o parâmetro de engenharia escolhido é escrito em termos de deslocamentos, as curvas de fragilidade calculadas a partir da análise PSDM linear são adequadas para representação das probabilidades de falha do pórtico. Esta é a diferença principal entre as curvas de fragilidade escritas em termos de EDPs de dano ou deslocamentos, mostrando que as respostas de deslocamento não violam as hipóteses de distribuição, desvio padrão constante e lei de potência para regressão linear nos resultados da análise incremental. Também foi possível observar que as curvas de fragilidade geradas a partir das 20 amostras de terremotos com distribuição conjunta tempo-frequência aleatória tiveram melhor convergência entre



os métodos testados, indicando a influência da natureza estocástica e características dos terremotos nas curvas de fragilidade.

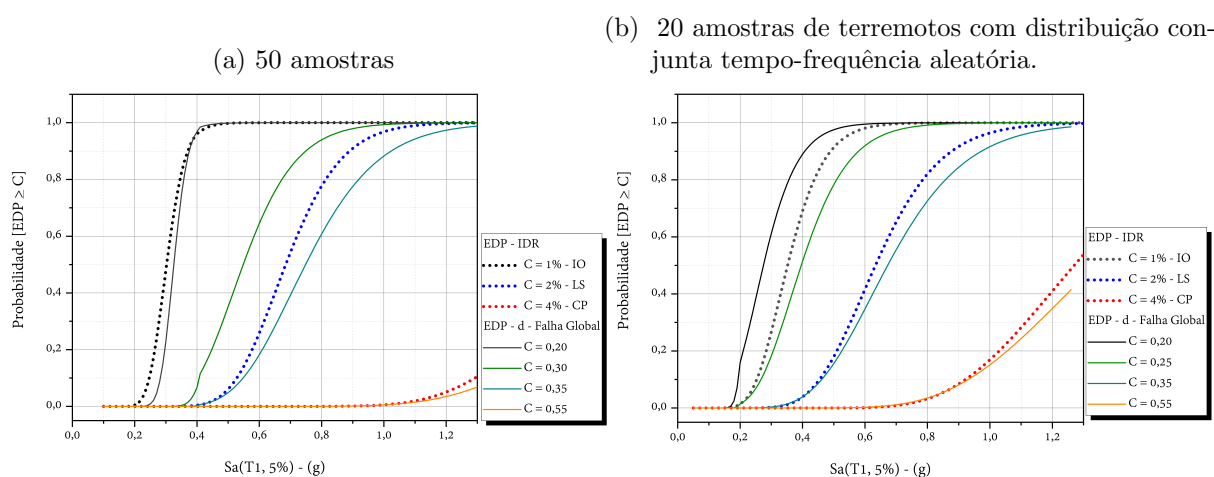
As Figuras 109 e 110 apresentam a comparação das curvas de fragilidades para modo de falha *soft-story* x IDR e falha global x IDR respectivamente para os dois grupos de terremotos gerados.

Figura 109 – Comparação das curvas de fragilidade considerando falha por *soft-story* e IDR.



Fonte: Autoria própria.

Figura 110 – Comparação das curvas de fragilidade considerando falha global e IDR.



Fonte: Autoria própria.

Comparando as curvas de fragilidade baseadas em dano com falha por *soft-story* com as escritas em termos de IDR, observa-se que a curva com  $IDR \geq 1\%$  praticamente coincide com a curva de fragilidade de dano  $d \geq 0,1$  nos nós de topo dos pilares do primeiro pavimento. Analogamente, a curva de  $IDR \geq 2\%$  ficou compreendida entre as

curvas com capacidade  $d \geq 0,15$  e  $d \geq 0,20$  para o estudo com 50 sinais de terremotos e entre  $d \geq 0,20$  e  $d \geq 0,25$  nas análises com 20 sinais. A curva de fragilidade de  $IDR \geq 4\%$  ficou próxima das curvas  $d \geq 0,50$  e  $d \geq 0,60$  para 50 e 20 terremotos respectivamente.

A comparação das curvas de fragilidade da Figura 110 mostra que a curva de fragilidade  $IDR \geq 1\%$  corresponde aproximadamente a curva de fragilidade de falha global com dano nas vigas do primeiro pavimento de  $d \geq 0,20$ . As curvas de fragilidade de  $IDR \geq 2\%$  ficaram mais próximas das curvas de falha global com  $d \geq 0,30$  para o estudo com 50 sinais de terremoto e  $d \geq 0,35$  para 20 amostras. As curvas de fragilidade de prevenção ao colapso ( $IDR \geq 4\%$ ) correspondem de forma mais aproximada às curvas de dano com  $d \geq 0,55$  das vigas do primeiro pavimento.

Nota-se que adotando como EDP os IDRs, a análise tende a ser mais subjetiva, já que não se leva em consideração a tipologia/regularidade das dimensões, as taxas de armadura ao longo da altura do pórtico e a rigidez à deslocamentos laterais. Também vale destacar que estas razões de deslocamento limite foram retiradas do código americano ACI Committee 318 (2014), logo a adoção destes níveis de desempenho em realidades de outros países deve ser avaliada de forma criteriosa já que as diretrizes e práticas de projeto podem diferir significativamente. Neste sentido os critérios de falha em dano são mais objetivos e aplicáveis a qualquer tipo de projeto, uma vez que trata da associação de falhas locais nos nós dos pórticos que podem levar ao colapso da estrutura por formação de mecanismos.

## 7 Pórtico de 8 pavimentos

Este exemplo trata de um pórtico que integra a estrutura de um edifício de concreto armado de 8 pavimentos que tem projeto não dúctil. Este modelo foi estudado anteriormente por Liel (2008). Os detalhes do projeto do edifício são mostrados na Tabela 8. Utiliza-se concreto com resistência a compressão característica de 27,6 MPa, barras de aço com  $f_y = 413,7$  MPa nas vigas e pilares, o vão das vigas é de 7,62 m, o pé direito é de 4,57 m para os pilares do primeiro pavimento e 3,96 m nos demais pavimentos. Considerou-se uma laje maciça de concreto armado de 20 cm de espessura sobre as vigas atuando como carga permanente e foram simulados três vãos do edifício em análise estática de *Pushover* e análise dinâmica incremental. O projeto é governado por requisitos de resistência e rigidez, conforme as prescrições do International Conference of Building Officials. (1997) que prevê poucas recomendações para projeto sísmico especial ou detalhamento dúctil. O período fundamental da estrutura  $T = 1.47$  s foi calculada por análise modal.

Tabela 8 – Seção transversal e projeto do edifícios de 8 pavimentos

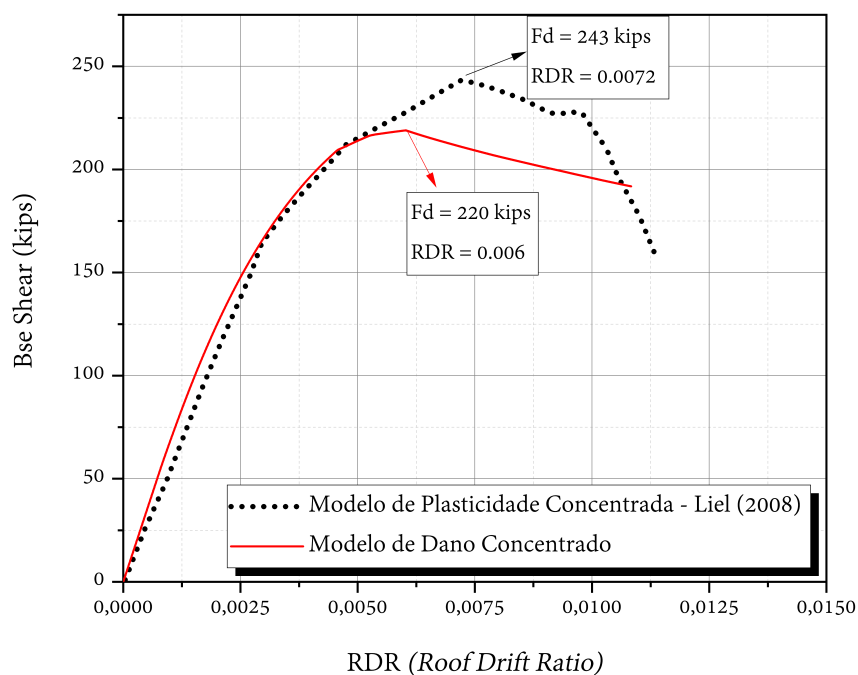
Elemento	Pav.	Base(mm)	Altura(mm)	$\rho_{pos}$	$\rho_{neg}$	$\rho_{Transv.}$
Pilar	1-8	711.2	711.2	0.016	0.016	0.0036
Viga	1-8	609.6	660.4	0.009	0.018	0.0037

Fonte: Adaptado de Liel (2008)

### 7.1 Análise de *Pushover*

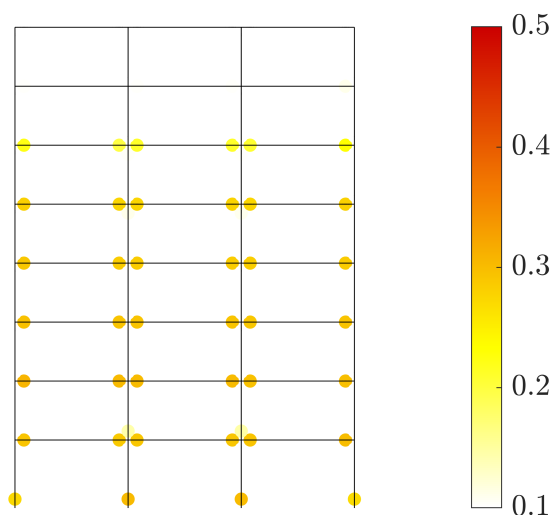
A Figura 111 mostra a comparação dos resultados de *Pushover* obtidos com o modelo mecânico de dano concentrado comparados aos resultados de Liel (2008) que utiliza o modelo de plasticidade concentrada disponível no *software OpenSees* (MCKENNA; FENVES; SCOTT, 2000).

Figura 111 – Análise de Pushover.



Fonte: Autoria própria.

Observa-se satisfatória correspondência na estimativa de força cortante máxima (90%) e razão de deslocamentos do topo (83%) da estrutura entre os modelos de dano concentrado e plasticidade concentrada utilizado por Liel (2008). A Figura 112 mostra o mapa de dano obtido da análise de *Pushover* para a força cortante máxima. Nota-se dano acumulado na base dos pilares do primeiro pavimento e nas vigas do primeiro ao sexto pavimentos.

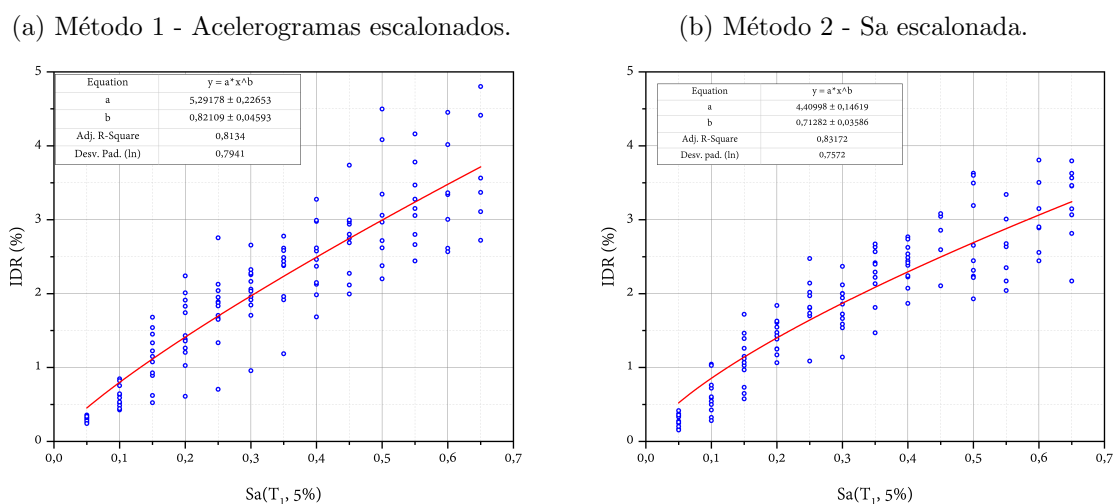
Figura 112 – Mapa de dano para cortante máxima na análise de *pushover*.

Fonte: Autoria própria.

## 7.2 Comparação entre as técnicas para escalar os terremotos na Análise Incremental Dinâmica - IDA

Para análise incremental dinâmica, o edifício de 8 pavimentos foi submetido à terremotos sintéticos gerados para o mesmo tipo de solo da Califórnia utilizado no exemplo do pórtico de 6 pavimentos. A Figura 113 mostra os resultados da análise PSDM e a regressão com lei de potência para construção das curvas de fragilidade. A comparação inicial mostra os resultados da análise incremental comparando as respostas de 10 sinais de terremotos artificiais escalonados com o modelo 1 (acelerogramas escalonados) e modelo 2 (aceleração espectral escalonada). Os EDPs utilizados nesta análise são os IDRs.

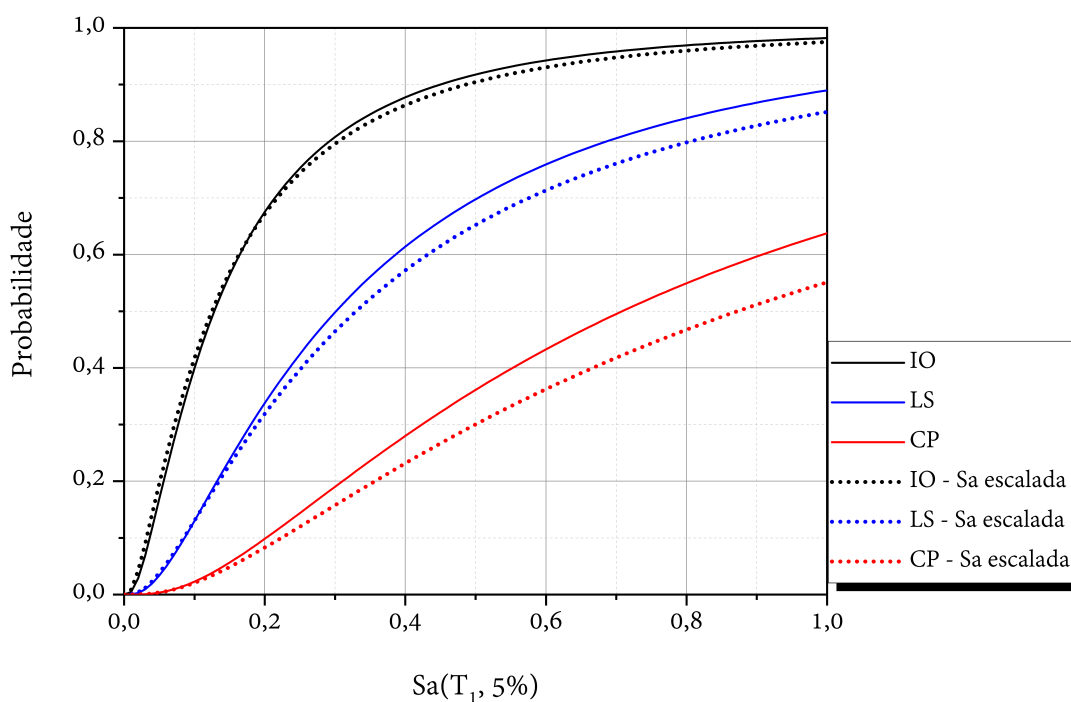
Figura 113 – Regressão não linear das curvas IDA para geração das curvas de fragilidade.



Fonte: Autoria própria.

A Figura 114 mostra as curvas de fragilidade para os níveis de desempenho IO ( $IDR \geq 1\%$ ), LS ( $IDR \geq 2\%$ ) e CP ( $IDR \geq 4\%$ ) obtidas a partir das análises PSDM mostradas na Figura 113.

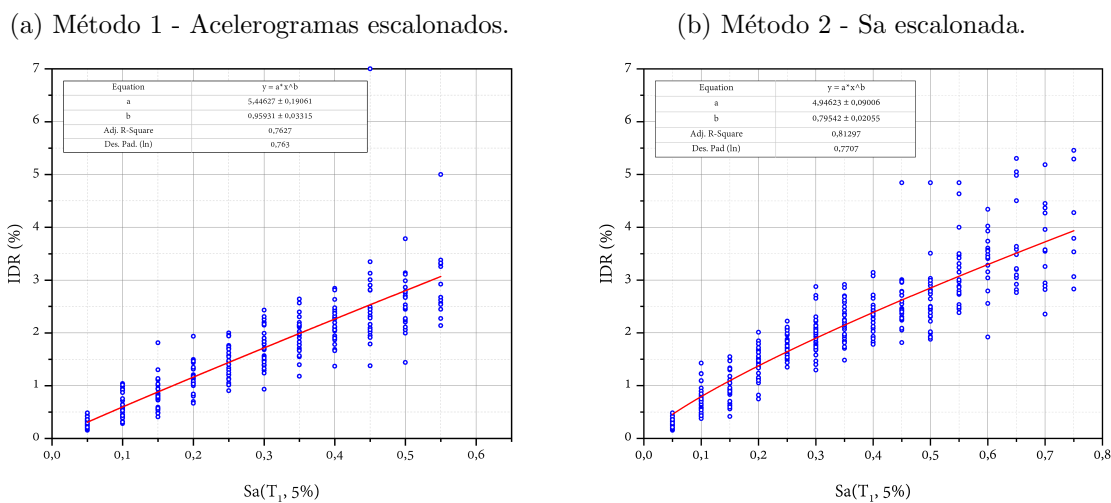
Figura 114 – Curvas de Fragilidade - comparação entre os métodos de escalonamento.



Fonte: Autoria própria.

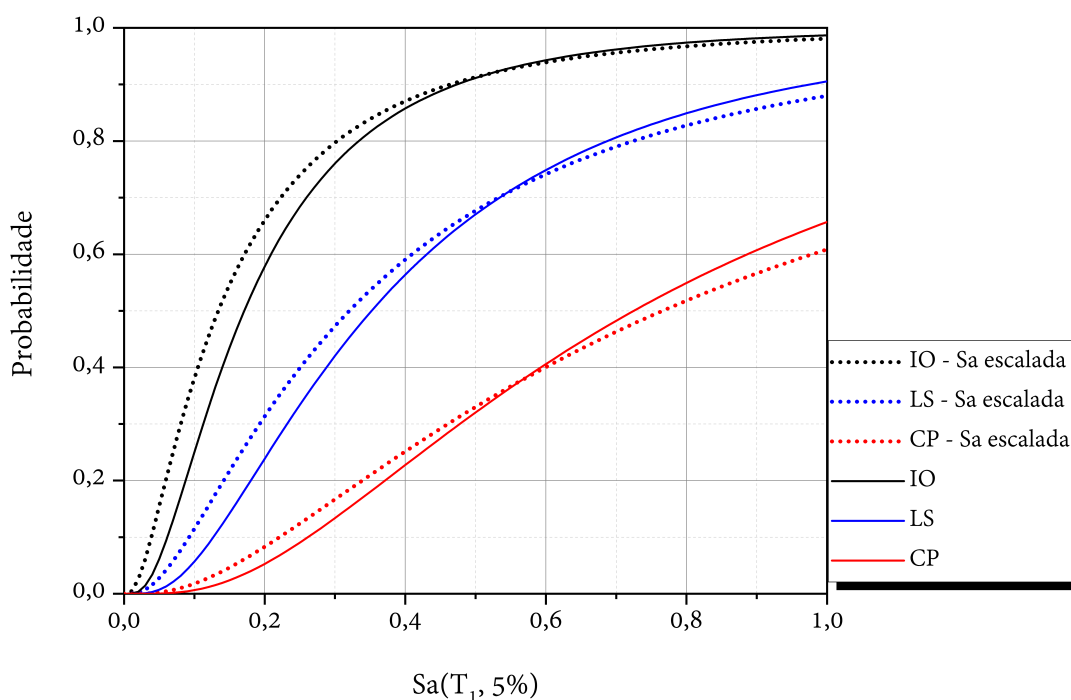
Observam-se diferenças entre as funções de fragilidade calculadas a partir dos diferentes modelos de escalonamento dos terremotos. Pode-se notar que as curvas com terremotos escalonados pelo método 2 são mais achatadas indicando maior incerteza na solicitação e na resposta estrutural. Testou-se utilizar uma amostra maior com 50 sinais de terremotos para realizar um estudo análogo ao desenvolvido na seção 6.2. A Figura 115 mostra a análise PSDM e regressões utilizadas nas IDAs com 50 sinais. A Figura 116 mostra as curvas de fragilidade calculadas para ambas as metodologias de escalonamento dos terremotos com 50 terremotos.

Figura 115 – Regressão de potência das curvas IDA para geração das curvas de fragilidade com 50 amostras de terremotos.



Fonte: Autoria própria.

Figura 116 – Curvas de fragilidade - 50 sinais de terremotos.

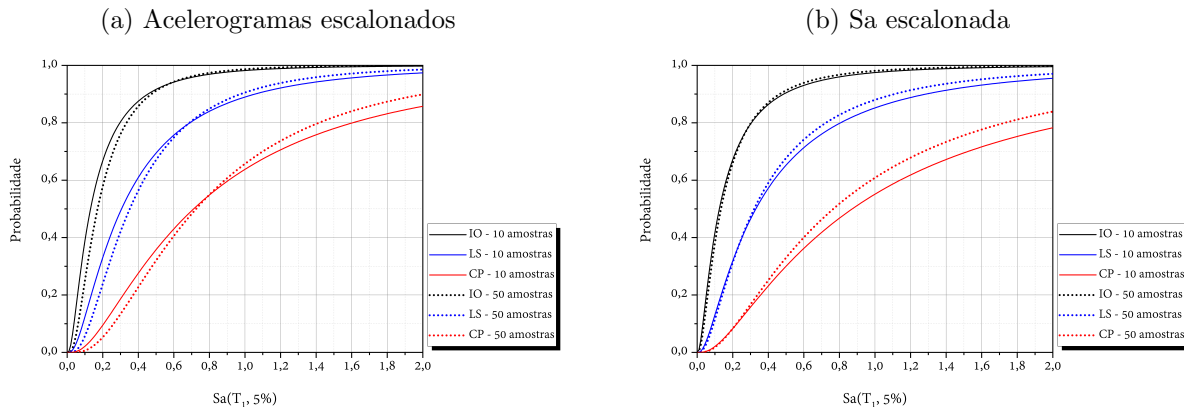


Fonte: Autoria própria.

Nota-se que mesmo utilizando maior número de simulações, 50 sinais para cada IM, as curvas de fragilidade calculadas com as duas metodologias de escalonamento divergem para várias intensidades de terremotos. Observa-se também que o intervalo de acelerações testadas como IMs foi menor em relação ao pórtico de 6 pavimentos, este comportamento se dá pela resposta não dúctil da estrutura em questão, que falha sob intensidades de terremotos mais baixas.

A Figura 117 compara as curvas de fragilidade calculadas com 10 e 50 amostras para cada metodologia de escalonamento.

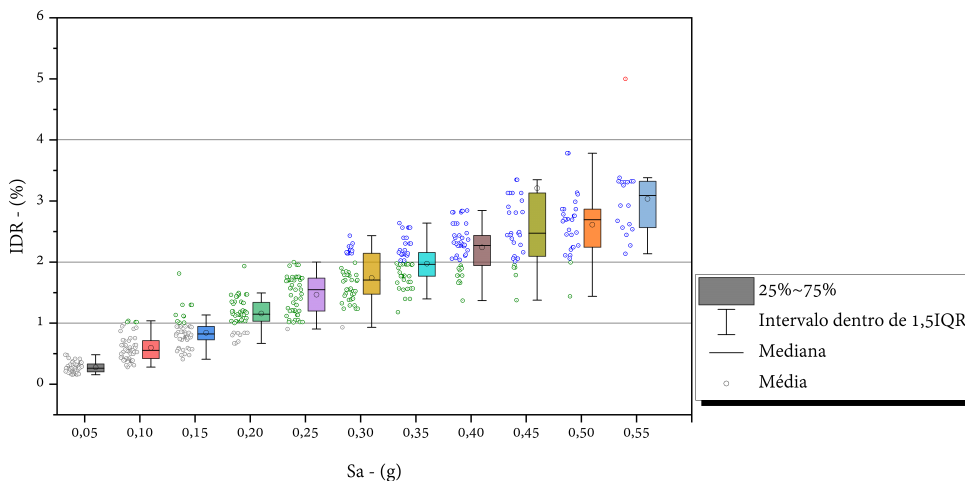
Figura 117 – Curvas de fragilidade obtidas com 10 e 50 amostras de terremotos.



Fonte: Autoria própria.

Nota-se que há melhor convergência dos resultados de curvas de fragilidade utilizando o método 2 de escalonamento (aceleração espectral alvo escalonada). As Figuras 119 e 118 mostram a frequência de ocorrência dos IDRs em cada estado limite avaliado a partir dos 2 métodos de escalonamento de terremotos.

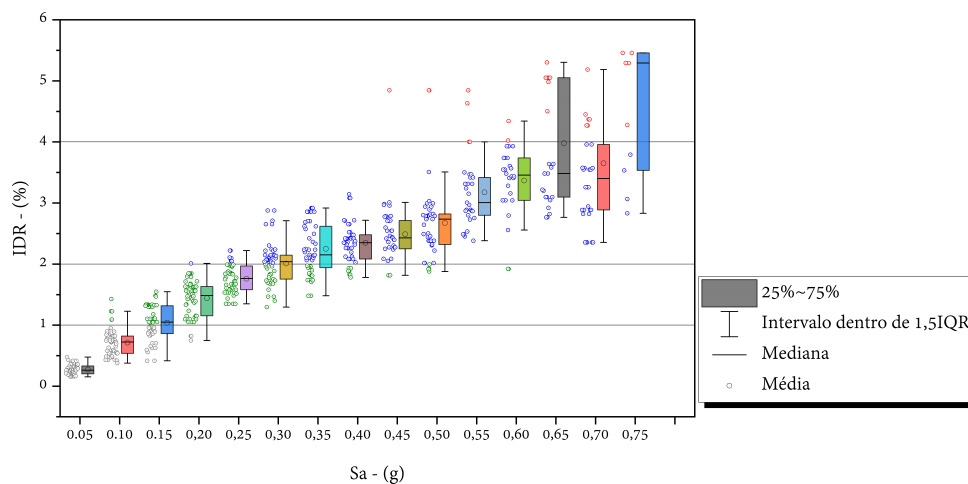
Figura 118 – Resultado das simulações utilizando amostras de terremotos com acelerações escalonadas.



Fonte: Autoria própria.



Figura 119 – Resultado das simulações utilizando amostras de terremotos com aceleração espectral escalonada.

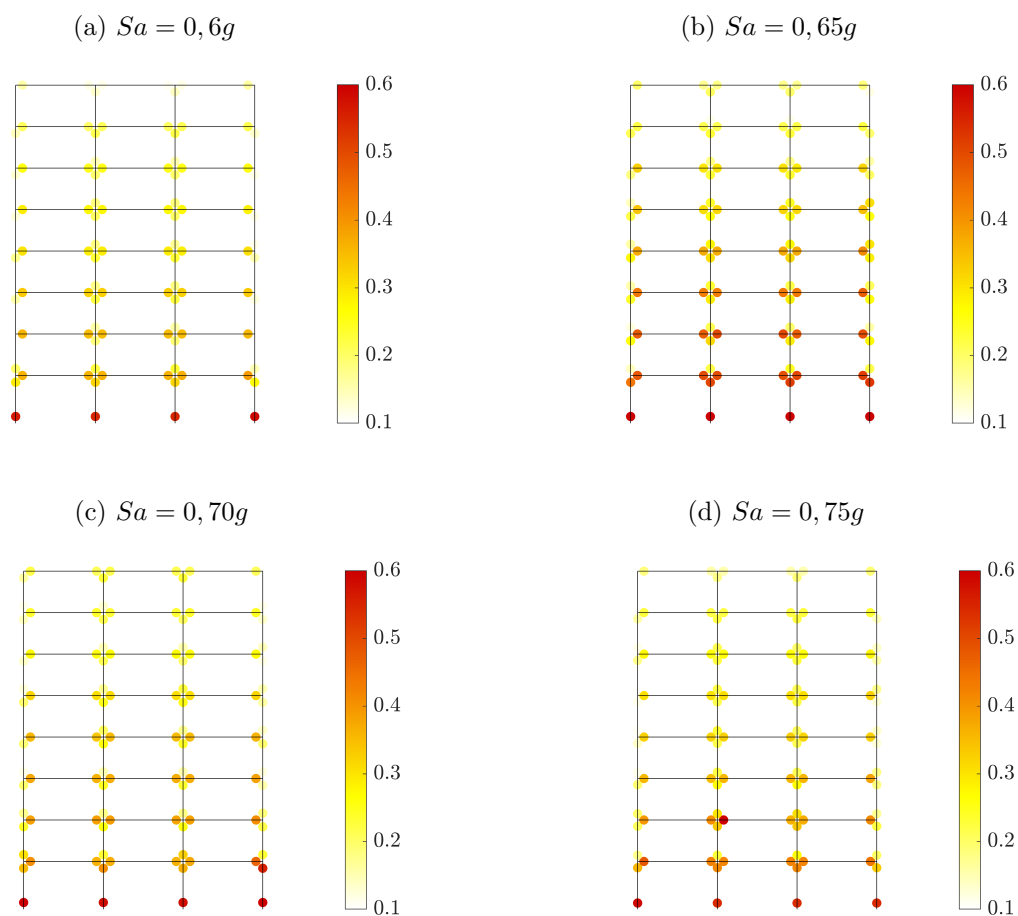


Fonte: Autoria própria.

Fica evidente que para intensidades de terremotos maiores, as dispersões nos resultados das análises incrementais são superiores; também pode-se notar que utilizando o método 1 de escalonamento conseguiram-se poucos pontos no estado limite CP (dados em vermelho na Figura 118). Por outro lado, têm-se várias simulações no estado limite CP (Figura 119) considerando o método 2 de escalonamento, isso ocorre pois devido à utilização de históricos temporais diferentes em cada IM, torna-se mais fácil obter convergência numérica nas simulações com o modelo de dano concentrado, sendo possível inclusive testar níveis de intensidade dos terremotos mais altos.

A Figura 120 ilustra os mapas de dano de simulações características compreendidas no estado limite CP para o pórtico de 8 pavimentos.

Figura 120 – Mapa de dano simulações que violaram estado limite de prevenção de colapso (CP).

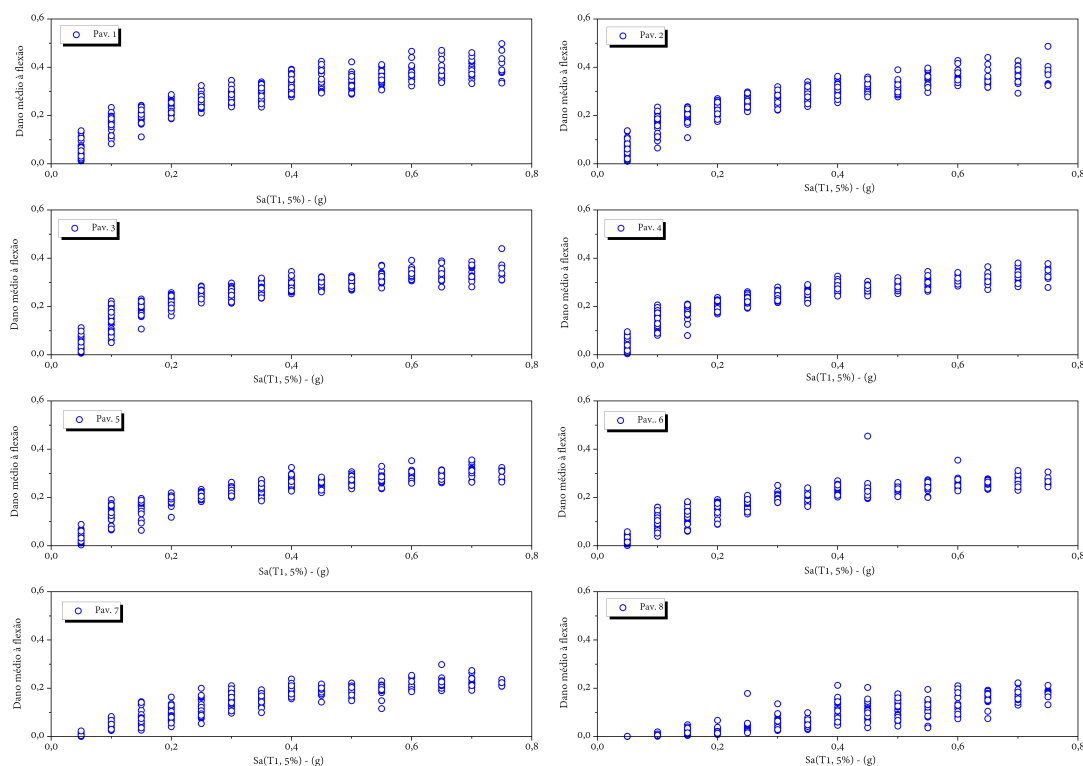


Fonte: Autoria própria.

É possível notar que esta estrutura apresenta padrão de danificação distribuído de forma menos uniforme em relação ao pórtico de 6 pavimentos. Os primeiros 3 pavimentos da estrutura apresentam índices de dano significativamente superiores aos demais. Também é possível verificar que os pilares do primeiro pavimento tendem a formar mecanismo de falha *soft-story* (Figuras 120 b) e c)).

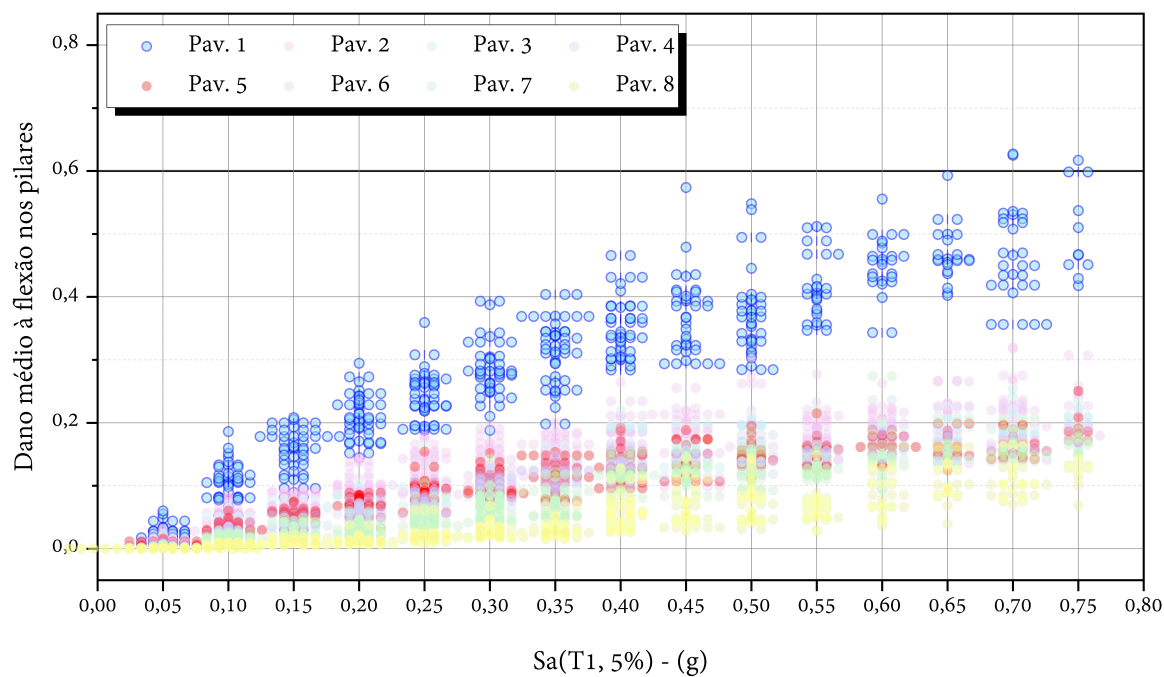
As Figuras 121 e 122 apresentam os índices de dano das vigas e dos pilares respectivamente para todas as simulações realizadas.

Figura 121 – Dano médio nos vigas de cada pavimento.



Fonte: Autoria própria.

Figura 122 – Dano médio nos pilares de cada pavimento.



Fonte: Autoria própria.

As Figuras 121 e 122 mostram que os índices de dano de flexão médio nas vigas da estrutura estão em torno de 0,40 para os maiores IM testados. As vigas dos dois últimos

pavimentos apresentam médias de dano inferiores, cerca de 0,20. Nota-se também que os pilares do primeiro pavimento apresentam danos médios significativamente mais altos que os demais.

De forma análoga ao que foi desenvolvido para o pórtico de 6 pavimento é possível se identificar e caracterizar a confiabilidade dos pórticos utilizando os conceitos de confiabilidade de sistemas. A partir da avaliação dos mapas de dano e das Figuras 121 e 122 pode-se afirmar que o modo de falha predominante é o de *soft-story* sendo governado pelo dano nos nós de topo dos pilares do primeiro pavimento que se apresentam como os elos mais fortes ou resistentes deste sistema. A formação de mecanismo por falha global não parece ser provável para este pórtico uma vez que a distribuição de dano nas vigas é não uniforme.

## 8 Conclusão

Esta tese propôs e desenvolveu uma metodologia para avaliação das curvas de fragilidade sísmica de pórticos de concreto armado utilizando a mecânica do dano concentrado. Para isso, utilizou-se análises dinâmicas incrementais para construção das curvas de fragilidade. O trabalho mostra a metodologia para identificação de mecanismos de colapso a partir da observação dos índices de dano nos elementos, resultantes do modelo de dano concentrado.

Observou-se, a partir das comparações de análises *Pushover*, que o modelo de dano concentrado implementado é preciso ao representar comportamentos descritos por outros modelos utilizados na metodologia PBEE, como o modelo de plasticidade concentrada utilizado no *software OpenSees*, e também o modelo de dano contínuo, *Concrete Damage Plasticity Model*, disponível no Abaqus.

É possível escrever as curvas de fragilidade utilizando como EDPs os IDRs ou os índices de dano. Para a utilização dos índices de dano como parâmetros de demanda de engenharia deve-se realizar a avaliação da estrutura como um problema de confiabilidade de sistemas, pois assim torna-se possível identificar os elementos que determinam o colapso, e que podem ser associados em série, em paralelo, ou como sistemas mistos. A vantagem principal em se utilizar os IDRs como parâmetros de engenharia é de que este é um dado global do edifício obtido a partir de qualquer modelo mecânico. Porém, deve-se destacar que, os valores de IDR podem ser informações subjetivas, uma vez que não levam em consideração critérios de projeto e nem a distribuição de rigidez lateral do edifício. Logo, é necessário fazer uma avaliação criteriosa das diretrizes e cultura de projeto adotada em cada país ou região, antes da generalização e definição dos IDRs limites que definem a capacidade estrutural.

A utilização de parâmetros de engenharia baseados em índices de dano pode ser considerada mais objetiva, pois basicamente representam a formação de rótulas inelásticas que podem levar à instabilidade de parte ou de todo o pórtico. Destaca-se que, estes resultados podem ser generalizados para parâmetros globais da análise após, a identificação dos mecanismos de colapso apresentados pelo pórtico.

Observou-se também que o cálculo das curvas de fragilidade com base nos índices de dano pode requerer uma análise detalhada da validade das hipóteses assumidas na

aplicação de equações analíticas baseadas na PSDM. Isto ocorre pois os índices de dano mostram-se resultados mais não lineares, e sensíveis à natureza estocástica das solicitações.

Notou-se que a utilização de terremotos estocásticos com distribuição conjunta tempo-frequência aleatórias gera resultados com menores dispersões nas análises PSDM. Verifica-se também que os resultados da IDA utilizando terremotos com distribuição conjunta tempo-frequência aleatória satisfazem melhor às hipóteses assumidas nas formas fechadas de cálculo das curvas de fragilidade.

Da comparação entre as técnicas de escalonamento de terremotos, observou-se que, a metodologia proposta neste trabalho é pertinente para aplicação em modelos com geração sintética de terremotos, uma vez que pode-se gerar um grande número de sinais diferentes com baixo custo computacional. Notou-se também que as curvas de fragilidade obtidas a partir do escalonamento da resposta espectral mostram maior incerteza no *input* e podem ser consideradas “mais estocásticas”. Os resultados mostraram também que, utilizando o método de escalonamento baseado na resposta espectral alvo (método proposto), pode-se reduzir o número de amostras de terremotos utilizadas na IDA, diminuindo assim o tempo computacional gasto para obtenção das curvas de fragilidade. Outra vantagem apresentada com o método, é a redução de problemas de convergência das simulações para níveis de intensidade sísmica mais elevados, permitindo a obtenção de mais pontos para análise de demanda sísmica em IM altos.

Da comparação entre as curvas de fragilidade escritas em termos de índices de dano e IDR para diferentes níveis de capacidade estrutural, observa-se que o estado limite de prevenção ao colapso (CP) definido por  $IDR \geq 4\%$  corresponde aproximadamente a índices de dano de 0,6 para os elementos que governam a falha por *soft-story* e 0,55 para os elementos que governam a falha global do pórtico de 6 pavimentos. O estado limite LS com  $IDR \geq 2\%$  apresentou-se entre as curvas de dano de 0,20 e 0,35 para os modos de falha de *soft-story* e global respectivamente. O estado limite IO caracterizado por  $IDR \geq 1\%$  foi correspondente ao índice de dano de 0,05 para falha por *soft-story* e entre os valores de 0,20 e 0,25 para falha global. Nota-se que esta comparação entre as curvas de fragilidade mostrou-se sensível à natureza dos terremotos utilizados.

Este trabalho explora diversos aspectos que influenciam nas análises de vulnerabilidade sísmica de estruturas de concreto armado e mostra a aplicabilidade e eficiência do modelo de dano concentrado associado à metodologia PBEE. Também foi possível explorar as diferenças e influência da escolha dos parâmetros de engenharia na obtenção das curvas

de fragilidade e evidenciar a importância da interpretação dos mapas de dano para que seja possível identificar os mecanismos de colapso que caracterizam o comportamento estrutural frente a sismos.

### *8.1 Sugestões para trabalhos futuros*

Sugere-se que em trabalhos futuros sejam explorados a influência de critérios de projeto e dimensionamento de elementos de concreto armado na ductilidade dos pórticos e na resposta das análises de vulnerabilidade sísmica. Propõe-se também incluir modos de falha local de cisalhamento para os elementos de concreto armado e/ou a consideração de estruturas com pórticos resistentes contendo pilares parede. Sugere-se adicionalmente a comparação das curvas de fragilidade obtidas com terremotos naturais e sintéticos gerados para a mesma localização e resposta espectral alvo.

## Referências

- ABNT. *NBR 15421: Projeto de estruturas resistentes a sismos - Procedimentos*. Rio de Janeiro, 2006. 26 p. Citado na página 27.
- ACI Committee 318. *Building Code Requirements for Structural Concrete*. 2014. 524 p. Citado 5 vezes nas páginas 27, 45, 46, 54 e 153.
- ALARCÓN, E. et al. A repairability index for reinforced concrete members based on fracture mechanics. *Engineering Structures*, v. 23, n. 6, p. 687–697, 2001. ISSN 01410296. Citado na página 30.
- AMORIM, D. L. et al. The extended lumped damage mechanics: A new formulation for the analysis of softening with FE size-independence. *Mechanics Research Communications*, Elsevier Ltd, v. 91, p. 13–18, 2018. ISSN 00936413. Citado na página 23.
- AMORIM, D. L. F. *On the lumped damage mechanics for nonlinear structural analyses: new developments and applications*. 5–24 p. Tese (Doutorado), 2016. Citado 6 vezes nas páginas 47, 48, 49, 50, 51 e 52.
- AMORIM, D. L. F.; PROENÇA, S. P.; FLÓREZ-LÓPEZ, J. Simplified modeling of cracking in concrete: Application in tunnel linings. *Engineering Structures*, Elsevier Ltd, v. 70, p. 23–25, 2014. ISSN 01410296. Citado 3 vezes nas páginas 23, 30 e 31.
- ASCE. *Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures (ASCE/SEI 7-16)*. [S.l.: s.n.], 2018. ISBN 9780784414248. Citado 6 vezes nas páginas 69, 94, 97, 98, 99 e 103.
- ASCE; FEMA. *FEMA 356 - Prestandard and comentary for the seismic rehabilitation of buildings*. Washington, DC, 2000. 163–189 p. Citado na página 87.
- ASLANI, H.; MIRANDA, E. *Probabilistic earthquake loss estimation and loss disaggregation in buildings*. [S.l.], 2005. Citado na página 90.
- ASSUMPCAO, M. d. S. et al. Terremotos no brasil: preparando-se para eventos raros. *Boletim SBGf*, 2016. Citado 2 vezes nas páginas 26 e 27.
- AVRAMIDIS, I. et al. *Eurocode-Compliant Seismic Analysis and Design of R/C Buildings: Concepts, Commentary and Worked Examples with Flowcharts (Geotechnical, Geological and Earthquake Engineering)*. [S.l.: s.n.], 2016. 390 p. ISBN 3319252690. Citado 2 vezes nas páginas 23 e 29.
- BAI, J. L.; OU, J. P. Realization of the global yield mechanism of RC frame structures by redesigning the columns using column tree method. *Science China Technological Sciences*, v. 58, n. 10, p. 1627–1637, 2015. ISSN 1862281X. Citado 2 vezes nas páginas 129 e 134.
- BAL, E.; DAIS, D.; SMYROU, E. Differences Between Induced and Natural Seismic Events. *Proceedings of the 16th European Conference on Earthquake Engineering*, n. June, p. 1–12, 2018. Citado na página 69.
- BANI-HANI, K. A. et al. Simplified procedure for simulating artificial non-stationary multi-point earthquake accelerograms. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, Elsevier Ltd, v. 141, n. February, p. 106467, 2017. ISSN 02677261. Citado na página 26.



BASÖZ, N. I.; KIREMIDJIAN, A. S. Evaluation of Bridge Damage Data from the Loma Prieta and Northridge, California Earthquakes. *Technical Report MCEER-98-0004*, p. 312, 1998. Citado na página 88.

BAZÁN, J. A.; BECK, A. T.; FLÓREZ-LÓPEZ, J. Random fatigue of plane frames via lumped damage mechanics. *Engineering Structures*, Elsevier, v. 182, n. November 2018, p. 301–315, 2019. ISSN 18737323. Disponível em: <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2018.12.008>. Citado na página 24.

BECK, A. T. *Confiabilidade e Segurança das Estruturas*. 1. ed. [S.l.]: Elsevier, 2019. 448 p. ISBN 978-85-352-8688-5. Citado na página 71.

BECK, J. et al. Impact of seismic risk on lifetime property values. *Report No. EERL 2002-04*, 2002. Citado na página 90.

BOUTAGOUGA, D.; DJEGHABA, K. Evaluation of Linear and Geometrically Nonlinear Static and Dynamic Analysis of Thin Shells by Flat Shell Finite Elements. *International Journal of Civil, Environmental, Structural, Construction and Architectural Engineering*, v. 7, n. 2, p. 168–174, 2013. Citado na página 43.

CACCIOLA, P. A stochastic approach for generating spectrum compatible fully nonstationary earthquakes. *Computers and Structures*, Elsevier Ltd, v. 88, n. 15-16, p. 889–901, 2010. ISSN 0045-7949. Citado 4 vezes nas páginas 69, 75, 78 e 94.

CACCIOLA, P.; D'AMICO, L.; ZENTNER, I. New insights in the analysis of the structural response to response-spectrum-compatible accelerograms. *Engineering Structures*, Elsevier Ltd, v. 78, p. 3–16, 2014. ISSN 18737323. Citado 4 vezes nas páginas 69, 75, 79 e 94.

CACCIOLA, P.; D'AMICO, L.; ZENTNER, I. New insights in the analysis of the structural response to response-spectrum-compatible accelerograms. *Engineering Structures*, Elsevier Ltd, v. 78, p. 3–16, 2014. ISSN 18737323. Citado na página 75.

CACCIOLA, P.; DEODATIS, G. A method for generating fully non-stationary and spectrum-compatible ground motion vector processes. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, Elsevier, v. 31, n. 3, p. 351–360, 2011. ISSN 0267-7261. Citado 5 vezes nas páginas 69, 70, 73, 75 e 94.

CACCIOLA, P.; ZENTNER, I. Generation of response-spectrum-compatible artificial earthquake accelerograms with random joint time – frequency distributions. *Probabilistic Engineering Mechanics*, Elsevier Ltd, v. 28, p. 52–58, 2012. ISSN 0266-8920. Citado 4 vezes nas páginas 26, 75, 79 e 94.

CACCIOLA, P.; ZENTNER, I. Generation of response-spectrum-compatible artificial earthquake accelerograms with random joint time – frequency distributions. *Probabilistic Engineering Mechanics*, Elsevier Ltd, v. 28, p. 52–58, 2012. ISSN 0266-8920. Citado na página 70.

CAMATA, M. T. E. S. G. Collapse limit state definition for seismic assessment of code - conforming RC buildings. *International Journal of Advanced Structural Engineering*, Springer Berlin Heidelberg, v. 10, n. 3, p. 325–337, 2018. ISSN 2008-6695. Citado na página 84.

- CELAREC, D.; DOLŠEK, M. The impact of modelling uncertainties on the seismic performance assessment of reinforced concrete frame buildings. *Engineering Structures*, v. 52, p. 340–354, jul 2013. ISSN 01410296. Citado na página 86.
- CELIK, O. C.; ELLINGWOOD, B. R. Seismic fragilities for non-ductile reinforced concrete frames - Role of aleatoric and epistemic uncertainties. *Structural Safety*, Elsevier Ltd, v. 32, n. 1, p. 1–12, 2010. ISSN 01674730. Citado 2 vezes nas páginas 86 e 110.
- CHARA, C. M.; NIKOS, M. Building design based on energy dissipation: a critical assessment. p. 1375–1396, 2010. Citado na página 85.
- CIPOLLINA, A.; LÓPEZ-INOJOSA, A.; FLÓREZ-LÓPEZ, J. A simplified damage mechanics approach to nonlinear analysis of frames. *Computers and Structures*, v. 54, n. 6, p. 1113–1126, 1995. ISSN 00457949. Citado 2 vezes nas páginas 23 e 30.
- COELHO, K. O. *Modelos Numéricos aplicados à modelagem probabilística da degradação mecânica do concreto e corrosão de armaduras*. 189 p. Tese (Doutorado) — University of São Paulo, 2017. Citado 2 vezes nas páginas 31 e 34.
- COHN, M. Z.; FRANCHI, A. Structural Plasticity Computer System: Strupl. *ASCE J Struct Div*, v. 105, n. 4, p. 789–804, 1979. Citado na página 29.
- COMARTIN, C. D.; ROJAHN, C. ATC-40 Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings. v. 1, n. November 1996. Citado 2 vezes nas páginas 81 e 87.
- CORNELL et al. Probabilistic Basis for 2000 SAC Federal Emergency Management Agency Steel Moment Frame Guidelines. *Journal of Structural Engineering*, v. 128, n. April 2002, p. 526–533, 2002. ISSN 0733-9445. Citado na página 109.
- DEIERLEIN, G. G.; KRAWINKLER, H.; CORNELL, C. A. A framework for performance-based earthquake engineering G.G. In: *2003 Pacific Conference on Earthquake Engineering*. [S.l.: s.n.], 2003. v. 273, n. 140, p. 1680–1689. ISBN 9780784412121. ISSN 08950563. Citado 2 vezes nas páginas 81 e 86.
- DEODATIS, G. Non-stationary stochastic vector processes : seismic ground motion applications. *Probabilistic Engineering Mechanics*, v. 11, p. 149–168, 1996. Citado 3 vezes nas páginas 69, 72 e 94.
- DEODATIS, G. Simulation of Ergodic Multivariate Stochastic Processes. *Journal of Engineering Mechanics*, v. 122, n. August, p. 778–787, 1996. Citado 2 vezes nas páginas 72 e 75.
- DHIR, P. K. et al. Implications of Importance Factor on Seismic Design from 2000 SAC-FEMA Perspective. *ASCE-ASME Journal of Risk and Uncertainty in Engineering Systems, Part A: Civil Engineering*, v. 6, n. 2, p. 04020016, 2020. ISSN 2376-7642. Citado 2 vezes nas páginas 28 e 112.
- European Committee for Standardization. *Eurocode 8: design of structures for earthquake resistance - part 1: general rules, seismic actions and rules for buildings*. 2003. Citado 2 vezes nas páginas 69 e 94.
- FALEIRO, J.; OLLER, S.; BARBAT, A. H. Plastic-damage analysis of reinforced concrete frames. *Engineering Computations (Swansea, Wales)*, v. 27, n. 1, p. 57–83, 2010. ISSN 02644401. Citado na página 23.

FAN, F.-g.; AHMADI, G. Nonstationary Kanai-Tajimi models for El Centro 1940 and Mexico City 1985 earthquakes. v. 5, n. 4, p. 171–181, 1990. Citado na página 103.

FEMA. *FEMA 283 - Performance based seismic design of buildings: action plan for future studies*. [S.l.], 1996. Citado 2 vezes nas páginas 81 e 87.

FEMA. *FEMA 273 - NEHRP Commentary on the Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings*. [S.l.], 1997. Citado na página 81.

FEMA. *FEMA 273 - Guidelines and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings*. Washington, DC, 2000. v. 16, n. 1, 227–239 p. Citado 2 vezes nas páginas 81 e 87.

FEMA. *FEMA P58 - Seismic performance assessment of buildings*. [S.l.], 2014. v. 1, n. December. Citado 4 vezes nas páginas 21, 27, 81 e 82.

FLENGA, M. G.; FAVVATA, M. J. Fragility curves and probabilistic seismic demand models on the seismic assessment of RC frames subjected to structural pounding. *Applied Sciences (Switzerland)*, v. 11, n. 17, 2021. ISSN 20763417. Citado na página 89.

FLÓREZ-LÓPEZ, J. Simplified Model of Unilateral Damage for RC Frames. *Journal of Structural Engineering*, v. 121, n. December, p. 1765–1772, 1995. Citado 3 vezes nas páginas 23, 30 e 31.

FLÓREZ-LÓPEZ, J.; MARANTE, M. E.; PICÓN, R. *Fracture and Damage Mechanics for Structural Engineering of Frames*. 1st. ed. [S.l.]: IGI Global, 2014. 617 p. ISBN 9781466663794. Citado 10 vezes nas páginas 23, 24, 30, 31, 37, 39, 45, 46, 53 e 94.

FLÓREZ-LÓPEZ, J.; MARANTE, M. E.; PICÓN, R. *Fracture and Damage Mechanics for Structural Engineering of Frames - State-of-the-art Industrial Applications*. [S.l.]: IGI Global, 2015. 601 p. ISBN 9781466663794. Citado 2 vezes nas páginas 30 e 35.

FRAGIADAKIS, M.; PAPADRAKAKIS, M. MODELING , ANALYSIS AND RELIABILITY OF SEISMICALLY EXCITED STRUCTURES .: v. 5, n. 4, p. 483–511, 2008. Citado na página 85.

FRAGIADAKIS, M. et al. Seismic assessment of structures and lifelines. *Journal of Sound and Vibration*, Elsevier, v. 334, p. 29–56, 2015. ISSN 10958568. Citado 2 vezes nas páginas 22 e 68.

FREDDI, F. et al. Probabilistic performance assessment of low-ductility reinforced concrete frames.pdf. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, v. 42, 2013. Citado 2 vezes nas páginas 89 e 110.

G1. *Terremoto atinge estado da Virgínia e é sentido em Washington e Nova York*. 2011. Disponível em: <<https://g1.globo.com/mundo/noticia/2011/08/forte-terremoto-atinge-o-estado-norte-americano-da-virginia.html>>. Citado na página 26.

GHOBARAH, A. Performance-based design in earthquake engineering: state of development. *Engineering Structures*, v. 23, n. 8, p. 878–884, aug 2001. ISSN 01410296. Citado 2 vezes nas páginas 22 e 81.

GIARALIS, A.; SPANOS, P. D. Wavelet-based response spectrum compatible synthesis of accelerograms — Eurocode application ( EC8 ). v. 29, p. 219–235, 2009. Citado na página 69.

GOULET, C. A. et al. Evaluation of the seismic performance of a code-conforming reinforced-concrete frame building—from seismic hazard to collapse safety and economic losses. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, n. 056, p. 1–6, 2007. Citado 3 vezes nas páginas 22, 81 e 86.

Goulet C, Haselton CB, M.-R. J. et al. Evaluation of the seismic performance of a code-conforming reinforced-concrete frame building - Part I: Ground motion selection and structural collapse simulation. In: *8th US Natl Conf Earthq Eng 2006*. [S.l.: s.n.], 2006. Citado na página 86.

GÜNAY, S.; MOSALAM, K. M. PEER performance-based earthquake engineering methodology, revisited. *Journal of Earthquake Engineering*, v. 17, n. 6, p. 829–858, 2013. ISSN 13632469. Citado 6 vezes nas páginas 21, 22, 82, 83, 84 e 85.

HASELTON, C. B. et al. *An Assessment to Benchmark the Seismic Performance of a Code-Conforming Reinforced Concrete Moment-Frame Building An Assessment to Benchmark the Seismic Performance of a Code-Conforming Reinforced Concrete Moment-Frame Build.* [S.l.], 2007. Citado 2 vezes nas páginas 86 e 88.

HOSSEINPOUR, F.; ABDELNABY, A. E. Fragility curves for RC frames under multiple earthquakes. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, Elsevier Ltd, v. 98, n. February, p. 222–234, 2017. ISSN 02677261. Citado na página 68.

IBARRA, L. F.; MEDINA, R. A.; KRAWINKLER, H. Hysteretic models that incorporate strength and stiffness deterioration. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 2005. Citado na página 86.

International Conference of Building Officials. *UBC - Uniform Building code*. [S.l.]: Whittier, Calif., 1997. Citado na página 154.

JAYARAM, N.; LIN, T.; BAKER, J. W. A Computationally efficient ground-motion selection algorithm for matching a target response spectrum mean and variance. *Earthquake Spectra*, v. 27, n. 3, p. 797–815, 2011. ISSN 87552930. Citado na página 69.

JIANG, J. et al. Effect of ground motion characteristics on seismic fragility of subway station. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, Elsevier Ltd, v. 143, n. January, p. 106618, 2021. ISSN 02677261. Citado na página 68.

KACHANOV, L. Time to rupture process under creep conditions. *Izvestiia Akademii Nauk SSSR*, v. 8, p. 26–31, 1958. Citado na página 29.

KAPPOS, A. J.; PANAGOPOULOS, G. Fragility curves for reinforced concrete buildings in Greece. *Structure and Infrastructure Engineering*, v. 6, n. 1-2, p. 39–53, 2010. ISSN 15732479. Citado na página 88.

KAPPOS, A. J. et al. A hybrid method for the vulnerability assessment of R / C and URM buildings. p. 391–413, 2006. Citado na página 88.

- KARIM, K. R.; YAMAZAKI, F. A simplified method of constructing fragility curves for highway bridges. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, v. 32, n. 10, p. 1603–1626, 2003. ISSN 00988847. Citado na página 88.
- KATSANOS, E. I.; SEXTOS, A. G.; MANOLIS, G. D. Selection of earthquake ground motion records: A state-of-the-art review from a structural engineering perspective. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, Elsevier, v. 30, n. 4, p. 157–169, 2010. ISSN 02677261. Citado 2 vezes nas páginas 69 e 70.
- KENNEDY, R. P. et al. Probabilistic seismic safety study of an existing nuclear power plant. *Nuclear Engineering and Desig*, v. 59, n. 2, p. 315–338, 1980. Citado na página 90.
- KENT, D. C.; PARK, R. Flexural members with confined concrete. *Journal of Structural Division*, 1969. Citado na página 45.
- KIM, J. J. Development of Empirical Fragility Curves in Earthquake Engineering considering Nonspecific Damage Information. *Advances in Civil Engineering*, v. 2018, 2018. ISSN 16878094. Citado na página 68.
- KRAWINKLER, H. *Van Nuys Hotel Building Testbed Report: Exercising Seismic Performance Assessment*. [S.l.], 2005. Citado na página 90.
- KWON, O. S.; ELNASHAI, A. S. Fragility analysis of a highway over-crossing bridge with consideration of soil-structure interactions. *Structure and Infrastructure Engineering*, v. 6, n. 1-2, p. 159–178, 2010. ISSN 15732479. Citado na página 88.
- LAGAROS, N. D.; FRAGIADAKIS, M. Evaluation of ASCE-41 , ATC-40 and N2 static pushover methods based on optimally designed buildings. v. 31, p. 77–90, 2011. Citado 2 vezes nas páginas 81 e 92.
- LAURENDEAU, A.; COTTON, F. Nonstationary Stochastic Simulation of Strong Ground-Motion Time Histories : Application to the Japanese Database. In: *World Conference on earthquake Engineering, Lisboa, Portugal, 2012*. [S.l.: s.n.], 2012. ISBN 1997062518. Citado na página 79.
- LEE, T.-h.; MOSALAM, K. M. Probabilistic Seismic Evaluation of Reinforced Concrete Structural Components and Systems. *Pacific Earthquake Engineering Research Center*, n. august, p. 193, 2006. Citado 2 vezes nas páginas 21 e 86.
- LEMAITRE, J.; CHABOCHE, J. *Mechanics of solid materials*. [S.l.: s.n.], 1992. v. 19. 197–197 p. ISSN 0315-1468. ISBN 9781139167970. Citado na página 29.
- LEMAITRE, J.; CHABOCHE, J. L. A Non-Linear Model of Creep-Fatigue Damage Cumulation and Interaction. In: *Mechanics of Visco-Elastic Media and Bodies*. Berlin, Heidelberg: Springer Berlin Heidelberg, 1975. p. 291–301. Disponível em: [http://link.springer.com/10.1007/978-3-642-48924-2\\_28](http://link.springer.com/10.1007/978-3-642-48924-2_28). Citado na página 29.
- LEMAITRE, J.; CHABOCHE, J. L.; MAJI, A. K. Mechanics of Solid Materials. *Journal of Engineering Mechanics*, v. 119, n. 3, p. 642–643, mar 1993. ISSN 0733-9399. Disponível em: <https://ascelibrary.org/doi/10.1061/%28ASCE%290733-9399%281993%29119%3A3%28642.2%29>. Citado na página 29.

LIEL, A. B. *Assessing the collapse risk of California's existing reinforced concrete frame structures: Metrics for seismic safety decisions*. Tese (Doutorado) — Stanford University, Stanford, CA, 2008. Citado 3 vezes nas páginas 28, 154 e 155.

LIEL, A. B. et al. Incorporating modeling uncertainties in the assessment of seismic collapse risk of buildings. *Structural Safety*, v. 31, n. 2, p. 197–211, mar 2009. ISSN 01674730. Citado na página 86.

LU, J. et al. A Framework for Performance-Based Earthquake Engineering of Bridge-Abutment Systems. v. 273, n. 140, p. 1680–1689, 2012. ISSN 08950563. Citado na página 85.

MARKOU, A. A.; MANOLIS, G. D. Numerical solutions for nonlinear high damping rubber bearing isolators: Newmark's method with Newton-Raphson iteration revisited. *Journal of Theoretical and Applied Mechanics (Bulgaria)*, v. 48, n. 1, p. 46–58, 2018. ISSN 13148710. Citado na página 43.

MCKENNA, F.; FENVES, G.; SCOTT, M. H. *Open System for Earthquake Engineering Simulation - OpenSees*. University of California, Berkeley, 2000. Disponível em: <http://opensees.berkeley.edu>. Citado 2 vezes nas páginas 86 e 154.

MELCHERS, R. E.; BECK, A. T. *Structural Reliability and analysis Prediction*. 3rd. ed. NY: Wiley, 2018. Citado 3 vezes nas páginas 21, 71 e 74.

MIRANDA, E.; ASLANI, H. *Probabilistic Response Assessment for Building-Specific Loss Estimation Building-Specific Loss Estimation*. [S.l.], 2003. Citado na página 84.

MONDKAR, D. P.; POWELL, G. H. FINITE ELEMENT ANALYSIS OF NON-LINEAR. *International Journal for Numerical Methods in Engineering*, v. 11, n. 1977, p. 499–520, 1977. Citado na página 43.

MOSCHONAS, I. F. et al. Seismic fragility curves for greek bridges: Methodology and case studies. *Bulletin of Earthquake Engineering*, v. 7, n. 2, p. 439–468, 2009. ISSN 1570761X. Citado na página 88.

MUSCOLINO, G. et al. Generation of fully non-stationary random processes consistent with target seismic accelerograms. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, Elsevier Ltd, v. 141, p. 106467, 2021. ISSN 02677261. Citado na página 26.

NAEIM, F.; ALIMORADI, A.; PEZESHK, S. Selection and scaling of ground motion time histories for structural design using genetic algorithms. *Earthquake Spectra*, v. 20, n. 2, p. 413–426, 2004. ISSN 87552930. Citado na página 69.

NEUMANN, J.; FLOREZ-LOPEZ, J. A lumped damage model for the analysis of dual systems of reinforced concrete. In: *Ibero-Latin Congress on Computational Methods in Engineering - CILAMSE*. Natal: [s.n.], 2019. Citado 4 vezes nas páginas 24, 58, 59 e 60.

OLIVEIRA, M. C.; TELES, D. V. d. C.; AMORIM, D. L. N. d. F. Shear behaviour of reinforced concrete beams under impact loads by the lumped damage framework. *Frattura ed Integrita Strutturale*, v. 14, n. 53, p. 13–25, 2020. ISSN 19718993. Citado na página 23.

PAULTRE, P. *Dynamics of Structures*. 1st. ed. [S.l.]: Wiley and Sons, Inc., 2010. ISSN 13514180. Citado na página 43.

- PERDOMO, M. et al. Modelo numérico con interacción corte-flexión en elementos de concreto armado. *Gaceta Técnica*, n. 9, p. 11–22, 2012. ISSN 1856-9560. Citado na página 31.
- PERDOMO, M.; RAMÍREZ, A.; FLÓREZ-LÓPEZ, J. Simulation of damage in RC frames with variable axial forces. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, v. 28, n. 2-3, p. 311–328, 1999. ISSN 00988847. Citado 3 vezes nas páginas 23, 24 e 30.
- PERDOMO, M. E. et al. Experimental analysis and mathematical modeling of fracture in RC elements with any aspect ratio. *Engineering Structures*, v. 46, p. 407–416, 2013. ISSN 01410296. Citado 4 vezes nas páginas 54, 56, 57 e 58.
- PETERSEN, M. D. et al. Seismic hazard, risk, and design for south america. *Bulletin of the Seismological Society of America*, v. 108, n. 2, p. 781–800, 2018. ISSN 19433573. Citado na página 27.
- PLEVRIS, V.; KREMMYDA, G.; FAHJAN, Y. *Performance-Based Seismic Design of Concrete Structures and Infrastructures*. [S.l.: s.n.], 2017. 1–439 p. ISBN 978-1-5225-2089-4. Citado na página 70.
- PORTER, K.; KENNEDY, R.; BACHMAN, R. Creating fragility functions for performance-based earthquake engineering. *Earthquake Spectra*, v. 23, n. 2, p. 471–489, 2007. ISSN 87552930. Citado 2 vezes nas páginas 89 e 108.
- POWELL, G. H. Theory for nonlinear elastic structures. *Journal of the Structural Division, ASCE*, v. 95, p. 2687–2701, 1969. Citado 4 vezes nas páginas 30, 31, 33 e 43.
- PREUMONT, A. The generation of spectrum compatible accelerograms for the design of nuclear power plants. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, v. 12, n. 4, p. 481–497, 1984. ISSN 10969845. Citado 3 vezes nas páginas 69, 75 e 79.
- PRIESTLEY, M. B. Evolutionary Spectra and Non-Stationary Processes. *Journal of the Royal Statistical Society*, v. 27, n. 2, p. 204–237, 1965. Citado 2 vezes nas páginas 72 e 75.
- QINGCHU, W. *Taiwan developer detained over deadly quake building collapse*. 2018. Citado na página 23.
- RAMAMOORTHY, S. K.; GARDONI, P.; BRACCI, J. M. Probabilistic Demand Models and Fragility Curves for Reinforced Concrete Frames. *Journal of Structural Engineering*, v. 132, n. 10, p. 1563–1572, 2006. ISSN 0733-9445. Citado na página 110.
- REZAEIAN, S.; KIUREGHIAN, A. D. Simulation of synthetic ground motions for specified earthquake and site characteristics. *EARTHQUAKE ENGINEERING AND STRUCTURAL DYNAMICS*, n. 39, p. 1–6, 2010. Citado na página 79.
- ROSSETTO, T.; ELNASHAI, A. Derivation of vulnerability functions for European-type RC structures based on observational data. *Engineering Structures*, v. 25, n. 10, p. 1241–1263, 2003. ISSN 01410296. Citado na página 88.
- SANTORO, M. G.; KUNNATH, S. K. Damage-based RC beam element for nonlinear structural analysis. *Engineering Structures*, v. 49, p. 733–742, 2013. ISSN 01410296. Disponível em: <http://dx.doi.org/10.1016/j.engstruct.2012.12.026>. Citado na página 23.

- Serdar Kirçil, M.; POLAT, Z. Fragility analysis of mid-rise R/C frame buildings. *Engineering Structures*, v. 28, n. 9, p. 1335–1345, 2006. ISSN 01410296. Citado 3 vezes nas páginas 68, 70 e 88.
- SHAMA, A. Spectrum compatible earthquake ground motions by morlet wavelet. *20th Analysis and Computation Specialty Conference - Proceedings of the Conference*, p. 163–172, 2012. Citado na página 69.
- SHIN, G.; SONG, O. A Time-Domain Method to Generate Artificial Time History from a Given Reference Response Spectrum. *Nuclear Engineering and Technology*, Elsevier B.V, v. 48, n. 3, p. 831–839, 2016. ISSN 2234358X. Citado na página 68.
- SHINOZUKA, M.; DEODATIS, G. Stochastic process models for earthquake ground motion. *Probabilistic Engineering Mechanics*, v. 3, n. 3, p. 114–123, 1988. Citado 3 vezes nas páginas 69, 72 e 94.
- SHINOZUKA, M.; DEODATIS, G. Simulation of seismic ground motion using stochastic waves. *Journal of Engineering Mechanics*, v. 115, p. 23–37, 1989. Citado na página 26.
- SHINOZUKA, M. et al. Nonlinear static Procedure for fragility curve development. *Journal of Engineering Mechanics*, v. 126, n. December, p. 1287–1295, 2000. Citado na página 88.
- SMITH, M. *ABAQUS/Standard User's Manual, Version 6.9*. United States: Dassault Systèmes Simulia Corp, 2009. Citado 2 vezes nas páginas 61 e 113.
- SPANOS, P. D.; KOUGIOUMTZOGLOU, I. A. Harmonic wavelets based statistical linearization for response evolutionary power spectrum determination. *Probabilistic Engineering Mechanics*, Elsevier Ltd, v. 27, n. 1, p. 57–68, 2012. ISSN 02668920. Citado na página 69.
- SUÁREZ, L. E.; MONTEJO, L. A. Generation of artificial earthquakes via the wavelet transform. *International Journal of Solids and Structures*, v. 42, n. 21-22, p. 5905–5919, 2005. ISSN 00207683. Citado na página 69.
- TALAAT, M.; MOSALAM, K. M. Modeling progressive collapse in reinforced concrete buildings using direct element removal. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, n. 056, p. 1–6, 2009. Citado na página 86.
- TELES, D. V.; OLIVEIRA, M. C.; AMORIM, D. L. A simplified lumped damage model for reinforced concrete beams under impact loads. *Engineering Structures*, Elsevier, v. 205, n. December 2019, p. 110070, 2020. ISSN 18737323. Citado na página 23.
- TREVLOPOULOS, K.; ZENTNER, I. Seismic Fragility Curve Assessment Based on Synthetic Ground Motions with Conditional Spectra. *Pure and Applied Geophysics*, v. 177, n. 5, p. 2375–2390, 2020. ISSN 14209136. Citado na página 26.
- TUBALDI, E.; BARBATO, M.; GHAZIZADEH, S. A probabilistic performance-based risk assessment approach for seismic pounding with efficient application to linear systems. *Structural Safety*, Elsevier Ltd, v. 36-37, p. 14–22, 2012. ISSN 01674730. Citado na página 81.



TUBALDI, E.; FREDDI, F.; BARBATO, M. Probabilistic seismic demand model for pounding risk assessment. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, v. 45, n. 056, p. 1–6, 2016. Citado na página 110.

VAMVATSIKOS, D.; Cornell, C. Incremental dynamic analysis. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, v. 31, n. 3, p. 491–514, 2002. ISSN 00988847. Citado 2 vezes nas páginas 92 e 93.

VEGGALAM, S.; Karthik Reddy, K. S.; SOMALA, S. N. Collapse fragility due to near-field directivity ground motions: Influence of component, rupture distance, hypocenter location. *Structures*, Elsevier Ltd, v. 34, n. June, p. 3684–3702, 2021. ISSN 23520124. Citado na página 68.

VIALLET, E.; HUMBERT, N. Considerations on the Use of Natural and Artificial Time Histories for Seismic Transient Non-Linear Analyses of Structures and Variability Assessment. p. 1–10, 2007. Citado 2 vezes nas páginas 69 e 79.

VLACHOS, C.; PAPAKONSTANTINOY, K. G.; DEODATIS, G. A multi-modal analytical non-stationary spectral model for characterization and stochastic simulation of earthquake ground motions. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, Elsevier, v. 80, p. 177–191, 2016. ISSN 0267-7261. Citado 3 vezes nas páginas 69, 74 e 75.

VOSOOGHI, A.; SAIIDI, M. S. Experimental fragility curves for seismic response of reinforced concrete bridge columns. *ACI Structural Journal*, v. 109, n. 6, p. 825–834, 2012. ISSN 08893241. Citado 2 vezes nas páginas 88 e 89.

WEN, P.; JI, K.; WEN, R. Simplified procedure for simulating artificial non-stationary multi-point earthquake accelerograms. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, Elsevier Ltd, v. 156, n. 29, p. 107239, 2022. ISSN 02677261. Citado na página 26.

WEN, Y.; ELLINGWOOD, B.; BRACCI, J. *Vulnerability function framework for consequence-based engineering*. [S.l.], 2004. 1–101 p. Citado na página 90.

YAGHMAEI-SABEGH, S.; MAHDIPOUR-MOGHANNI, R. State-dependent fragility curves using real and artificial earthquake sequences. *Asian Journal of Civil Engineering*, Springer International Publishing, v. 20, n. 4, p. 619–625, 2019. ISSN 15630854. Citado na página 69.

YE, L.; QU, Z. Failure mechanism and its control of building structures under earthquakes based on structural system concept. *Journal of Earthquake and Tsunami*, v. 3, n. 4, p. 249–259, 2009. ISSN 17934311. Citado 2 vezes nas páginas 129 e 134.

Y.N. Rabotnov. *Creep problems of structural members*. [S.l.]: North-Holland, Amsterdam., 1969. Citado na página 29.

ZENTNER, I. A procedure for simulating synthetic accelerograms compatible with correlated and conditional probabilistic response spectra. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, Elsevier, v. 63, p. 226–233, 2014. ISSN 0267-7261. Citado na página 79.

ZENTNER, I. Comparison of Natural and Synthetic Spectrum Compatible Accelerograms Obtained By Ground. *SECED 2015 Conference: Earthquake Risk and Engineering towards a Resilient World*, n. July, p. 1–9, 2015. Citado na página 79.

ZENTNER, I.; GÜNDEL, M.; BONFILS, N. Fragility analysis methods: Review of existing approaches and application. *Nuclear Engineering and Design*, Elsevier B.V., v. 323, p. 245–258, 2017. ISSN 00295493. Citado na página 90.

ZENTNER, Simulation of spectral-acceleration correlated and response-spectrum-compatible ground motion accelerograms. *15th World Conference on Earthquake Engineering (15WCEE)*, n. 1985, 2012. Citado 2 vezes nas páginas 26 e 69.

ZHANG, H.; BITTNER, M.; BEER, M. Method to generate artificial earthquake accelerations with time domain enhancement and attenuation characteristics. *Ain Shams Engineering Journal*, THE AUTHORS, v. 13, n. 3, p. 101606, 2022. ISSN 20904479. Citado 2 vezes nas páginas 68 e 69.