

UNIVERSIDADE ESTADUAL DE CAMPINAS Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo

CAMILA LEMES CAROBENO

AVALIAÇÃO DE DIMENSIONAMENTOS SISMO-RESISTENTES POR MEIO DE FRAGILIDADE SÍSMICA

CAMPINAS 2024

CAMILA LEMES CAROBENO

AVALIAÇÃO DE DIMENSIONAMENTOS SISMO- RESISTENTES POR MEIO DE FRAGILIDADE SÍSMICA

Dissertação de mestrado apresentada à Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo da Universidade Estadual de Campinas como parte dos requisitos para a obtenção do título de Mestra em Engenharia Civil, na área de Estruturas e Geotécnica.

Orientador: Prof. Dr. Gustavo Henrique Siqueira

ESTE EXEMPLAR CORRESPONDE À VERSÃO FINAL DA DISSERTAÇÃO DE MESTRADO DEFENDIDA PELA ALUNA CAMILA LEMES CAROBENO E ORIENTADA PELO PROF. DR. GUSTAVO HENRIQUE SIQUEIRA.

> CAMPINAS 2024

Ficha catalográfica Universidade Estadual de Campinas Biblioteca da Área de Engenharia e Arquitetura Rose Meire da Silva - CRB 8/5974

 Carobeno, Camila Lemes, 1998-Avaliação de dimensionamentos sismo-resistentes por meio de fragilidade sísmica / Camila Lemes Carobeno. – Campinas, SP : [s.n.], 2024.
 Orientador: Gustavo Henrique Siqueira. Dissertação (mestrado) – Universidade Estadual de Campinas, Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo.
 1. Projetos resistentes a terremotos. 2. Avaliação de risco. 3. Fragilidade. 4. Concreto armado - Projeto estrutural - Normas. 5. EN1998 Eurocode 8 (Standard). I. Siqueira, Gustavo Henrique, 1980-. II. Universidade Estadual de Campinas. Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo. III. Título.

Informações Complementares

Título em outro idioma: Earthquake-resistant design evaluation applying fragility curves Palavras-chave em inglês: Earthquake resistant design Risk assesment Buildings, Reinforced concrete - Earthquake effects Structural design - Standards EN1998 Eurocode 8 (Standard) Área de concentração: Estruturas e Geotécnica Titulação: Mestra em Engenharia Civil Banca examinadora: Gustavo Henrique Siqueira [Orientador] Thomaz Eduardo Teixeira Buttignol Humberto Salazar Amorim Varum Data de defesa: 23-01-2024 Programa de Pós-Graduação: Engenharia Civil

Identificação e informações acadêmicas do(a) aluno(a) - ORCID do autor: https://orcid.org/0000-0002-3006-7703

- Currículo Lattes do autor: http://lattes.cnpq.br/4736571509810835

FOLHA DE APROVAÇÃO

UNIVERSIDADE ESTADUAL DE CAMPINAS FACULDADE DE ENGENHARIA CIVIL, ARQUITETURA E URBANISMO

AVALIAÇÃO DE DIMENSIONAMENTOS SISMO- RESISTENTES POR MEIO DE FRAGILIDADE SÍSMICA

Camila Lemes Carobeno

Dissertação de Mestrado aprovada pela Banca Examinadora, constituída por:

Prof. Dr. Gustavo Henrique Siqueira Presidente e Orientador FECFAU/UNICAMP

Prof. Dr. Humberto Salazar Amorim Varum Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto

> Prof. Dr. Thomaz Eduardo Teixeira Buttignol FECFAU/UNICAMP

A Ata da defesa com as respectivas assinaturas dos membros encontra-se no SIGA/Sistema de Fluxo de Dissertação/Tese e na Secretaria do Programa da Unidade.

Campinas, 23 de janeiro de 2024

Dedicatória

Dedico esta dissertação a todas as vítimas da Pandemia de COVID-19 e familiares, que a ciência seja sempre ferramenta de esperança!

"Have I gone mad? I'm afraid so. You're entirely Bonkers. But I will tell you a secret, All the best people are."

...

"Understand your fears, but never let them stifle your dreams."

(Alice in Wonderland)

Agradecimentos

Primeiramente, agradeço a Deus pelo dom da vida. Por minha jornada ser iluminada, repleta de saúde, amor, dádivas, oportunidades e bênçãos. Por colocar pessoas incríveis no meu caminho e constantemente me dar forças para os desafios.

Aos meus pais Rejane e Mestre Roberto. Por todo apoio, carinho, companheirismo e amor que me conduziram a tornar a mulher hoje que sou profissionalmente e pessoalmente. Por não medirem esforços pela minha educação e felicidade, além de serem os meus maiores exemplos de valores na vida. Serei eternamente grata por embarcarem nos meus sonhos, viverem cada bocadinho deles, torcerem, apoiarem e acima de tudo me mostrarem motivos para viver e ser grata constantemente. Por todas ocasiões que abriram mão de tempo, recursos, sono para me apoiar. Essa conquista é sem dúvidas vossa, vocês viveram cada momento, cada madrugada, cada desespero e principalmente cada vitória comigo. Sou e serei eternamente grata por nossa família, aonde quer que eu vá, vocês são duas pessoas ímpares, é uma honra ser vossa filha.

Ao meu orientador Professor Doutor Gustavo Henrique Siqueira. Por acompanhar minha jornada desde o primeiro ano da graduação. Por todos ensinamentos, orientações, conselhos, conversas e apoio. Por ser uma grande inspiração profissional e pessoal para mim. Por ter me guiado nesses últimos oito anos e nunca medir esforços para que eu tivesse oportunidades. Por além de ser um profissional incrível ser um ser humano muito especial também. Agradeço profundamente por ter aceitado me orientar, acreditar no potencial do meu trabalho e ter me ajudado inúmeras vezes na minha jornada de pesquisadora e engenheira. Foi uma honra ser sua orientada de mestrado e espero que possamos levar essa parceria por muitos anos.

Ao Professor Doutor Humberto Salazar Amorim Varum. Por ter me aberto as portas da Faculdade de Engenharia na Universidade do Porto. Por todos ensinamento, orientações e conselhos. Por ter sido um dos maiores influenciadores na minha escolha pela jornada acadêmica. Sou muito grata por em meio a tantos compromissos ter sempre sido presente em minha jornada de intercâmbio e posterior. Aproveito para agradecer ao Doutor José Filipe Miranda Melo por todas trocas técnicas fundamentais neste mestrado.

À mestra Isabela Durci. Por todo apoio técnico essencial ao começo desta pesquisa, além de ser um exemplo de pesquisadora e acadêmica.

À quase doutora Ingrid Denardi. Por ter sido minha grande companheira em terras lusitanas, a melhor roommate e amiga que a vida poderia ter me dado. Foi um prazer dividir contigo a melhor experiência da minha vida e poder contar contigo ao longo de toda próxima jornada.

À doutora Mariana Lopes. Por ser uma grande amiga e elementar ao longo da trajetória do mestrado, uma pessoa excepcional que é também uma grande inspiração acadêmica e técnica.

À Sarah Masetto por estar presente há mais de 15 anos em minha vida. Ser uma grande amiga e incentivadora em toda a jornada.

À Carlos Puga por ter sido um grande amigo ao longo de toda jornada do mestrado, elementar em muitos momentos e um pesquisador de muito potencial e qualidade.

Aos amigos que me acompanham ao longo de toda vida, vibraram e impulsionaram esta jornada: Amanda Antonino, João Ignácio, Juliana Boffa, Marcello Mendes, Matheus Quirino, Wesley Batista.

Por fim aos colegas de laboratório do RELab, *Risk Engineering Laboratory*, da UNICAMP por todas discussões técnicas e apoios acadêmicos essenciais a este trabalho. Em especial agradeço a Eduardo Pereira, Rodrigo Andrade e Ingrid Xavier.

O presente trabalho foi realizado com apoio da Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior - Brasil (CAPES) - Código de Financiamento 001.

O presente trabalho foi realizado com apoio da Fundação de Amparo à Pesquisa do Estado de São Paulo (FAPESP) - processos números 2021/03773-7 e 2022/06335-3.

As opiniões, hipóteses e conclusões ou recomendações expressas neste material são de responsabilidade da autora e não necessariamente refletem a visão da FAPESP e da CAPES.

Resumo

As normas de dimensionamento sismo-resistentes utilizam metodologias de força e capacidade para o projeto de estruturas quanto à sua resistência. Todavia, ao longo dos anos, os métodos por performance ganharam notoriedade pois estes permitem o projeto de estruturas com comportamento controlável sob níveis definidos de risco. A análise de riscos considera três fatores: ameaça, vulnerabilidade e exposição; desta forma, apesar do Brasil se localizar numa região intraplaca com sismos de magnitudes médias ou baixas, este efeito não pode ser subestimado, pois a vulnerabilidade estrutural pode tornar as consequências destes terremotos potencialmente altas. Embora a norma sísmica brasileira vigente seja a ABNT NBR15421:2023, estudos recentes indicam a contínua compreensão do cenário sísmico nacional. Em paralelo a isso, as principais normas sísmicas internacionais vêm intensificando suas medidas de dimensionamento e incluindo métodos de performance. Nesta perspectiva, o presente trabalho é destinado a avaliar e comparar os dimensionamentos sismo-resistentes baseados em métodos de força e capacidade com a metodologia de performance por fragilidade sísmica. Utilizando uma estrutura típica brasileira em concreto armado são analisados cenários de pequena, média e alta sismicidade. O dimensionamento da estrutura foi conduzido tanto pelos códigos nacionais como pelos Eurocódigos. A análise de performance é definida estabelecendo: o histórico de eventos sísmicos, o modelo probabilístico de demanda sísmica e a capacidade das componentes. Por fim, os resultados são avaliados e comparados em termos de desempenho, mecanismo de colapso, ganho de ductilidade, dissipação de energia, análise modal, análise dinâmica incremental, fragilidade, estados limites e os danos ocasionados à estrutura. Dentre as principais conclusões cita-se a importância da adoção de uma condição de ductilidade global para um dimensionamento dúctil com grande dissipação de energia, além do impacto do detalhamento sísmico nos mecanismos de colapso. Nesta perspectiva, este trabalho indica premissas para estudo e melhoria do projeto sísmico nacional.

Palavras-chave: Projetos resistentes a terremotos, Avaliação de risco, Fragilidade, Concreto armado - Projeto estrutural - Normas, EN1998 Eurocode 8 (Standard).

Abstract

The design codes for earthquake-resistant structures use strength and capacity methodologies to ensure resistance. However, performance methods have become noteworthy over the years, as they enable the design of structures with controllable behavior under defined levels of risk. The risk analysis considers three factors: threat, vulnerability, and exposure. Therefore, although Brazil is located in an intraplate region with earthquakes of medium or low magnitude, this effect cannot be underestimated, as the structural vulnerability can make the consequences of these earthquakes potentially high. Whilst the current Brazilian seismic standard is ABNT NBR15421:2023, recent studies indicate the continued understanding of the national seismic scenario. Furthermore, main international seismic codes are intensifying their design measures by including performance methods. Hence, this work aims to evaluate and compare earthquake-resistant designs based on strength and capacity methods with the methodology of performance due to seismic fragility. A typical Brazilian reinforced concrete structure is considered under low, medium, and high seismicity, applying national and European codes for the structure's design. A performance analysis establishes the history-time of seismic events, the probabilistic seismic demand model, and the capacity of the components. Finally, the results are evaluated and compared regarding performance, collapse mechanism, ductility gain, energy dissipation, modal analysis, incremental dynamic analysis, fragility, limit states, and damage caused to the structure. Among the main conclusions is the importance of adopting a global ductility condition for ductile design with large energy dissipation, besides the impact of seismic detailing on the collapse mechanism. Thereby, this work indicates conditions for studying and improving the national seismic design.

Key-words: Earthquake resistant design, Risk assessment, Buildings, Reinforced concrete - Earthquake effects, Structural design - Standards, EN1998 Eurocode 8 (Standard).

Lista de Figuras

Figura 2.1	Metodologia Force Based Design para dimensionamento sísmico	35
Figura 2.2	Princípio da Corrente Dúctil.	39
Figura 2.3	Metodologia Capacity Based Design para dimensionamento sísmico	41
Figura 2.4	Principais mecanismos de colapso estrutural.	42
Figura 2.5	Esquema global metodologia PBEE.	47
Figura 2.6	Representação da metodologia do PBEE (baseada em Cornell e Krawinkler	
(2000)	, Porter (2003), Moehle e Deierlein (2004) e Yang <i>et al.</i> (2009))	49
Figura 2.7	Representação curvas de fragilidade para diferentes Estados Limites de	
Dano	(EL)	52
Figura 2.8	Componentes de uma análise de risco	54
Figura 2.9	Métodos de dimensionamento.	56
Figura 3.1	Zonas sísmicas ABNT NBR15421 (2006) e (2023)	60
Figura 3.2	Determinação do Espectro de Resposta de Projeto adaptado da ABNT NBR1542	1
(2023)		61
Figura 3.3	Determinação do Período Natural da estrutura (T)	65
Figura 3.4	Zoneamento sísmico português adaptado de Eurocódigo 8 (2004)	72
Figura 3.5	Espectros de resposta elásticos e de projeto adaptado do Eurocódigo 8 (2004).	74
Figura 3.6	Características das classes de ductilidade DCM e DCH do Eurocódigo 8(2004).	86
Figura 3.7	Espectros de resposta de projeto para ASCE SEI 7 (2022)	90
Figura 3.8	Quadro comparativo ABNT NBR15421 (2023), Eurocódigo 8 (2004) e ASCE	
SEI 7 ((2022)	102
Figura 4.1	Metodologia do trabalho conduzido.	103
Figura 4.2	Mapas de ameaça sísmica para o Brasil em função da aceleração máxima	
do sol	o para o período de retorno de a) 475 anos e para b) 2475 anos. 	106
Figura 4.3	Mapa de acelerações espectrais da América do Sul para T = 2475 anos	106
Figura 4.4	Mapa de acelerações espectrais da América do Sul para T = 475 anos	107
Figura 4.5	Mapa de acelerações espectrais da América do Sul para T = 72 anos	107
Figura 4.6	Zonas sísmicas ABNT NBR15421 (2006) e (2023)	110
Figura 4.7	Espectros de resposta ABNT NBR15421 (2006) e (2023).	111
Figura 4.8	Comparativo zoneamento sísmico Brasil e Portugal.	113
Figura 4.9	Dimensionamentos para $a_g = 0,025g$ - Zona $0 \dots \dots \dots \dots \dots \dots$	114
Figura 4.10	Dimensionamentos para $a_g = 0,050g$ - Zona 1	114
Figura 4.11	Dimensionamentos para $a_g = 0,075g$ - Zona 2	115
Figura 4.12	Esquema de ductilidade global DCM aplicado aos estudos de caso	117
Figura 4.13	Esquema espectro de resposta de projeto Eurocódigo 8 (2004).	121
Figura 4.14	Calibração espectro EC8(2004) e ABNT NBR15421(2023) para $a_g = 0,025g$.	
À esqu	uerda comparação inicial e à direita a compatibilização final.	123
Figura 4.15	Calibração espectro EC8(2004) e ABNT NBR15421(2023) para $a_g = 0,050g$.	
À esqu	uerda comparação inicial e à direita a compatibilização final.	124
Figura 4.16	Calibração espectro EC8(2004) e ABNT NBR15421(2023) para $a_g = 0,075g$.	
À esqu	uerda comparação inicial e à direita a compatibilização final.	124
Figura 4.17	Fluxograma resumindo interação MATLAB - OpenSees.	126

Figura 4.18	- Representação do modelo de plasticidade concentrada e a idealização tri-	
linear	da curva de resposta de momento resistente pela rotação plástica da seção.	127
Figura 4.19	Aplicação IDA para PSDM. a) Ilustração da PSDM no espaço lognormal; b)	
Escalo	namento dos registros de aceleração; c) Obtenção de $S_a(T1)$ para o escalo-	
namer	nto do sinal do terremoto.	130
Figura 4.20	Curva de capacidade e evolução do dano estrutural (à esquerda). Determi-	
nação	das distribuições da capacidade em uma análise pushover probabilística (à	
direita)	132
Figura 5.1	Comparação espectros de resposta utilizados nos dimensionamentos para	
Zona () e curva média histórico sísmico.	138
Figura 5.2	Representação histórico sísmico com curva média em vermelho.	139
Figura 5.3	Geometria base para os dez dimensionamentos avaliados e representação 3D.	140
Figura 5.4	Configuração pórticos modelo Z0 DCL NBR6118	145
Figura 5.5	Modos de vibração modelo Z0 DCL NBR6118 Frame A	146
Figura 5.6	Modos de vibração modelo Z0_DCL_NBR6118 Frame B	147
Figura 5.7	Modos de vibração modelo Z0_DCL_NBR6118 Frame C	148
Figura 5.8	Cortante na Base y Deslocamento Modelo 70 DCL NBR6118 Frames A(a)	140
$B(\mathbf{h}) \in \mathbf{R}(\mathbf{h})$	$\sum_{i=1}^{n} C(\mathbf{c})$	150
D(0.) C	Cortante na Base y Declocamento Modelo 70 DCL NBP6118 todos <i>Frames</i>	151
Figura 5.10	Contante na Base x Desiocamento Modelo Z0_DCL_NDR0110 todos $Trames$.	151
$C(\mathbf{c})$	Containte na base x Driji Modelo Zo_DCL_NDK0118 Haines A(a.), D(b.) e	152
$C(\mathbf{C}.)$	Maganismo de Colonse Modelo 70 DCL NBD6118 Frome A	154
Figura 5.11	Maganismo de Colanso Modelo Z0_DCL_NDR0118 Frame R	154
Figura 5.12	Macanismo de Colapso Modelo Z0_DCL_NDR0118 Frame C	155
Figura 5.15	Curries IDA Modele 70 DCL NIDC118 Frame A	150
Figura 5.14	Cuivas IDA Modelo Z0_DCL_NDR0116 Fiaille A	150
Figura 5.15	PSDM Modelo Z0_DCL_NBR6118 Frame A	159
Figura 5.16 Γ	Curva de Fragilidade Modelo ZU_DCL_NBR6118 Frame A.	160
Figura 5.17	Configuração porticos modelo Z0_DCL_EC2.	163
Figura 5.18 Γ	Cortante na Base x Desiocamento Modelo ZU_DCL_EC2 todos Frames.	166
Figura 5.19	Curvas IDA Modelo Z0_DCL_EC2 Frame A.	169
Figura 5.20	PSDM Modelo Z0_DCL_EC2 Frame A.	170
Figura 5.21	Curva de Fragilidade Modelo Z0_DCL_EC2 Frame A.	171
Figura 5.22	Configuração porticos modelo Z0_DCM_EC2_EC8-NSCWB.	174
Figura 5.23	Cortante na Base x Deslocamento Modelo Z0_DCM_EC2_EC8-NSCWB to-	
dos Fr	ames.	177
Figura 5.24	Curvas IDA Modelo Z0_DCM_EC2_EC8-NSCWB Frame A	180
Figura 5.25	PSDM Modelo Z0_DCM_EC2_EC8-NSCWB Frame A	181
Figura 5.26	Curva de Fragilidade Modelo Z0_DCM_EC2_EC8-NSCWB Frame A	182
Figura 5.27	Configuração pórticos modelo Z0_DCM_EC2_EC8-WSCWB	185
Figura 5.28	Cortante na Base x Deslocamento Modelo Z0_DCM_EC2_EC8-WSCWB to-	
dos Fr	ames	188
Figura 5.29	Curvas IDA Modelo Z0_DCM_EC2_EC8-WSCWB	191
Figura 5.30	PSDM Modelo Z0_DCM_EC2_EC8-WSCWB Frame A	193
Figura 5.31	Curva de Fragilidade Modelo Z0_DCM_EC2_EC8-WSCWB Frame A	194
Figura 5.32	Configuração pórticos modelo Z1_DCL_NBR6118_NBR15421	197
Figura 5.33	Cortante na Base x Deslocamento Modelo Z1_DCL_NBR6118_NBR15421	
todos	Frames	200

Figura 5.34	Curvas IDA Modelo Z1_DCL_NBR6118_NBR15421 Frame A	203
Figura 5.35	PSDM Modelo Z1_DCL_NBR6118_NBR15421 Frame A	204
Figura 5.36	Curva de Fragilidade Modelo Z1_DCL_NBR6118_NBR15421 Frame A	205
Figura 5.37	Configuração pórticos modelo Z1 DCM EC2 EC8-NSCWB.	208
Figura 5.38	Cortante na Base x Deslocamento Modelo Z1 DCM EC2 EC8-NSCWB to-	
dos Fr	ames	211
Figura 5.39	Curvas IDA Modelo Z1 DCM EC2 EC8-NSCWB Frame A.	214
Figura 5.40	PSDM Modelo Z1 DCM EC2 EC8-NSCWB Frame A.	215
Figura 5.41	Curva de Fragilidade Modelo Z1 DCM EC2 EC8-NSCWB Frame A	216
Figura 5.42	Configuração pórticos modelo Z1 DCM EC2 EC8-WSCWB	219
Figura 5.43	Cortante na Base x Deslocamento Modelo Z1 DCM EC2 EC8-WSCWB to-	
dos Fr	ames.	222
Figura 5 44	Curvas IDA Modelo Z1 DCM EC2 EC8-WSCWB Frame A	225
Figura 5 45	PSDM Modelo Z1_DCM_EC2_EC8-WSCWB Frame A	226
Figura 5.46	Curva de Fragilidade Modelo Z1 DCM EC2 EC8-WSCWB Frame A	227
Figura 5.47	Configuração pórticos modelo 72 DCL NBR6118 NBR15421	230
Figura 5.47	Cortante na Base y Deslocamento Modelo 72 DCL_NBR6118_NBR15421	230
todos	Frames	222
Figura 5.40	Curves IDA Modelo 72 DCI NBR6118 NBR15/21 Frame A	235
Figura 5.50	DSDM Modelo 72 DCL_NDR0110_NDR15421 Frame A	230
Figura 5.50	PSDM Modelo Z2_DCL_NDR0118_NDR15421 Flame A	23/
Figura 5.51	Curva de Fragilidade Modelo Z2_DCL_NDR0118_NDR15421 Frame A	230
Figura 5.52	Configuração porticos modelo Z_2 DCM_EC2_EC3-NSCWB	241
Figura 5.53	Cortante na Base x Desiocamento Modelo Z2_DCM_EC2_EC8-NSCWB to-	0.4.4
aos Fr	ames.	244
Figura 5.54	Curvas IDA Modelo Z2_DCM_EC2_EC8-NSCWB Frame A	247
Figura 5.55	PSDM Modelo Z2_DCM_EC2_EC8-NSCWB Frame A	248
Figura 5.56	Curva de Fragilidade Modelo Z2_DCM_EC2_EC8-NSCWB Frame A	249
Figura 5.57	Configuração pórticos modelo Z2_DCM_EC2_EC8-WSCWB	251
Figura 5.58	Cortante na Base x Deslocamento Modelo Z2_DCM_EC2_EC8-WSCWB to-	
dos Fr	ames	255
Figura 5.59	Curvas IDA Modelo Z2_DCM_EC2_EC8-WSCWB Frame A	258
Figura 5.60	PSDM Modelo Z2_DCM_EC2_EC8-WSCWB Frame A	259
Figura 5.61	Curva de Fragilidade Modelo Z2_DCM_EC2_EC8-WSCWB Frame A	260
Figura 5.62	Curvas de Capacidade Esforço Cortante na Base x Deslocamento.	261
Figura 5.63	Fragilidade Sísmica modelos Zona 0	263
Figura 5.64	Fragilidade Sísmica modelos Zonas 1 e 2	264
Figura A 1	Modos de vibração Modelo Z0, DCL, EC2 Frame A	276
Figura A.2	Modos de vibração Modelo Z0_DCL_EC2 Frame B/C	277
Figura A 3	Cortante na Base x Deslocamento Modelo Z0_DCL_EC2 Frame A	278
Figura A 4	Cortante na Base x Deslocamento Modelo Z0_DCL_EC2 Frame B/C	278
Figura A 5	Cortante na Base y Interstory <i>Drift</i> Modelo 70 DCL FC2 Frame A	279
Figura A 6	Cortante na Base x Interstory Drift Modelo Zo_DCL_EC2 Frame B/C	279
Figura A 7	Macanismo da Colonso Modelo Z0 DCL EC2 Frame A	
Figure A 8	Mecanismo de Colapso Modelo Z0_DOL_EC2 Frame R/C	200
1 15 ul u 1 1.0		201
Figura B.1	Modos de vibração Modelo Z0_DCM_EC2_EC8-NSCWB Frame A	283
Figura B.2	Modos de vibração Modelo Z0_DCM_EC2_EC8-NSCWB Frame B	284
Figura B.3	Modos de vibração Modelo Z0_DCM_EC2_EC8-NSCWB Frame C	285

Figura B.4	$Cortante \ na \ Base \ x \ Deslocamento \ Modelo \ Z0_DCM_EC2_EC8-NSCWB \ Frame$	
Α		286
Figura B.5	$Cortante na Base x De slocamento Modelo Z0_DCM_EC2_EC8\text{-}NSCWB Frame$	
В		286
Figura B.6	$Cortante na Base x De slocamento Modelo Z0_DCM_EC2_EC8\text{-}NSCWB Frame$	
С		287
Figura B.7	Cortante na Base x Interstory Drift Modelo Z0_DCM_EC2_EC8-NSCWB	
Frame	A	287
Figura B.8	Cortante na Base x Interstory Drift Modelo Z0_DCM_EC2_EC8-NSCWB	
Frame	B	288
Figura B.9	Cortante na Base x Interstory Drift Modelo Z0_DCM_EC2_EC8-NSCWB	
Frame	C	288
Figura B.10	Mecanismo de Colapso Modelo Z0_DCM_EC2_EC8-NSCWB Frame A	289
Figura B.11	Mecanismo de Colapso Modelo Z0_DCM_EC2_EC8-NSCWB Frame B	290
Figura B.12	Mecanismo de Colapso Modelo Z0_DCM_EC2_EC8-NSCWB Frame C	291
-		
Figura C.1	Modos de vibração Modelo Z0_DCM_EC2_EC8-WSCWB Frame A	293
Figura C.2	Modos de vibração Modelo Z0_DCM_EC2_EC8-WSCWB Frame B	294
Figura C.3	Modos de vibração Modelo Z0_DCM_EC2_EC8-WSCWB Frame C	295
Figura C.4	Cortante na Base x Deslocamento Modelo Z0_DCM_EC2_EC8-WSCWB	
Frame	A	296
Figura C.5	Cortante na Base x Deslocamento Modelo Z0_DCM_EC2_EC8-WSCWB	
Frame	B	296
Figura C.6	Cortante na Base x Deslocamento Modelo Z0_DCM_EC2_EC8-WSCWB	
Frame	C	297
Figura C.7	Cortante na Base x Interstory <i>Drift</i> Modelo Z0_DCM_EC2_EC8-WSCWB	
Frame	A	297
Figura C.8	Cortante na Base x Interstory <i>Drift</i> Modelo Z0_DCM_EC2_EC8-WSCWB	
Frame	B	298
Figura C.9	Cortante na Base x Interstory <i>Drift</i> Modelo Z0_DCM_EC2_EC8-WSCWB	
Frame	C	298
Figura C.10	Mecanismo de Colapso Modelo Z0 DCM EC2 EC8-WSCWB Frame A	299
Figura C.11	Mecanismo de Colapso Modelo Z0 DCM EC2 EC8-WSCWB Frame B.	300
Figura C.12	Mecanismo de Colapso Modelo Z0 DCM EC2 EC8-WSCWB Frame C	301
8		
Figura D.1	Modos de vibração Modelo Z1_DCL_NBR6118_NBR15421 Frame A	303
Figura D.2	Modos de vibração Modelo Z1_DCL_NBR6118_NBR15421 Frame B	304
Figura D.3	Modos de vibração Modelo Z1_DCL_NBR6118_NBR15421 Frame C	305
Figura D.4	Cortante na Base x Deslocamento Modelo Z1_DCL_NBR6118_NBR15421	
Frame	A	306
Figura D.5	Cortante na Base x Deslocamento Modelo Z1_DCL_NBR6118_NBR15421	
Frame	B	306
Figura D.6	Cortante na Base x Deslocamento Modelo Z1_DCL_NBR6118_NBR15421	
Frame	C	307
Figura D.7	Cortante na Base x Interstory Drift Modelo Z1 DCL NBR6118 NBR15421	
Frame	A	307
Figura D.8	Cortante na Base x Interstory Drift Modelo Z1 DCL NBR6118 NBR15421	
Frame	B	308

Figura D.9	Cortante na Base x Interstory <i>Drift</i> Modelo Z1_DCL_NBR6118_NBR15421	
Frame	C	308
Figura D.10	Mecanismo de Colapso Modelo Z1_DCL_NBR6118_NBR15421 Frame A	309
Figura D.11	Mecanismo de Colapso Modelo Z1_DCL_NBR6118_NBR15421 Frame B	310
Figura D.12	Mecanismo de Colapso Modelo Z1_DCL_NBR6118_NBR15421 Frame C	311
Figura E.1	Modos de vibração Modelo Z1_DCM_EC2_EC8-NSCWB Frame A	313
Figura E.2	Modos de vibração Modelo Z1_DCM_EC2_EC8-NSCWB Frame B	314
Figura E.3	Modos de vibração Modelo Z1_DCM_EC2_EC8-NSCWB Frame C	315
Figura E.4	Cortante na Base x Deslocamento Modelo Z1 DCM EC2 EC8-NSCWB Frame	
A		316
Figura E.5	Cortante na Base x Deslocamento Modelo Z1 DCM EC2 EC8-NSCWB Frame	
B		316
Figura E 6	Cortante na Base x Deslocamento Modelo Z1 DCM EC2 EC8-NSCWB Frame	
C		317
Figura F 7	Cortante na Base y Interstory Drift Modelo 71 DCM EC2 EC8-NSCWB	517
Frame		317
Figure E 8	Cortanta na Basa y Interstory Drift Modela 71 DCM EC2 EC8 NSCWB	517
Figura E.o	Containe ha base x interstory <i>Drift</i> Modelo Z1_DCM_EC2_ECO-NSCWD	210
Figure E 0	D	510
Figura E.9	Cortante na base x Interstory <i>Drijt</i> Modelo Z1_DCM_EC2_EC6-NSCWB	010
Frame		318
Figura E.10	Mecanismo de Colapso Modelo ZI_DCM_EC2_EC8-NSCWB Frame A	319
Figura E.11	Mecanismo de Colapso Modelo Z1_DCM_EC2_EC8-NSCWB Frame B	320
Figura E.12	Mecanismo de Colapso Modelo Z1_DCM_EC2_EC8-NSCWB Frame C	321
Figura F.1	Modos de vibração Modelo Z1 DCM EC2 EC8-WSCWB Frame A	323
Figura F.2	Modos de vibração Modelo Z1 DCM EC2 EC8-WSCWB Frame B	324
Figura F.3	Modos de vibração Modelo Z1 DCM EC2 EC8-WSCWB Frame C	325
Figura F.4	Cortante na Base x Deslocamento Modelo Z1 DCM EC2 EC8-WSCWB	
Frame	A	326
Figura F 5	Cortante na Base x Deslocamento Modelo Z1 DCM EC2 EC8-WSCWB	0_0
Frame	B	326
Figura F 6	Cortante na Base y Deslocamento Modelo 71 DCM EC2 EC8-WSCWB	520
Fromo	C	307
Figure E 7	Contanta na Basa y Interatory Drift Modela 71 DCM EC2 EC2 WSCWR	521
Figura F./	Containe na base x interstory Drijt Modelo Z1_DCM_EC2_EC6-w3CwB	207
Frame	A	327
Figura F.8	Cortante na Base x Interstory Drift Modelo Z1_DCM_EC2_EC8-wSCwB	000
Frame		328
Figura F.9	Cortante na Base x Interstory Drift Modelo Z1_DCM_EC2_EC8-WSCWB	
Frame	C	328
Figura F.10	Mecanismo de Colapso Modelo Z1_DCM_EC2_EC8-WSCWB Frame A	329
Figura F.11	Mecanismo de Colapso Modelo Z1_DCM_EC2_EC8-WSCWB Frame B	330
Figura F.12	Mecanismo de Colapso Modelo Z1_DCM_EC2_EC8-WSCWB Frame C	331
Figura G 1	Modos de vibração Modelo Z2 DCL NBR6118 NBR15421 Frame A	333
Figura G.2	Modos de vibração Modelo Z2_DCL_NRR6118_NRR15421 Frame R	334
Figura C.2	Modos de vibração Modelo 72 DCL NRR6118 NRP15421 Frame C	335
Figura C.J	Cortante na Base y Deslocamento Modelo 72 DCI NRR6118 NRP15421	555
iiguia 0.4	- x = 0 and $- 0$ and $- x = 0$ and $- 0$ a	
Frama		326

Figura G.5	Cortante na Base x Deslocamento Modelo Z2_DCL_NBR6118_NBR15421	
Frame	B	336
Figura G.6	Cortante na Base x Deslocamento Modelo Z2_DCL_NBR6118_NBR15421	
Frame	C	337
Figura G.7	Cortante na Base x Interstory <i>Drift</i> Modelo Z1_DCL_NBR6118_NBR15421	
Frame	A	337
Figura G.8	Cortante na Base x Interstory <i>Drift</i> Modelo Z1_DCL_NBR6118_NBR15421	
Frame	B	338
Figura G.9	Cortante na Base x Interstory <i>Drift</i> Modelo Z1_DCL_NBR6118_NBR15421	
Frame	C	338
Figura G.10	Mecanismo de Colapso Modelo Z2_DCL_NBR6118_NBR15421 Frame A	339
Figura G.11	Mecanismo de Colapso Modelo Z2_DCL_NBR6118_NBR15421 Frame B	340
Figura G.12	Mecanismo de Colapso Modelo Z2_DCL_NBR6118_NBR15421 Frame C	341
		0.40
Figura H.1	Modos de vibração Modelo Z2_DCM_EC2_EC8-NSCWB Frame A	343
Figura H.2	Modos de vibração Modelo Z2_DCM_EC2_EC8-NSCWB Frame B	344
Figura H.3	Modos de vibração Modelo Z2_DCM_EC2_EC8-NSCWB Frame C	345
Figura H.4	Cortante na Base x Deslocamento Modelo Z2_DCM_EC2_EC8-NSCWB Frame	
A		346
Figura H.5	Cortante na Base x Deslocamento Modelo Z2_DCM_EC2_EC8-NSCWB Frame)
В		346
Figura H.6	Cortante na Base x Deslocamento Modelo Z2_DCM_EC2_EC8-NSCWB Frame	Ś
С		347
Figura H.7	Cortante na Base x Interstory <i>Drift</i> Modelo Z2_DCM_EC2_EC8-NSCWB	
Frame	A	347
Figura H.8	Cortante na Base x Interstory <i>Drift</i> Modelo Z2_DCM_EC2_EC8-NSCWB	
Frame	B	348
Figura H.9	Cortante na Base x Interstory <i>Drift</i> Modelo Z2_DCM_EC2_EC8-NSCWB	
Frame	C	348
Figura H.10	Mecanismo de Colapso Modelo Z2_DCM_EC2_EC8-NSCWB Frame A	349
Figura H.11	Mecanismo de Colapso Modelo Z2_DCM_EC2_EC8-NSCWB Frame B	350
Figura H.12	Mecanismo de Colapso Modelo Z2_DCM_EC2_EC8-NSCWB Frame C	351
Figuro I 1	Madas da vibração Madalo 72 DCM EC2 EC8 WSCWR Frama A	252
Figura I.1	Modos de vibração Modelo Z2_DCM_EC2_EC6-W5CWB Frame R	354
Figura I.2	Modos de vibração Modelo Z2_DCM_EC2_EC6-W5CWD Frame D	255
Figura I.3	Cortante na Basa y Deslagamenta Modela 72 DCM EC2 EC8 WSCWB	222
Figura 1.4	Containte na base x Desiocamento Modelo ZZ_DCM_ECZ_ECO-WSCWD	256
Figure 15	A	550
Figura 1.5	Cortante na base x Desiocamento Modelo Z2_DCM_EC2_EC8-WSCWD	254
Frame		356
Figura 1.6	Cortante na Base x Deslocamento Modelo Z2_DCM_EC2_EC8-WSCWB	055
Frame		357
Figura I.7	Cortante na Base x Interstory <i>Drift</i> Modelo Z2_DCM_EC2_EC8-WSCWB	o = =
Frame	A	357
Figura I.8	Cortante na Base x Interstory <i>Drift</i> Modelo Z2_DCM_EC2_EC8-WSCWB	
Frame	В	358
Figura I.9	Cortante na Base x Interstory <i>Drift</i> Modelo Z2_DCM_EC2_EC8-WSCWB	
Frame	C	358
Figura I.10	Mecanismo de Colapso Modelo Z2_DCM_EC2_EC8-WSCWB Frame A	359

Figura I.11Mecanismo de Colapso Modelo Z2_DCM_EC2_EC8-WSCWB Frame B....360Figura I.12Mecanismo de Colapso Modelo Z2_DCM_EC2_EC8-WSCWB Frame C....361

Lista de Tabelas

Tabela 2.1	Fatores de Modificação de Resposta. 33
Tabela 2.2	Compilado de estudos de taxa SCWB η_C
Tabala 2 1	Classe de terrano (1
Tabela 3.1	Catagoria da Utilização a Estor da Importância
Tabela 3.2	Dequisites pars a apólica sísmica
Tabela 3.5	Limitação para deglacementos relativos entre nevimentos
Tabela 3.4	Valarea de coefficiente a nore cálculo de feten de
Tabela 3.5	valores do coefficiente φ para calculo do lator ψ_{2i}
Tabela 5.0	
Tabela 3.7	Consequencias da regularidade estrutural na analise e no calculo sismico $7.$
Tabela 3.8	
Tabela 3.9	valores basicos do coeficiente de comportamento q_0
Tabela 3.10	Relações entre α_u e α_1 para o coeficiente q_0
Tabela 3.11	Determinação do tipo de solo.
Tabela 3.12	Fator de importância sismica e categoria de risco
Tabela 3.13	Categoria de projeto sismico baseado em S_{DS}
Tabela 3.14	Categoria de projeto sísmico baseado em S_{D1}
Tabela 3.15	Drift máximo permitido por pavimento
Tabela 3.16	Irregularidade em planta e categoria de projeto sísmico 93
Tabela 3.17	Irregularidade em elevação e categoria de projeto sísmico 94
Tabela 3.18	Método de análise sísmica por categoria de projeto sísmico 99
Tabela 4.1	Quadro resumo casos avaliados
Tabela 4.2	Parâmetros para calibração do espectro de resposta empregado
Tabela 4.3	Calibração espectro europeu para acelerações sísmicas brasileiras 123
Tabela 4.4	Valores para o Interstory Drift de cada Estado Limite de Dano
Tabala 5 1	Limitas adatadas para a salação do histórios sígmios
Tabela 5.1	Dimensionemente viges models 70 DCL NPD(118
Tabela 5.2	Dimensionamento vigas modele Z0_DCL_NDR0116
Tabela 5.5	Dimensionamento phares modelo Z0_DCL_NDR0118
	Massa modilizada por modo de vibração modelo Z0_DCL_NDR0118 149
Tabela 5.5	Periodo de cada modo de vibração modelo ZU_DCL_NBR6118 149
	Interstory Drift maximo por pavimento Modelo 20_DCL_NBR6118 15:
Tabela 5.7	valor coeficiente SCWB ZU_DCL_NBR6118
Tabela 5.8	Dispersao e Mediana Fragilidade Modelo ZU_DCL_NBR6118 160
Tabela 5.9	Dimensionamento vigas modelo ZU_DCL_EC2
Tabela 5.10	Dimensionamento pilares modelo Z0_DCL_EC2
Tabela 5.11	Massa mobilizada por modo de vibração modelo Z0_DCL_EC2 164
Tabela 5.12	Período de cada modo de vibração modelo Z0_DCL_EC2
Tabela 5.13	Interstory <i>Drift</i> máximo por pavimento Modelo Z0_DCL_EC2
Tabela 5.14	Valor coeficiente SCWB Z0_DCL_EC2
Tabela 5.15	Dispersão e Mediana Fragilidade Modelo Z0_DCL_EC2
Tabela 5.16	Dimensionamento vigas modelo Z0_DCM_EC2_EC8-NSCWB 172
Tabela 5.17	Dimensionamento pilares modelo Z0_DCM_EC2_EC8-NSCWB 173

Tabela 5.18 Massa mobilizada por modo de vibração modelo Z0 DCM EC2 EC8-NSCWB. 175 Tabela 5.19 Período de cada modo de vibração modelo Z0 DCM EC2 EC8-NSCWB. . 176 Tabela 5.20 Interstory Drift máximo por pavimento Modelo Z0_DCM_EC2_EC8-NSCWB. 178

 Tabela 5.21
 Valor coeficiente SCWB Z0_DCM_EC2_EC8-NSCWB.

179 Tabela 5.22 Dispersão e Mediana Fragilidade Modelo Z0 DCM EC2 EC8-NSCWB. . . 183 Tabela 5.23 Dimensionamento pilares modelo Z0 DCM EC2 EC8-WSCWB. 184

 Tabela 5.24
 Dimensionamento vigas modelo Z0_DCM_EC2_EC8-WSCWB.

 185 Tabela 5.25 Massa mobilizada por modo de vibração modelo Z0 DCM EC2 EC8-WSCWB. 186 Tabela 5.26 Período de cada modo de vibração modelo Z0 DCM EC2 EC8-WSCWB. . 187 Tabela 5.27 Interstory Drift máximo por pavimento Modelo Z0_DCM_EC2_EC8-WSCWB. 189 Valor coeficiente SCWB Z0 DCM EC2 EC8-WSCWB. Tabela 5.28 190 Tabela 5.29 Dispersão e Mediana Fragilidade Modelo Z0 DCM EC2 EC8-WSCWB. . . 194 Tabela 5.30 Dimensionamento vigas modelo Z1 DCL NBR6118 NBR15421. 195
 Tabela 5.31
 Dimensionamento pilares modelo Z1
 DCL
 NBR6118
 NBR15421.
 .
 .
 .
 .
 .
 .
 .
 .
 .
 .
 .
 .
 .
 .
 .
 .
 .
 .
 .
 .
 .
 .
 .
 .
 .
 .
 .
 .
 .
 .
 .
 .
 .
 .
 .
 .
 .
 .
 .
 .
 .
 .
 .
 .
 .
 .
 .
 .
 .
 .
 .
 .
 .
 .
 .
 .
 .
 .
 .
 .
 .
 .
 .
 .
 .
 .
 .
 .
 .
 .
 .
 .
 .
 .
 .
 .
 .
 .
 .
 .
 .
 .
 .
 .
 .
 .
 .
 .
 .
 .
 .
 .
 .
 .
 .
 .
 .
 .
 .
196 Tabela 5.32 Massa mobilizada por modo de vibração modelo Z1_DCL_NBR6118_NBR15421.198 Tabela 5.33 Período de cada modo de vibração modelo Z1 DCL NBR6118 NBR15421. 199 Tabela 5.34 Interstory Drift máximo por pavimento Modelo Z1 DCL NBR6118 NBR15421.201

 Tabela 5.35
 Valor coeficiente SCWB Z1
 DCL
 NBR6118
 NBR15421.
 No.

202 Tabela 5.36 Dispersão e Mediana Fragilidade Modelo Z1_DCL_NBR6118_NBR15421. 205 Tabela 5.37 Dimensionamento vigas modelo Z1 DCM EC2 EC8-NSCWB. 206

 Tabela 5.38
 Dimensionamento pilares modelo Z1_DCM_EC2_EC8-NSCWB.

 207 Tabela 5.39 Massa mobilizada por modo de vibração modelo Z1_DCM_EC2_EC8-NSCWB. 209 Tabela 5.40 Período de cada modo de vibração modelo Z1 DCM EC2 EC8-NSCWB. . 210 Tabela 5.41 Interstory Drift máximo por pavimento Modelo Z1 DCM EC2 EC8-NSCWB. 212 Tabela 5.42 213 Tabela 5.43 Dispersão e Mediana Fragilidade Modelo Z1 DCM EC2 EC8-NSCWB. . . 216 Tabela 5.44 Dimensionamento vigas modelo Z1 DCM EC2 EC8-WSCWB. 217
 Tabela 5.45
 Dimensionamento pilares modelo Z1_DCM_EC2_EC8-WSCWB.
 218 Tabela 5.46 Massa mobilizada por modo de vibração modelo Z1 DCM EC2 EC8-WSCWB. 220 Tabela 5.47 Período de cada modo de vibração modelo Z1_DCM_EC2_EC8-WSCWB. . 221 Tabela 5.48 Interstory Drift máximo por pavimento Modelo Z1 DCM EC2 EC8-WSCWB. 223

 Tabela 5.49
 Valor coeficiente SCWB Z1
 DCM
 EC2
 EC8-WSCWB.

224 Tabela 5.50 Dispersão e Mediana Fragilidade Modelo Z1 DCM EC2 EC8-WSCWB. . . 227 Tabela 5.51 Dimensionamento vigas modelo Z2 DCL NBR6118 NBR15421. 228

 Tabela 5.52
 Dimensionamento pilares modelo Z2_DCL_NBR6118_NBR15421.

 229 Tabela 5.53 Massa mobilizada por modo de vibração modelo Z2 DCL NBR6118 NBR15421.231 Tabela 5.54 Período de cada modo de vibração modelo Z2_DCL_NBR6118_NBR15421. 232 Tabela 5.55 Interstory Drift máximo por pavimento Modelo Z2 DCL NBR6118 NBR15421.234 Tabela 5.56 235 Tabela 5.57 Dispersão e Mediana Fragilidade Modelo Z2 DCL NBR6118 NBR15421. 238

 Tabela 5.58
 Dimensionamento vigas modelo Z2_DCM_EC2_EC8-NSCWB.

 239
 Tabela 5.59
 Dimensionamento pilares modelo Z2
 DCM
 EC2
 EC8-NSCWB.

 240 Tabela 5.60 Massa mobilizada por modo de vibração modelo Z2 DCM EC2 EC8-NSCWB. 242 Tabela 5.61 Período de cada modo de vibração modelo Z2_DCM_EC2_EC8-NSCWB. . 243 Tabela 5.62 Interstory Drift máximo por pavimento Modelo Z2 DCM EC2 EC8-NSCWB. 245

 Tabela 5.63
 Valor coeficiente SCWB Z2
 DCM
 EC2
 EC8-NSCWB.

246 Tabela 5.64 Dispersão e Mediana Fragilidade Modelo Z2_DCM_EC2_EC8-NSCWB. . . 250 Tabela 5.65 Dimensionamento vigas modelo Z2 DCM EC2 EC8-WSCWB. 251

Tabela 5.66	Dimensionamento pilares modelo Z2_DCM_EC2_EC8-WSCWB 252
Tabela 5.67	Massa mobilizada por modo de vibração modelo Z2_DCM_EC2_EC8-WSCWB. 253
Tabela 5.68	Período de cada modo de vibração modelo Z2_DCM_EC2_EC8-WSCWB 254
Tabela 5.69	Interstory Drift máximo por pavimento Modelo Z2_DCM_EC2_EC8-WSCWB. 256
Tabela 5.70	Valor coeficiente SCWB Z2_DCM_EC2_EC8-WSCWB
Tabela 5.71	Dispersão e Mediana Fragilidade Modelo Z2_DCM_EC2_EC8-WSCWB 260

Sumário

	~	
1	INTRODUÇAO	25
1.1	Caracterização do problema	25
1.2	Objetivos	27
1.2.1	Objetivo geral	27
1.2.2	Objetivos específicos	27
1.3	Justificativa	28
1.4	Escopo do trabalho	29
2	MÉTODOS DE DIMENSIONAMENTO	31
2.1	Force Based Design	31
2.2	Capacity Based Design	35
2.2.1	Strong Column – Weak Beam	41
2.3	Performance Based Design/Engineering	45
2.3.1	Fragilidade Sísmica	51
232	Risco Sísmico	54
2.3.2	Comparativo entre as principais abordagens	56
2.1	Síntese do canítulo	56
2.5		50
3	REGULAMENTAÇÕES SISMO-RESISTENTES	58
3.1	Norma brasileira - ABNT NBR 15421 (2023)	58
3.1.1	Método das forças horizontais equivalentes	65
3.1.2	Método de análise sísmica espectral	67
3.1.3	Método de análise sísmica com histórico de acelerações no tempo	68
3.2	Norma europeia - EUROCÓDIGO 8 (2004)	70
3.2.1	Método das forças laterais	79
3.2.2	Método de análise sísmica espectral	80
3.2.3	Método de análise estática não linear do tipo Pushover	81
3.2.4	Método de análise sísmica com histórico de acelerações no tempo	82
3.2.5	Aspectos gerais aos quatro métodos de análise sísmica regulamentados .	82
3.3	Norma americana - ASCE/SEI 7 (2022)	87
3.3.1	Método da forca lateral equivalente	96
3.3.2	Espectro de resposta modal	98
3.3.3	Análise transiente linear (<i>Linear time-history analysis</i>)	99
3.3.4	Análise transiente não linear (<i>Nonlinear time-history analysis</i>).	100
3.4	Comparativo entre as normas referenciadas	101
3.5	Síntese do capítulo	102
1	METODOLOGIA	102
ч 11	Definição do estudo de caso	105
1 1 1	Competinio de adificação	105
4.1.1		105
4.1.2		105
4.2	Dimensionamentos sismo-resistentes	107
4.2.1		107

4.3	Aplicação ferramentas de capacidade	108
4.4	Modelos analisados	109
4.4.1	Versões das normas utilizadas e atualizações	109
4.4.1.1	Geral	109
4.4.1.2	Atualização ABNT NBR15421 (2023)	109
4.4.2	Delimitação do estudo de caso global	112
4.4.3	Correspondências entre as exigências DCM EUROCÓDIGOs e NBRs	116
4.4.4	Calibração de espectros	121
4.5	Aplicação PBEE	125
4.5.1	Modelo numérico	125
4.5.2	Histórico de eventos sísmicos	128
4.5.3	Modelos probabilísticos de demanda sísmica	128
4.5.4	Capacidade das componentes	132
4.5.5	Fragilidade sísmica	135
5	RESULTADOS E DISCUSSÕES	136
5.1	Histórico de eventos sísmicos	136
5.2	Considerações globais aos modelos	139
5.3	Organização dos resultados	141
5.4	Zo DCL NBR6118	143
5.4.1	Análise Modal	146
5.4.2	Análise Pushover	150
5.4.3	Análise Dinâmica Incremental	157
5.4.5	Demanda Sígmica (PSDM)	158
5.4.5	Curves de fragilidade	150
5.5		161
J.J 5 5 1	Análise Modal	164
5.5.2	Análise Puchover	165
5.5.3	Análise Dinâmica Incremental	168
5.5.4	Domanda Sígmica (DSDM)	160
555	Curves de fragilidade	170
5.5.5		170
J.0		175
J.0.1		175
5.0.2		1/0
5.0.5	Demende Sígmige (DSDM)	100
5.0.4		101
5.6.5		102
J. /		100
5.7.1		100
5./.Z	Analise Pushover	10/
J./.J	Analise Dinamica incremental	191
5./.4		192
5./.5	Curvas de fragilidade	193
J. ð		195
5.8.1		198
5.8.2	Analise Pushover	199
5.8.3	Analise Dinâmica Incremental	202
5.8.4	Demanda Sismica (PSDM)	203

5.8.5	Curvas de fragilidade	205
5.9	Z1_DCM_EC2_EC8-NSCWB	206
5.9.1	Análise Modal	209
5.9.2	Análise Pushover	210
5.9.3	Análise Dinâmica Incremental	214
5.9.4	Demanda Sísmica (PSDM)	215
5.9.5	Curvas de fragilidade	216
5.10	Z1_DCM_EC2_EC8-WSCWB	217
5.10.1	Análise Modal	220
5.10.2	Análise Pushover	221
5.10.3	Análise Dinâmica Incremental	225
5.10.4	Demanda Sísmica (PSDM)	226
5.10.5	Curvas de fragilidade	227
5.11	Z2_DCL_NBR6118_NBR15421	228
5.11.1	Análise Modal	231
5.11.2	Análise Pushover	232
5.11.3	Análise Dinâmica Incremental	236
5.11.4	Demanda Sísmica (PSDM)	237
5.11.5	Curvas de fragilidade	238
5.12	Z2_DCM_EC2_EC8-NSCWB	239
5.12.1	Análise Modal	242
5.12.2	Análise Pushover	243
5.12.3	Análise Dinâmica Incremental	247
5.12.4	Demanda Sísmica (PSDM)	248
5.12.5	Curvas de fragilidade	249
5.13	Z2_DCM_EC2_EC8-WSCWB	250
5.13.1	Análise Modal	253
5.13.2	Análise Pushover	254
5.13.3	Análise Dinâmica Incremental	258
5.13.4	Demanda Sísmica (PSDM)	259
5.13.5	Curvas de fragilidade	260
5.14	Comparação Curvas de Capacidade entre Modelos	261
5.15	Comparação Fragilidade Sísmica entre Modelos	263
6	CONCLUSÕES	265
6.1	Sugestões para trabalhos futuros	268
REFERÊN	CIAS BIBLIOGRÁFICAS	269
٨	Devilte des servelses entenes en del 70 DOL DOS	075
A	Resultados complementares modelo Z0_DCL_EC2	275
В	Resultados complementares modelo Z0_DCM_EC2_EC8-NSCWB	282
С	Resultados complementares modelo Z0_DCM_EC2_EC8-WSCWB .	292
D	Resultados complementares modelo Z1_DCL_NBR6118_NBR15421	302
Ε	Resultados complementares modelo Z1_DCM_EC2_EC8-NSCWB	312
F	Resultados complementares modelo Z1_DCM_EC2_EC8-WSCWB .	322

- G Resultados complementares modelo Z2_DCL_NBR6118_NBR15421 332
- H Resultados complementares modelo Z2_DCM_EC2_EC8-NSCWB . . 342
- I Resultados complementares modelo Z2_DCM_EC2_EC8-WSCWB . 352

Capítulo 1

Introdução

1.1 Caracterização do problema

As normas brasileiras de projetos estruturais têm como premissa o dimensionamento quanto à capacidade resistente, o desempenho em serviço e a durabilidade. Considerando o predomínio de estruturas em concreto armado no país, a análise do comportamento estrutural envolve a interação entre os materiais concreto e aço, reverberando em propriedades como: ductilidade, comportamento elástico e não elástico da estrutura, confinamento do concreto e formação de rótulas plásticas.

A análise do comportamento sísmico de estruturas é fundamentada na avaliação dos mecanismos plásticos provocados devido à excitação dinâmica. De acordo com Sutariya & Shah (2016), ações sísmicas são as solicitações mais destrutivas dentre todas as ameaças naturais, visto que, trata-se de um movimento de natureza aleatória e imprevisível. Entretanto, os processos de dimensionamento sismo-resistentes precisam ser claros, definidos e eficazes; pois permeiam a segurança estrutural.

Nesta perspectiva, Priestley (2000), Muljati, Asisi & Willyanto (2015) e outros autores de renome no assunto apresentaram que desde a década de 80, a resistência foi reconhecida como menos importante em comparação à ductilidade para o dimensionamento sísmico. Isto é, estes pesquisadores apontam que a força é um indicador fraco de dano e que não há uma relação clara entre a resistência e o dano. Ademais é inviável dimensionar uma estrutura para que esta resista a um sismo mantendo o regime elástico. Na prática, é esperado que as edificações deformem sob comportamento inelástico. Assim, procura-se manter mecanismos de deforma-

ção e dissipação de energia que evitem o colapso total, de maneira que os níveis desejados de funcionalidade e de segurança sejam preservados.

Conforme exposto acima, a resposta inelástica da estrutura é essencial para garantir uma maior dissipação de energia e um ganho de reserva de capacidade, sendo a ductilidade uma propriedade elementar para este fim. A ductilidade é definida como a capacidade do elemento se deformar plasticamente antes de entrar em colapso, ou seja, a capacidade de resistência da estrutura, de componentes e materiais durante a fase inelástica de resposta dinâmica ((PAULAY; PRIESTLEY, 1992) ; (SOARES; LIMA; HAMPSHIRE, 2015)).

Entretanto, a ductilidade da estrutura não é definida a partir das solicitações e com referência apenas à resistência. Efetivamente este parâmetro engloba muitos fatores, como grau de redundância, força axial, relação de aço, geometria estrutural dentre outros. Assim, tratase de uma propriedade complexa e que permite dimensionar estruturas com níveis de dano específico para cenários variados de ameaça sísmica.

Desta forma, desenvolve-se a temática comparativa entre os diferentes métodos de dimensionamento, suas propriedades fundamentais e credibilidade. As abordagens para o dimensionamento de estruturas podem ser essencialmente divididas em três tipos de métodos baseados em: força, capacidade e performance. A nomenclatura empregada, respectivamente, para essas ferramentas são: *Force Based Design (FBD), Capacity Based Design (CBD) e Performance Based Design/Engineering (PBD/PBE)*. Historicamente essas metodologias descrevem a evolução dos métodos de dimensionamento e de análise de estruturas, principalmente, considerando os efeitos dinâmicos, tais quais os gerados por sismos, os quais demandam a dissipação de energia na estrutura.

De acordo com Vidot-Vega & Kowalsky (2013), tradicionalmente, o projeto de edificações é baseado no FBD, o que apesar de gerar estruturas geralmente seguras, não garante danos uniformes. As principais normas sísmicas internacionais passam por processo de atualização, isto é, como originalmente o dimensionamento destas era pautado pelo FBD com a complementação do CBD, as regulamentações vem sendo revisadas para adotar ferramentas de performance. Entretanto, a norma brasileira ABNT NBR 15421 (2023a) emprega apenas o FBD, considerando uma resposta elástica da estrutura com características mecânicas constantes à ação sísmica e adota o comportamento elastoplástico do material a partir da introdução de fatores de redução das solicitações obtidas e coeficientes de amplificação de deslocamentos, buscando assim, retratar a dissipação de energia. Nesta perspectiva, a pesquisa conduzida avaliou a implementação de ferramentas de dimensionamentos sismo-resistentes de normas internacionais baseadas em metodologias complementares que possam impactar significantemente no cenário de edificações brasileiras. Dentre essas ferramentas cita-se: aplicação do Princípio da Corrente Dúctil que define uma hierarquia estrutural baseada em elos fortes e elos fracos do mecanismo de colapso, analisando a formação de rótulas plásticas, padrão de deformação e dissipação de energia, dimensionamento por ductilidade e limitação dos deslocamentos. A aplicação da abordagem do PBE permite realizar o dimensionamento a partir do custo de segurança assumido dentro do panorama de fragilidade obtido, isto é, o desempenho estrutural é avaliado para o sistema completo em termos de risco de colapso, fatalidades, custo de reparo e funcionalidade pós evento; conduzindo, assim, a análise por Estados Limites de Danos.

1.2 Objetivos

1.2.1 Objetivo geral

O objetivo geral deste trabalho é avaliar e comparar os dimensionamentos sismo-resistentes baseados em métodos de força (FBD) e capacidade (CBD) com a metodologia de performance por fragilidade sísmica (PBEE). São considerados os dimensionamentos sismo-resistentes propostos tanto pelo código sísmico brasileiro como por normas internacionais.

1.2.2 Objetivos específicos

Os objetivos específicos dessa pesquisa são descritos por:

- Analisar a influência dos diferentes métodos de dimensionamento em estruturas sismoresistentes;
- Estudar as principais normas internacionais relacionadas ao projeto sismo-resistente de edificações e confrontá-las com a atual norma brasileira;
- Investigar a implementação do conceito Strong Column Weak Beam nos métodos de dimensionamento e sua efetividade nas prescrições normativas;
- Comparar os diferentes detalhamentos sísmicos propostos e o resultado em termos de ganho de performance, ductilidade e reserva de capacidade da estrutura;

 Verificar as diferenças dos danos causados e dos estados limites atingidos para cenários de dimensionamento por normas internacionais;

1.3 Justificativa

Recentemente, vários estudos acerca da atividade sísmica brasileira foram publicados pela Sociedade Brasileira de Geofísica, mostrando a importância desse fenômeno e indicando a possibilidade de ocorrência de eventos de maiores magnitudes futuramente. Em paralelo a isso, as principais normas sísmicas internacionais, como a canadense NBC (2015), europeia EUROCÓDIGO 8 (2004b) e americana ASCE/SEI 7 (2022) vem intensificando suas medidas de dimensionamento e incluindo métodos de performance, como evidenciado por Heidebrecht (2003), Adams & Atkinson (2003), CEB (2003) e CEB (2012).

Estudos nacionais recentes do cenário de ameaça sísmica desenvolvidos por Petersen *et al.* (2018) e Assumpção *et al.* (2016) apresentam resultados convergentes entre si e acelerações maiores do que as consideradas na norma ABNT NBR 15421 (2023a). Estes autores evidenciaram uma proposta de alteração do zoneamento sísmico brasileiro , considerando probabilidades de 10% e 2% de excedência em 50 anos, caracterizando períodos de retorno de 475 e 2475 anos, respectivamente. Acrescenta-se que os trabalhos citados sugerem que o código sísmico nacional ABNT NBR15421 (2023a) deveria ser revisto, contemplando acelerações de até 5% da aceleração de gravidade ou mais em áreas anteriormente consideradas como *Zona 0*, já que, apesar de parecerem improváveis, eventos extremos acarretam em elevadas perdas e riscos.

Ademais, os trabalhos de Santos, Lima & Arai (2012), Arai (2013) e Parisenti (2011) indicam divergências entre as normas brasileiras e internacionais na abordagem do desempenho sísmico, apontando que mesmo as regulamentações que utilizavam anteriormente apenas o FBD, incluíram normas complementares utilizando métodos de análise de performance com o CBD. Outra consideração feita é acerca da ductilidade, sendo esta propriedade mais primordial ao desempenho sísmico do que a resistência em si, a avaliação de diferentes detalhamentos sísmicos propostos comparando também as normas internacionais torna-se relevante, tal qual demonstra Peña & Carvalho (2015) e Rodrigues, Mazzilini & Bittencourt (2019). Por fim, a análise do elo forte/elo fraco no dimensionamento pelo comportamento *Strong Column - Weak Beam* apesar de difundida internacionalmente não é apresentada nas normas brasileiras, sendo que este mecanismo em que se direciona a ruptura acarreta em menores danos e perdas estruturais.

Isto posto, fundamenta-se o objetivo do trabalho em avaliar as diferenças em termos de perfomance e danos que a aplicação da atual norma brasileira gera, apresentando, portanto, dentro da escala de desempenho e estados limites de danos esperados o ponto que o dimensionamento está inserido, demonstrando a reserva de capacidade da estrutura. Ao se comparar as diferentes metodologias empregadas por normas internacionais, permite-se analisar variadas soluções, considerações e suas implicações.

1.4 Escopo do trabalho

O presente trabalho foi organizado em seis capítulos principais e nove apêndices, os quais são sucintamente descritos a seguir:

- Capítulo 1: Introdução. É conduzida a introdução e caracterização ao tema do trabalho, abordando aspectos gerais do comportamento sísmico de edificações. Também são apresentados os objetivos e as justificativas que nortearam a dissertação.
- Capítulo 2: Métodos de dimensionamento. Trata-se do primeiro capítulo de referencial teórico no qual são abordadas as diferentes metodologias de dimensionamento sismo-resistentes baseadas em força, capacidade e performance. Este capítulo apresenta subsídios para a metodologia empregada baseada em risco sísmico e fragilidade, assim como correlaciona-se com o próximo capítulo de revisão bibliográfica.
- Capítulo 3: Regulamentações sismo-resistentes. Corresponde ao segundo capítulo de referencial teórico, no qual foram detalhados os principais aspectos de aplicação e fundamentação de três normas de dimensionamento sísmico. Este capítulo correlaciona os conceitos abordados no Capítulo 2 para os códigos sísmicos: brasileiro, europeu e americano.
- Capítulo 4: Metodologia. São descritas as etapas empregadas no desenvolvimento do trabalho as quais listam-se por: definição do estudo de caso, dimensionamentos sismoresistentes, aplicação de ferramentas de projeto por capacidade, avaliação estrutural por mecanismos de colapso, capacidade e performance sísmica.
- Capítulo 5: Resultados e Discussões. Este capítulo destina-se a apresentar e comparar os dimensionamentos resultantes acompanhados dos resultados individuais e globais

em termos de desempenho, mecanismo de colapso, ganho de ductilidade, dissipação de energia, análise modal, análise dinâmica incremental, fragilidade, estados limites e os danos ocasionados à estrutura. Para facilitar a fluidez da análise, os resultados completos por linha de pórtico e modelo são apresentados nos Apêndices A a I.

- Capítulo 6: Conclusões. No sexto capítulo são realizadas as considerações finais do trabalho, considerando os pontos positivos e negativos da análise de aplicação da metodologia e as sugestões feitas para trabalhos futuros.
- Apêndices A a I. Nestes apêndices são apresentados os resultados completos por linha de pórtico de cada dimensionamento em termos de desempenho, mecanismo plástico, curva de capacidade e análise modal. Esses resultados foram essenciais para os resultados globais apresentados e discutidos no Capítulo 5.

Capítulo 2

Métodos de Dimensionamento

O dimensionamento estrutural pode ser pautado em três metodologias principais: Force Based Design (FBD), Capacity Based Design (CBD) e Performance Based Design/Engineering (PBD/PBE); representando, respectivamente, abordagens por: força, capacidade e performance. Historicamente essas metodologias descrevem a evolução dos procedimentos de dimensionamento e análise de estruturas, principalmente, considerando solicitações sísmicas, as quais demandam a dissipação de energia e utilização da capacidade inelástica estrutural. Nas seções a seguir são detalhados os fundamentos, aplicações e considerações acerca destas três abordagens, ressaltando a evolução histórica temporal no assunto.

2.1 Force Based Design

A primeira metodologia de dimensionamento que foi historicamente desenvolvida é nomeada por *Force Based Design (FBD)* sendo esta baseada em força. De acordo com Vidot-Vega & Kowalsky (2013), o FBD considera uma resposta elástica da estrutura com características mecânicas constantes à ação sísmica e adota o comportamento elastoplástico do material a partir da introdução de fatores de modificação de resposta, buscando assim, retratar a dissipação de energia e o desempenho em regime inelástico.

O FBD baseia-se no conceito de forças laterais aplicadas em sistemas onde rigidez, período e resistência são as propriedades iniciais de entrada do dimensionamento, sendo conduzidas, a partir destes parâmetros, análises lineares para determinar a resistência de componentes individuais da estrutura. (VIVINKUMAR; KARTHIGA, 2015). ElAttar, Zaghw & Elansary (2014) complementa que neste procedimento cargas estáticas com magnitudes e direções que se aproximam dos efeitos dinâmicos causados por terremotos são aplicadas, sendo o cálculo iniciado pela determinação do esforço cortante na base da edificação. Devido a concentração de massa em patamares da estrutura, o movimento é modelado por forças laterais concentradas que tendem a seguir algum padrão de distribuição prescrito ou estimado. Assim, caracteriza-se que os maiores deslocamento laterais e as maiores forças laterais geralmente ocorrem no nível superior de uma estrutura. Sutariya & Shah (2016) indica que o cálculo do esforço solicitante na base é realizado a partir do nível de aceleração sísmica prescrita, fator de importância da edificação e fatores de modificação de resposta.

A força cortante na base é uma estimativa da força lateral total máxima esperada que pode ocorrer devido ao movimento sísmico do solo na base de uma estrutura. Cálculos do cisalhamento na base dependem de muitos fatores, como as condições do solo, a distância epicentral, a probabilidade de ocorrência do terremoto e o período fundamental de vibração da estrutura.

Segundo Vidot-Vega & Kowalsky (2013), o dimensionamento embasado no FBD inicia com a estimativa das dimensões e da rigidez elástica dos componentes, geralmente fissurada, para determinar o período fundamental da estrutura. A partir do período fundamental são calculadas as forças laterais e o esforço cisalhante na base. A força cortante na base é reduzida aplicando coeficientes de modificação de resposta e os deslocamentos absolutos e relativos entre pavimentos são amplificados por estes e comparados no final do dimensionamento com os limites estabelecidos pelos códigos. Acrescenta-se que uma análise elástica linear da estrutura é performada sobre forças laterais calculadas pelo procedimento.

De acordo com Muljati, Asisi & Willyanto (2015), desde a década de 80 é reconhecido que para o dimensionamento sísmico a resistência é menos importante do que a ductilidade. Uma estrutura dúctil é capaz de se deformar inelasticamente como resposta de uma excitação sísmica sem perder resistência, embora tenha sido projetada para uma demanda de resistência inferior. Portanto, é comum utilizar o dimensionamento por nível de força reduzida no FBD.

Como supracitado, o FBD se baseia em uma metodologia de dimensionamento para uma estrutura em regime elástico, sendo o comportamento inelástico introduzido pela adoção de fatores de modificação de resposta do tipo elastoplásticos, buscando, assim, retratar o comportamento inelástico e de danos esperado para a estrutura. Tradicionalmente, o dimensionamento estrutural vem sendo pautado no FBD, isto é, a metodologia de projeto por força é empregada na maioria dos códigos sísmicos vigentes internacionais e no nacional. Conforme descrito por Martinelli, Falcone & Faella (2017), relações entre a ductilidade e os fatores elastoplásticos são estabelecidas em regulamentações sismo-resistentes com o intuito de definir um espectro de dimensionamento que considere o regime inelástico, isto é, uma ferramenta que incorpore a capacidade dissipativa de energia atual dos sistemas estruturais.

Considerando a interação da temática tratada com a revisão conduzida acerca das principais regulamentações simo-resistentes do Capítulo 3, são apresentados na Tabela 2.1 os coeficiente elastoplásticos utilizados como fatores de modificação de resposta pelas normas brasileira ABNT NBR15421 (2023a), europeia EUROCÓDIGO 8 (2004b) e americana ASCE/SEI 7 (2022), as quais são descritas e comparadas nas Seções de 3.1 a 3.4.

EUROCÓDIGO 8(2004)	Behaviour factor (q)
	Displacement ductility factor (μ)
	Coeficiente de modificação da resposta (R)
ABNT NBR15421(2023)	Coeficiente de sobre-resistência (Ω_0)
	Coeficiente de amplificação de deslocamentos (C_d)
	Response modification factor (R)
ASCE/SEI 7(2022)	Overstrength factor (Ω_0)
	Displacement amplification factor (C_d)

Tabela 2.1: Fatores de Modificação de Resposta.

Dentre as principais técnicas normativas para o projeto de estruturas sismo-resistentes utilizando o FBD, listam-se Força Lateral Equivalente e Análise por Espectro de Resposta Modal. Em ambos processos forças são induzidas pela excitação sísmica resultando em deslocamentos na estrutura. Durante o regime elástico, estas forças são relacionadas com a rigidez elástica do sistema, porém, em regime inelástico, a associação se torna mais complexa dependendo do histórico de deslocamento da estrutura durante a solicitação.

Apesar do emprego da metodologia de força na maioria das regulamentações sismo-resistentes vigentes, Paulay & Priestley (1992) pontua que o FBD vinha sendo alvo de críticas ao longo dos anos. Isto é, à medida que novas filosofias de dimensionamento foram desenvolvidas, concluiu-se que a análise de uma força lateral equivalente à ação sísmica não condiz com a natureza dinâmica de um terremoto, cuja resposta está mais relacionada a deslocamentos do que forças.

Priestley, Calvi & Kowalsky (2007) lista três problemas principais na aplicação do FBD. O primeiro é caracterizado na suposição da utilização da rigidez inicial para determinar o período da estrutura e a distribuição das forças de projeto dentre diferentes elementos estruturais. Como a rigidez é dependente da resistência dos elementos, este parâmetro somente é obtido ao fim do processo de dimensionamento. O segundo discorre acerca de que a alocação de força sísmica entre elementos baseada na rigidez inicial é ilógica para muitas estruturas, porque assume incorretamente que os diferentes elementos podem ser forçados a escoar simultaneamente. Por fim, o terceiro corresponde a incongruência da adoção de um único fator de modificação de resposta, baseado na capacidade dúctil, para um tipo de estrutura e material. Assim, a força é caracterizada como um indicador fraco de dano e não é possível estabelecer uma relação clara entre este parâmetro e a resistência estrutural.

Muljati, Asisi & Willyanto (2015) descreve que desde a década de 80, a resistência foi reconhecida como menos importante em comparação à ductilidade para o dimensionamento sísmico e que a aplicação do FBD poderia acarretar em problemas devido à interdependência entre resistência e rigidez. Ademais, é inviável dimensionar uma estrutura para que esta resista a um sismo mantendo o regime elástico. Na prática, é esperado que as edificações deformem sob comportamento inelástico. Assim, procura-se manter mecanismos de deformação e dissipação de energia que evitem o colapso total, de modo que os níveis desejados de funcionalidade e de segurança sejam preservados. (SOARES; LIMA; HAMPSHIRE, 2015).

Vidot-Vega & Kowalsky (2013) acrescenta que outra limitação importante da metodologia por força consiste que a adoção de fatores de modificação de resposta não implica em definir níveis constantes de dano em uma variedade de geometrias de construção para um determinado tipo de estrutura. Além das incompatibilidades entre limites de deslocamento relativo entre pavimentos e fatores de redução de força utilizados. Deve-se notar que este não sugere que as estruturas projetadas por tal abordagem sejam inseguras. No entanto, indica que esta é de valor limitado caso o objetivo seja implementar alguma forma de projeto sísmico baseado em performance e garantir risco uniforme entre as estruturas projetadas.

Por fim, Vivinkumar & Karthiga (2015) define o deslocamento relativo entre pavimentos, *Drift*, como um parâmetro importante de análise estrutural, sendo uma medida utilizada na comparação de resultados. Entretanto, sendo o FBD uma metodologia de dimensionamento baseada em resistência e no esforço cisalhante na base, não é possível analisar os danos resultantes. Isto é, os danos estruturais de um edifício não podem ser avaliados utilizando somente o esforço cisalhante na base, por isso, emprega-se também o *Drift*. Ademais, os danos estão diretamente relacionados com a deformação da estrutura. Considerando a metodologia acima exposta para o dimensionamento baseado em força, os principais fundamentos e considerações do FBD são sintetizados na Figura 2.1.

Figura 2.1: Metodologia Force Based Design para dimensionamento sísmico.



Fonte: elaborado pela autora (2023).

Isto posto, constata-se que preponderantemente ao dimensionamento sísmico, o projeto pelo FBD não é suficiente para garantir um bom desempenho da estrutura, uma vez que esta também depende da sua capacidade dúctil. Diante disso, a combinação das condicionantes supracitadas acarretou no desenvolvimento de outros métodos de dimensionamento, sendo esses baseados na performance da edificação.

2.2 Capacity Based Design

De acordo com Priestley (2000), o *Capacity Based Design (CBD)* foi desenvolvido no princípio de que não só o valor da força, mas também a sua distribuição e a resposta inelástica da estrutura eram importantes para a resistência a sismos. Desta forma, este método poderia ser entendido como um consultor complementar para o *Force Based Design*, indicando o início dos métodos de dimensionamento sísmico baseados em performance, intitulados *Performance Based Design/Engineering*. Fardis (2018) complementa que apesar do CBD ser definido como uma metodologia de dimensionamento, este é considerado uma ferramenta chave para o controle da resposta inelástica no contexto da ductilidade do FBD, motivando sua aplicação integrada ou como complementar à metodologia de força. Por fim, o autor ressalta que as técnicas e fundamentos do CBD são a base que possibilitam uma aplicação congruente do FBD, buscando, assim, minimizar as limitações inerentes ao método de força que foram apresentadas na Seção 2.1.

Na metodologia do CBD, o dimensionamento é realizado pela capacidade dúctil, buscando, assim, atender os níveis de performance. A ductilidade é definida como a capacidade do elemento se deformar plasticamente antes de entrar em colapso, ou seja a capacidade de resistência da estrutura, de componentes e materiais durante a fase inelástica da resposta dinâmica. ((SOARES; LIMA; HAMPSHIRE, 2015); (PAULAY; PRIESTLEY, 1992)).

A aplicação do processo de dimensionamento por capacidade é utilizada para canalizar a demanda de deslocamento e energia global de entrada em componentes específicos do sistema. Esses componentes são escolhidos de forma a serem acessíveis e fáceis de inspecionar e reparar, além de caracterizarem importância secundária para a estabilidade de outros elementos ou para a integridade do sistema. Desta forma, o dimensionamento por capacidade altera drasticamente o processo de projeto porque impõe uma criteriosa sequência de etapas a serem conduzidas. Esse preceito se alinha a escolha do mecanismo de colapso e hierarquia estrutural do sistema, sendo ambos detalhados a seguir.

O CBD considera a formação das rótulas plásticas, *Plastic Hinges*, que sofrerão deformações inelásticas e deverão resistir aos esforços dos sismos. Elas dissiparão a energia para outros elementos que devem ser projetados para apresentar uma força resistente maior que a força máxima que pode ser transmitida pelas rótulas plásticas, comportando-se de modo elástico. Ressalta-se que esta força máxima ainda é inferior à que seria observada caso fosse imposto um comportamento elástico nas rótulas.

Fardis (2018) realizou uma revisão completa em torno do desenvolvimento do método CBD, expondo não só o histórico temporal e acadêmico de composição da metodologia como seus princípios fundamentais. Segundo este autor, o CBD é definido por três características principais: a definição de um mecanismo de colapso, o estabelecimento de uma hierarquia estrutural e a aplicação do princípio da corrente dúctil. A partir destas propriedades são fundamentadas as duas regras principais desta metodologia:
- O cisalhamento de projeto em uma viga, pilar ou pórtico de ponte de concreto é calculado a partir dos momentos últimos das seções de extremidade em contraflexão;
- A soma dos momentos fletores últimos da viga nas faces opostas de um nó viga-pilar em um pórtico de construção de qualquer material é usada como o limite inferior para a soma dos momentos últimos da coluna nas faces do nó.

Este segundo preceito se alinha com a aplicação da premissa *Strong Column – Weak Beam (SCWB)*. A qual é fundamentada que para um melhor desempenho sob excitação dinâmica da estrutura deve ser garantida a formação de rótulas plásticas primordialmente nas vigas, com essas escoando e evitando, assim, o colapso por ruptura dos pilares. As normas internacionais que implementam o SCWB em seu dimensionamento definem um coeficiente para controlar a relação de momentos resistentes entre vigas e pilares de uma mesma ligação. Este fator é nomeado por taxa de SCWB ou relação de momento resistente pilar-viga, definindo um parâmetro de cálculo para a redistribuição de esforços. Na Seção 2.2.1 foi detalhado com precisão a aplicação da premissa estrutural SCWB.

O passo elementar para a aplicação do CBD consiste na definição de um mecanismo de colapso, o que é realizado a partir da determinação do processo de plastificação dos componentes estruturais. Em estruturas aporticadas convencionais em concreto armado a transmissão de esforços até a fundação é realizada por meio do sistema estrutural resistente formado pela integração entre lajes, vigas e pilares. Estes elementos, ao trabalharem em conjunto, garantem ao pórtico resistência a carregamentos verticais e horizontais. À medida que as cargas externas aplicadas aumentam, ocorre a plastificação do concreto e da armadura em certas seções dos elementos, formando rótulas plásticas. Nessas zonas de plastificação ocorre um incremento plástico da curvatura restrito às seções adjacentes, nas quais esforços adicionais não são mais absorvidos, configurando uma região vulnerável do sistema.(QUEIROZ; SANTOS, 2021).

O colapso de uma estrutura é atingido conforme se estabelece um mecanismo que a torne hipostática e, portanto, sem reserva de capacidade resistente. No entanto, caso se garanta a capacidade de rotação plástica em seções críticas de estruturas suficientemente dúcteis ocorrerá a redistribuição de esforços e a estrutura apresentará uma maior capacidade de deformação antes do colapso. Uma vez que a formação e localização das rótulas plásticas afeta diretamente a resposta estrutural, caracterizando quais são os elementos primários e secundários na dissipação de energia, torna-se pertinente o uso de análises não-lineares para uma maior precisão na determinação do comportamento estrutural após a plastificação dos primeiros elementos. A localização da região de formação das rótulas plásticas afeta diretamente o comportamento estrutural, caracterizando quais são os elementos primários e secundários na dissipação de energia. Em estruturas aporticadas convencionais, essa consideração é principalmente levantada quanto ao dimensionamento dos pilares e vigas. De acordo com Ning, Qu & Ma (2016), o baixo desempenho de edificações em concreto armado durante fortes terremotos nas últimas décadas é atribuído à formação de rótulas plásticas nos pilares da estrutura, causando o colapso pela ruptura dos pilares sem que as vigas estivessem escoando.

Vafaei, Baniahmadi & Alih (2019) acrescenta que ao longo dos anos também foi evidenciado que o desempenho de edifícios sob sismos depende consideravelmente das características dos elementos estruturais e não estruturais. Diante do acima exposto, infere-se que a determinação de um mecanismo de colapso desejado é essencial para se garantir uma performance congruente da estrutura. Escolhido o mecanismo de colapso, determina-se também a hierarquia estrutural do sistema analisado, caracterizando quais são as componentes primárias e secundárias na absorção de energia e a ordem em que estes entram em regime inelástico durante a resposta à uma excitação sísmica.

Definido o mecanismo de colapso desejado para o sistema, estabelece-se a hierarquia estrutural de componentes para o dimensionamento. Conforme detalhado por Park & Paulay (1975), no projeto de estruturas resistentes a sismos pelo CBD, os elementos dissipadores de energia do mecanismo de colapso são escolhidos e devidamente detalhados. Enquanto os outros elementos estruturais são fornecidos com reserva de capacidade de resistência suficiente para garantir que os mecanismos de dissipação de energia escolhidos sejam mantidos perto de sua força total ao longo das deformações factíveis.

Nesta perspectiva, Fardis (2018) complementa que o procedimento de dimensionamento pela metodologia por capacidade inicia com a determinação dos componentes que são considerados dúcteis e o armazenamento de suas capacidades resistentes à solicitações de força e momento para posterior consideração e uso. A aplicação segue pela determinação das demandas solicitantes sobre os componentes não dúcteis a partir de ordem criteriosa e dependente dos valores encontrados para os componentes dúcteis dimensionados, e não baseado na análise da estrutura para o carregamento sísmico.

A definição dos componentes que atendem aos critérios de dúcteis e não dúcteis segue o Princípio da Corrente Dúctil elaborado por Paulay & Priestley (1992) e ilustrado na Figura 2.2. Os autores fazem uma analogia considerando uma corrente que possui um elo mais fraco. A corrente é limitada pela resistência do elo mais fraco, o qual deve se comportar de modo inelástico e caso seja dúctil, *Ductile Link*, toda a corrente poderá se comportar conforme sua ductilidade. Entretanto, os outros elos são considerados frágeis, *Brittle Links*, e se comportam elasticamente. Assim, caso recebam a mesma força nominal que a solicitação do elo fraco (Pi), é provável que se rompam, consequentemente, eles devem ser dimensionados para resistir a força que corresponde ao estado limite da ductilidade do elo fraco (Po).



Figura 2.2: Princípio da Corrente Dúctil.

Fonte: elaborado pela autora adaptado de Paulay & Priestley (1992).

Por conseguinte, componentes que atendem aos critérios e são denominados por dúcteis devem ser projetados para ter resistência pelo menos igual à demanda de força correspondente de uma análise elástica sob um ação sísmica reduzida, definida em código. Sob o projeto de capacidade, todos os outros componentes referenciados como não dúcteis são dimensionados para que permaneçam em regime elástico antes e durante a plastificação dos elementos dúcteis.

Detalhadas as três características principais que definem a aplicação do *Capacity Based Design*, isto é, a definição de um mecanismo de colapso, o estabelecimento de uma hierarquia estrutural e a aplicação do princípio da corrente dúctil; discorre-se a seguir acerca das duas regras principais supracitadas que fundamentam a metodologia e foram desenvolvidas a partir destas características.

De acordo com Fardis (2018), o primeiro princípio é definido como o esforço cortante de projeto em um elemento de pórtico estrutural poder ser calculado a partir dos momentos últimos das seções de extremidade em contraflexão. Considerando o histórico temporal de desenvolvimento da metodologia do CBD, Blume, Newmark & Corning (1961) define que o mecanismo de colapso por flexão deve ser preponderante ao cisalhamento no comado da resposta estrutural sob solicitação sísmica, assim, o cisalhamento deve ser condicionado aos limites dimensionados para a flexão.

Referenciando-se a segunda prescrição descrita pela relação de momentos fletores em uma ligação pilar-viga, esta fundamentou o desenvolvimento da premissa *Strong Column – Weak Beam (SCWB)* amplamente abordada na Seção 2.2.1. Historicamente, Blume, Newmark & Corning (1961) aponta que sendo de conhecimento que atingida a plastificação a resposta estrutural devido a excitação dinâmica permanece praticamente constante, seria interessante estabelecer um mecanismo de direcionamento de formação dessas zonas de plastificação.

No entanto, foi a partir do trabalho desenvolvido por Hollings (1969) e outros pesquisadores neozelandeses que foi estabelecido um procedimento lógico em etapas para alcançar a ductilidade adequada em estruturas de concreto armado, determinando assim, o direcionamento das zonas de plastificação. O autor complementa que considerando quanto mais elementos forem envolvidos no esquema de dissipação de energia, maior será a resposta inelástica e dúctil do sistema estrutural. Isto resulta em: pequenas deflexões totais na máxima resposta plástica, reduzido risco de instabilidade, menores deformações permanentes, excelente resistência última devido a tendência de consideráveis rotações nas rótulas plásticas, por fim reparos estruturais mais acessíveis e viáveis devido o direcionamento do rompimento para elementos que não estejam suportando elevados volumes da estrutura, como as vigas, por exemplo.

Considerando a metodologia acima exposta para o dimensionamento baseado em capacidade, os principais fundamentos e considerações do CBD são resumidos na Figura 2.3.

Isto posto, referindo-se a implementação da metodologia em normas sismo-resistentes, Fardis (2018) salienta a aplicação desta de forma mais completa na norma europeia Eurocódigo 8 (2004b) englobando variados aspectos no processo de dimensionamento para uma ampla tipologia de estruturas contruídas com variados materiais. Segundo o autor, tem-se como notória a aplicação também desta abordagem nos códigos sísmicos da Nova Zelândia, Japão e Estados Unidos. Entretanto, pontua-se que as regulamentações americanas têm relutado em adotar uma abordagem de projeto de capacidade completa, sendo atualmente esta limitada as regras fundamentais da metodologia supracitada e não utilizando a nomenclatura CBD. Desta forma, apresentou-se no Capítulo 3 os principais pontos do CBD implementados pelas normas europeia e americana, fundamentando e correlacionando a continuidade do trabalho.



Figura 2.3: Metodologia Capacity Based Design para dimensionamento sísmico.

Fonte: elaborado pela autora (2023).

2.2.1 Strong Column – Weak Beam

A capacidade de dissipação de energia e ductilidade de uma edificação está diretamente relacionada à localização e ao número de rótulas plásticas, as quais configuram diferentes modos de falha em variadas ordens sequenciais, de forma que os mecanismos de colapso são governados pela resistência relativa dos diferentes elementos ((BAI; OU, 2012); (SURANA; SINGH; LANG, 2018). Desta forma, o comprometimento de diferentes componentes estruturais afeta de modo diferente a segurança global da estrutura, definindo uma hierarquia de resistência e vulnerabilidade que ao ser otimizada resulta em ganho de capacidade estrutural e ductilidade.

Do ponto de vista da dissipação de energia, quanto mais pavimentos mobilizados maior será a capacidade resistente da estrutura e, portanto, a formação de falhas em elementos que não comprometam esta estabilidade mas que garantam a utilização da resposta inelástica da estrutura indicam um cenário de melhoria para o dimensionamento (HASELTON *et al.*, 2011). De acordo com Bai & Ou (2012) e Nie *et al.* (2020), os diferentes modos de falha podem ser divididos em três mecanismos principais ilustrados na Figura 2.4: local, *soft-story* e global.

Considerando o projeto estrutural, tanto o mecanismo de falha local como *soft-story* devem ser evitados, pois caracterizam cenários de menor dissipação de energia e ductilidade. Já o colapso por falha global é um mecanismo cinematicamente admissível, e que quando previsto para englobar a premissa estrutural *Strong Column-Weak Beam (SCWB)* garante uma maior dissipação de energia e ganho de ductilidade devido a distribuição mais uniforme de *Drift*.



Figura 2.4: Principais mecanismos de colapso estrutural.

Em termos de hierarquia de comprometimento dos diferentes componentes estruturais, os mecanismos de falha são condicionados pelo surgimento de rótulas plásticas primeiramente em pilares ou em vigas. Denomina-se *Beam-sway* para o mecanismo em que essas zonas de plastificação se formam primeiro nas extremidades das vigas e *Story-sway* para quando são formadas no fim dos pilares. Os pilares em geral são elementos de menor ductilidade e essenciais para garantir a estabilidade global da edificação, de forma que a perda de capacidade resistente nestes elementos pode induzir ao colapso frágil da estrutura através da formação de um mecanismo denominado de *Soft-story*, pavimento flexível. (PEREIRA, 2021).

Estruturas que têm o mecanismo *Beam-sway* apresentam maior capacidade de dissipação de energia para uma menor ductilidade quando comparadas a estruturas com o *Storysway*, acarretando, assim, numa distribuição mais uniforme de deslocamentos nos pavimentos e maior resistência às solicitações sísmicas ((BAI; OU, 2012); (DOOLEY; BRACCI, 2001); (SUNITHA; MURTY; GOSWAMI, 2014)). Nie *et al.* (2020) acrescenta que a formação de rótulas plásticas em vigas causa um efeito localizado em pequenos trechos da estrutura, já a formação de zonas de plastificação nos pilares leva ao colapso progressivo de todo o edifício, caracterizando, portanto, uma consequência mais severa.

Considerando a metodologia de dimensionamento sismo-resistente por capacidade, o CBD detalhado na Seção 2.2, dentre os aspectos abordados destaca-se a aplicação da premissa estrutural *Strong Column – Weak Beam (SCWB)*. A qual alinhada ao contexto acima discutido, considera que para um melhor desempenho sob excitação dinâmica da estrutura deve-se garantir que a formação de rótulas plásticas ocorra primordialmente nas vigas, com essas escoando e evitando-se, assim, o colapso por ruptura dos pilares. As normas internacionais que buscam implementar a premissa SCWB em seu dimensionamento definem um coeficiente para controlar a relação de momentos resistentes entre vigas e pilares de uma mesma ligação. Este coeficiente η_C é usualmente chamado de taxa de SCWB ou relação de momento resistente pilar-viga, definindo um parâmetro de cálculo para a redistribuição de esforços. A Equação 2.1 apresenta essa fórmula matemática, a qual relaciona o somatório de momentos fletores resistentes do pilar $\sum M_C$ e o somatório de momentos fletores resistentes da viga $\sum M_B$ para um mesmo nó da estrutura na direção considerada.

$$\sum M_C = \eta_C \sum M_B \tag{2.1}$$

Surana, Singh & Lang (2018) aponta que dentro do contexto do dimensionamento sísmico de edificações, a influência da taxa de SCWB no mecanismo de colapso e performance dessas estruturas já foi identificada há anos como primordial. O autor acrescenta que estruturas que não atendem a este critério tem mecanismo de falha por colapso dos pilares, enquanto, nas edificações em que esta relação foi empregada o mecanismo de falha ocorre pelo colapso das vigas.

Haselton *et al.* (2011) infere que o aumento da taxa de SCWB resulta em um dimensionamento com colunas mais resistentes, mais pavimentos mobilizados na dissipação de energia e distribuição de danos, além de melhorar a capacidade resistente da estrutura. Diversos são os autores que chegaram em conclusões convergentes à esta em seus estudos: Nie *et al.* (2020), Cagurangan (2015), Ning, Qu & Ma (2016), Vafaei, Baniahmadi & Alih (2019).

Nie *et al.* (2020) realizou um compilado dos resultados obtidos em diversos estudos internacionais quanto a determinação do coeficiente η_C e sua importância para que o comportamento SCWB seja garantido. A Tabela 2.2 evidencia esses resultados, os quais consistem em taxas maiores que 1,0; porém com certa variabilidade. Um ponto fundamental desta variação decorre da localização geográfica das regiões em estudo, pois apesar de todas as estruturas analisadas serem pórticos do tipo momento resistente em concreto armado, as configurações geométricas e normativas de dimensionamento variam conforme as regulamentações de cada país. Portanto, salienta-se a importância de estudos regionais, incluindo tanto aspectos geométricos locais como o cenário de ameaça correspondente.

Trabalho de Referência	Interação Laje	η_C	Observações	
Xu et al. (1986)	Não	1.42 - 2.86	η_C cada nó em pórticos testados	
Dooley & Bracci (2001)	Sim	2.0	Pórticos concreto armado USA	
Wei et al. (2003)	Não	1.4 – 1.5	Pórticos concreto armado China	
Ma Dooley & Chen (2005)	Não	1.6	Pórticos concreto armado China	
Cai <i>et al.</i> (2007)	Sim	2.0	Pórticos concreto armado China	
Wei et al. (2007)	Não	1.0 - 1.3	Pórticos concreto armado China	
Xia (2009)	Não	1.3 - 1.4	Pórticos concreto armado China	
Tao (2010)	Não	1.7	Pórticos concreto armado China	
Yang (2010)	Não	1.6 - 2.0	Pórticos concreto armado China	
Ye et al. (2010)	Sim	1.4 - 1.7	Pórticos concreto armado China	
	Sim	- 2.0		
Sun (2010)	Não	1.8 - 2.0	Pórticos concreto armado China	
Yang (2011)	Sim	1.6 – 1.9	Pórticos concreto armado China	
		2.1 - 2.4		
Yang (2012)	Não	1.5	Pórticos concreto armado China	
Sunitha <i>et al.</i> (2014)	Não	2.5 - 3.0	Pórticos concreto armado Índia	
Sargar & Bhusari (2018)	Não	>1.4	Pórticos concreto armado Índia	

Tabela 2.2: Compilado de estudos de taxa SCWB η_C .

Fonte: adaptado de Nie *et al.* (2020).

Os autores ainda incluem a importância de três fatores na análise do mecanismo SCWB em edificações: altura das estruturas, arredondamento de dimensões e a contribuição da armadura da laje no ganho de resistência da viga. Os resultados reunidos indicam que as lajes moldadas *in loco* tiveram um efeito significativo na resistência, rigidez e dissipação de energia dos nós da estrutura; acarretando no ganho de capacidade de flexão das vigas. Os estudos que adotaram o ganho de resistência da viga devido à interação com a laje obtiveram valores de η_C maiores até que 2,0.

Entre as normas internacionais consultadas no referente estudo, a única que considera a interação laje-viga no cálculo de SCWB é a americana ACI 318 (2019) por meio de uma largura de laje efetiva no cálculo do momento resistente das vigas. Entretanto, ressalta-se que para edifícios sob grande taxa de compressão axial nos pilares, o efeito das lajes é pouco influente, logo, para uma análise inicial de SCWB em edificações esta iteração pode ser negligenciada (NING; QU; MA, 2016).

Dentre os principais fatores que podem levar à subestimação da capacidade resistente à flexão de vigas em concreto armado ou a degradação de seu desempenho dúctil tem-se a cor-

respondência entre as estruturas resultantes do dimensionamento e as exequíveis. Isto é, o arredondamento de dimensões para condições convencionais e usuais podem levar a um ganho de resistência da viga não esperado quanto aos pilares.

Segundo Cagurangan (2015), um último ponto a ser discutido quanto à implementação do SCWB é a influência da altura das edificações, isto é, valores diferentes do coeficiente η_C ao longo de lances de patamares podem contribuir para um mecanismo de colapso que mobilize ainda mais pavimentos e dissipe mais energia. Haselton *et al.* (2011) constatou que para η_C similares, estruturas altas tem menor probabilidade de colapso do que as edificações menores. Dessa forma, abordagens que utilizam valores de η_C não uniformes para estruturas altas ganham destaque, haja vista a consideração de que nessas edificações é comum a variação da seção dos pilares ao longo da altura da edificação.

Apesar da maioria das normas internacionais adotarem valores de relações de momento resistente pilar-viga (η_C) em seu dimensionamento com o intuito de atingir o mecanismo de colapso SCWB, nenhuma regulamentação nacional implementa medidas nesse tópico. A aplicação da premissa SCWB em códigos normativos é detalhada no Capítulo 3 para as regulamentações sismo-resistentes descritas e avaliadas neste trabalho.

Por fim, a partir das considerações e fundamentações acima elencadas e considerando o carácter complementar do CBD ao FBD, com o objetivo de atingir um dimensionamento sísmico ótimo foram desenvolvidas ao longo das últimas décadas abordagens de dimensionamento sísmico pela metodologia de performance, a qual é amplamente detalhada na Seção 2.3.

2.3 Performance Based Design/Engineering

De acordo com Priestley (2000), desde a década de 50, período no qual foram discutidas e elaboradas as principais normas internacionais no assunto, força e desempenho foram considerados sinônimos. No entanto, desde a década de 90, houve uma mudança gradual dessa posição com a percepção de que o incremento da resistência pode não acarretar no aumento da segurança, assim como não necessariamente reduzir os danos.

Conforme apresentado, os métodos de dimensionamento por força e capacidade estabelecem limites para parâmetros e fatores de correção em busca de atender uma situação de dimensionamento convergente, projetando, assim, a estrutura quanto sua resistência. Todavia, o desempenho estrutural não é avaliado, não sendo possível determinar objetivamente a reserva de capacidade da estrutura e dificultando tanto a otimização estrutural quanto o processo de manutenção e reabilitação. Vivinkumar & Karthiga (2015) e ElAttar, Zaghw & Elansary (2014) indicam que devido as incongruências elencadas pela aplicação do FBD para estruturas sob excitação sísmica, detalhadas na Seção 2.1, o processo de dimensionamento sismo-resistente vem passando por um período crítico de reavaliação.

Nesta perspectiva, ao longo dos anos os métodos de dimensionamento por performance ganharam notoriedade pois permitem o projeto de estruturas nas quais seu comportamento seja controlável sob níveis definidos de risco, podendo estes serem definidos por estados limites de desempenho (VIDOT-VEGA; KOWALSKY, 2013). Quando aplicado na análise de eventos sísmicos o método por performance ganha a sigla PBEE, *Performance Based Earthquake Engineering*.

Porter (2019) acrescenta que a principal diferença entre o FBD e o PBEE consiste que para o segundo método, o desempenho é determinado em nível de sistema estrutural em termos de risco de colapso, fatalidades, custo de reparo e funcionalidade pós evento, enquanto que no dimensionamento por força considera-se apenas a probabilidade de falha de componentes estruturais individuais. Assim, permite-se não apenas o projeto de novos edifícios como a manutenção e melhoria de edificações já existentes.

O PBEE consiste no dimensionamento, avaliação e construção de instalações de engenharia cuja performance durante solicitações comuns e extremas atenda às diversas necessidades e objetivos dos proprietários e da sociedade. Ele se baseia na premissa de que o desempenho pode ser previsto e avaliado com nível de confiança suficiente para tomar decisões quantificadas em eventuais perdas factíveis, e não somente no custo de construção (KRAWINKLER, 1999). Deste modo, essa metodologia permite projetar e construir edificações mais eficientes técnica e economicamente a partir de procedimentos de projeto de estruturas para atingir níveis definidos de performance em resposta a níveis específicos de ameaça com classes estabelecidas de confiabilidade.

O dimensionamento a partir da performance avalia explicitamente como um edifício deve se comportar devido ao potencial de ameaça a que está susceptível a ser solicitado. Desta forma, a aplicação desta abordagem implica em aceitar, por exemplo. danos em eventos sísmicos se esta situação retratar o cenário escolhido e selecionado para desempenho, considerando não apenas aspectos econômicos como outros de interesse da sociedade. Isso requer, no entanto, que o projeto estrutural preveja níveis de dano e sua probabilidade de ocorrência, proporcionando, portanto, as prerrogativas necessárias para a tomada de decisão. Dessa forma, o autor pontua a importância do PBEE para o desenvolvimento de procedimentos que possam ser incorporados em revisões e atualizações de regulamentações sismoresistentes, definindo o cenário de práticas futuras em projetos de engenharia. Esses processos incorporariam o progresso do entendimento do conceito de demanda e capacidade estruturais, respaldando-se tanto em métodos determinísticos como probabilísticos. Por fim, pontua-se o objetivo destes procedimentos em quantificar o desempenho estrutural e garantir proteção sísmica consistente para novas estruturas e já existentes. A Figura 2.5 ilustra o esquema global desenvolvido para a aplicação da metodologia do PBEE.



Figura 2.5: Esquema global metodologia PBEE.

Fonte: elaborado pela autora adaptado de Krawinkler (1999).

A partir do esquema global ilustrado na Figura 2.5 define-se os objetivos de performance sujeitos a dois conceitos principais: níveis de ameaça e níveis de performance. Os níveis de ameaça englobam o cenário de ameaça sísmica local e as características do solo, determinando, portanto, as propriedades da solicitação sísmica imposta. Enquanto que os níveis de performance são determinados a partir da correlação entre descrições de desempenho em estados limites de engenharia. Krawinkler (1999) salienta que por questões práticas, o projeto de estruturas precisa ser baseado em parâmetros físicos que possam ser relacionados a estados limites, sendo exemplos destas propriedades: resistência, rigidez, deslocamento global, deslocamento relativo entre pavimentos, capacidade de deformação e de dissipação de energia. Ademais, o PBEE somente pode ser praticado a partir de descrições de performance associadas a vários níveis de desempenho desejado por meio de estados limites que podem se tornar alvos de projeto. Isso se aplica aos níveis de desempenho de sistemas estruturais e não estruturais.

O primeiro processo para a consolidação dos objetivos de performance é definir um projeto conceitual baseado em critérios de dimensionamento globais. Nesta fase, um sistema estrutural precisa ser configurado para que seja capaz de atender a diversos requisitos em vários níveis de desempenho. Trata-se de uma etapa crítica, pois é nesta que a maioria das decisões importantes de projeto são estabelecidas para iniciar o dimensionamento.

O segundo procedimento corresponde a avaliação e modificação do projeto inicial a partir da verificação entre a capacidade e demanda para as componentes estruturais e não-estruturais. Isto é, realizadas as análises de capacidade e demanda, um desempenho satisfatório implica que as solicitações sísmicas impostas por um terremoto, demanda, não excedam as capacidades estruturais que as componentes possam fornecer. As capacidades estão associadas a estados de danos aceitáveis em vários níveis de desempenho. No contexto de engenharia, o nível de dano aceitável pode ser medido em termos da resistência para componentes com capacidade de deformação inelástica negligenciável ou deformações associadas a uma descrição física do dano que englobem a resposta inelástica, por exemplo, extensão da fissuração e porcentagem de perda na capacidade de resistência.

A partir do processos acima descritos, permite-se realizar a avaliação sócio-econômico do dimensionamento referido e verificada a convergência deste com os objetivos de performance, consolidar o projeto desenvolvido pelo PBEE. Essa conjuntura é avaliada a partir do conceito de risco aceitável por ciclo e período, implicando na alteração da relação custo/benefício e amenizando interrupções e intervenções estruturais.

De acordo com Porter (2003), variadas são as abordagens analíticas que estão em desenvolvimento para o *Performance Based Earthquake Engineering*, sendo neste trabalho referenciada a elaborada pelo *Pacific Earthquake Engineering Research (PEER)* Center. Esta metodologia é dividida em quatro etapas, as quais são caracterizadas por: análise de ameaças, análise estrutural, análise de danos e análise de perdas. Cada etapa envolve variáveis que são modeladas probabilisticamente com a adoção de suas respectivas incertezas.

O objetivo da metodologia de performance desenvolvida pelo PEER é estimar a frequência com que uma determinada métrica de desempenho excede vários níveis para um determinado projeto em um determinado local. Com isto, torna-se possível criar distribuições de probabilidade de medidas de performance durante qualquer período de interesse. A partir das distribuições de frequência e probabilidade podem ser extraídas as métricas do ponto de performance que são significativas para as partes interessadas na tomada de decisão, como uma perda econômica de limite superior durante o período de planejamento do proprietárioinvestidor. A Figura 2.6 ilustra o emprego do PBEE sendo possível inferir a sua formulação baseada em risco sísmico, tópico que é detalhado e discutido na Seção 2.3.2.





Fonte: Rodrigues (2021).

Em convergência com a Figura 2.6 apresentada, quantifica-se a probabilidade de ocorrência de uma variável de decisão (DV) em função da convolução das propriedades: medida de intensidade (IM), parâmetros de engenharia (EDP) e medida de dano (DM) pela Equação 2.2. Essas propriedades são descritas a seguir e correlacionadas com as etapas da Figura 2.6. Ressalta-se apenas que nesta equação a expressão p[A|B] se refere a função de densidade de probabilidade de A condicionada a B, enquanto g[A|B] se refere a frequência de ocorrência de A dado B (PORTER, 2003).

$$g[DV|D] = \int \int \int \int p[DV|DM, \mathbf{d}] p[DM|EDP, \mathbf{d}] p[EDP|IM, \mathbf{d}] g[IM|\mathbf{d}] dIM dEDP dDM$$
(2.2)

A primeira etapa de aplicação da metodologia do PBEE ilustrada na Figura 2.6 refere-se a análise de ameaça, a qual é conduzida avaliando a ameaça sísmica em uma região produzindo uma amostra de histórico de eventos sísmicos cuja intensidade de medida (IM) seja condizente com variados níveis de ameaça. Nesta etapa é considerado o ambiente sísmico, isto é: falhas próximas, suas taxas de recorrência de frequência de magnitude, mecanismo, distância do local, condições do solo, etc. A partir da associação do ambiente sísmico com a arquitetura da estrutura avaliada, determina-se o risco sísmico, g[IM|D].

A curva de ameaça sísmica descreve a frequência anual em que uma determinada excitação sísmica está prevista para exceder dados limites. Esta solicitação é parametrizada por uma unidade de medida de intensidade IM, como por exemplo a aceleração espectral elástica amortecida no período fundamental da estrutura. Na literatura referência são avaliados três níveis de ameaça: com probabilidade de excedência em 50 anos de 10%, 5% e 2%. Estas probabilidades se correlacionam com os períodos de retorno avaliados pelas normas sismo-resistentes descritas no Capítulo 3.

A segunda etapa consiste na análise estrutural, a qual é conduzida por análises dinâmicas histórico temporais não lineares com o intuito de calcular a resposta da estrutura devido uma excitação sísmica de intensidade IM em termos de *Drifts*, acelerações, falhas e outros parâmetros de demanda de engenharia (EDP). Nesta etapa é criado o modelo estrutural a partir dos parâmetros de demanda de engenharia (EDP) condicionados no projeto a solicitações sísmicas (p[EDP|IM,D]). EDPs podem incluir forças internas nos membros ou deformações locais e globais.

A terceira fase equivale a análise de danos na estrutura, estágio em que os EDPs são usados em associação com funções de fragilidade sísmica para componentes de forma a determinar as medidas de dano (DM). Fazendo a correspondência com o modelo proposto por Krawinkler (1999) e ilustrado na Figura 2.5, trata-se da etapa de avaliação da relação entre a capacidade e demanda estrutural. Nesta etapa os EDPs são então inseridos em um conjunto de funções de fragilidade que modelam a probabilidade de diversos níveis de dano físico, expressos via medidadas de dano DM, condicionados à resposta estrutural e projeto p[DM|EDP,D]. Na Seção 2.3.1 a fragilidade sísmica é abordada mais detalhadamente.

Por fim, a etapa final é descrita pela análise de perdas, a qual é obtida da premissa que a partir de DM é possível avaliar os esforços de reparo para determinar os custos de manutenção, operabilidade, duração da operação e o potencial de baixas. Essas medidas de performance são referidas como variáveis de decisão (DV), uma vez que podem ser usadas para determinar as deliberações das partes interessadas sobre o desempenho futuro. Trata-se da estimativa probabilística de performance, parametrizada em função de várias variáveis, condicionada ao dano e projeto p[DV|DM,D].

Assim, a tomada de decisão é conduzida a partir do processo detalhado nas quatro etapas anteriores estimando-se a frequência em que variados níveis de DV são excedidos. Essas frequências podem ser utilizadas para condicionar uma variedade de decisões de gerenciamento de riscos.

2.3.1 Fragilidade Sísmica

Considerando a metodologia do PBEE diagramada tanto por Porter (2003) na Figura 2.6 como por Krawinkler (1999) na Figura 2.5, destaca-se o conceito de fragilidade sísmica. A fragilidade sísmica corresponde a análise de danos da estrutura e de avaliação e modificação de projeto, isto é, sendo definida como a probabilidade de um sistema estrutural exceder um certo estado limite de dano em função de uma intensidade sísmica solicitante. Para essa análise, utiliza-se funções de fragilidade, conceito que é definido por Porter (2019) como uma função matemática que relaciona a probabilidade de um evento indesejável ocorrer em função de uma medida de excitação de um evento da natureza. A função de fragilidade tem o intuito de descrever a probabilidade condicional que uma estrutura ou componente estrutural tem de exceder um Estado Limite de Dano específico para diferentes níveis de movimento sísmico (SIQUEIRA *et al.*, 2014).

A geração de curvas de fragilidade para uma estrutura engloba a análise tanto da demanda sísmica como de sua capacidade, objetivando encontrar a probabilidade condicional de que essa demanda encontre ou exceda a capacidade da estrutura para uma determinada intensidade de medida de terremotos (NIELSON; DESROCHES, 2007). Nielson (2005) complementa que na construção das curvas de fragilidade, a probabilidade de excedência de um Estado Limite é modelada por uma distribuição lognormal e representada pela Função Distribuição Acumulada (CDF). Na Figura 2.7, verifica-se a representação das curvas de fragilidade para diferentes Estados Limites de Dano (EL) sendo este o parâmetro de capacidade da estrutura, enquanto que IM corresponde à unidade de medida do terremoto e, portanto, demanda.

Figura 2.7: Representação curvas de fragilidade para diferentes Estados Limites de Dano (EL).



O equacionamento da fragilidade sísmica com base na probabilidade condicional está representado na Equação 2.3 (SIQUEIRA, 2013).

$$Fragilidade(x) = P[EL|IM = x]$$
(2.3)

Onde: EL corresponde ao Estado Limite de Dano do parâmetro avaliado da estrutura; IM corresponde à unidade de medida do terremoto; x corresponde a ocorrência dessa determinada intensidade.

Andrade (2022) sugere também a proposição pela Equação 2.4, considerando que a fragilidade sísmica pode ser entendida por um estado limite sendo excedido quando a demanda D para um dado registro de aceleração, associada a um parâmetro de engenharia EDP, ultrapassa o valor da capacidade C associada ao estado limite de interesse.

$$Fragilidade(IM) = P[D > C|IM]$$
(2.4)

A fragilidade sísmica configura a metodologia empregada neste trabalho para a condução da avaliação de dimensionamentos sismo-resistentes, desta forma, nesta seção o conceito foi abordado de forma simplificada, sendo detalhada a aplicação no Capítulo 4. Neste capítulo referenciado os conceitos e as modelagens tanto da demanda quanto da capacidade dos componentes são detalhados, enquanto esta seção limita-se a apresentar que assumido o carácter probabilístico de determinação de ambos parâmetros a partir de variáveis aleatórias de distribuição lognormal, permite-se utilizar a Equação 2.5 proposta por Nielson (2005) e Padgett, Nielson & DesRoches (2008) para a determinação das funções de fragilidade.

$$P[EL|IM] = \Phi\left[\frac{ln(S_D/S_C)}{\sqrt{\beta_{D|IM}^2 + \beta_C^2}}\right]$$
(2.5)

De acordo com Siqueira *et al.* (2014), Φ é a função padrão de distribuição normal acumulada (CDF); S_D é a média e $\beta_{D|IM}$ é a dispersão logarítmica da demanda; S_C é a média e β_C é a dispersão logarítmica da capacidade; IM é a intensidade do movimento do solo.

Por fim, Porter (2019) pontuou que a determinação de curvas de fragilidade pode ser realizada por três modos diferentes: a forma empírica, analítica ou pela opinião de especialistas. Os métodos empíricos são aqueles que contabilizam o dano estrutural em eventos sísmicos reais ((STRAUB; KIUREGHIAN, 2008); (LALLEMANT; KIREMIDJIAN; BURTON, 2015)).

Os métodos analíticos são conduzidos através de simulações baseadas em análise estrutural, isto é, procuram calcular a probabilidade de falha a partir de uma série de simulações computacionais, geralmente com o uso de modelos numéricos, dinâmicos e não-lineares para o comportamento estrutural, embora métodos simplificados, baseados em análises estáticas, também existam (SILVA *et al.*, 2015). Cita-se como referência de trabalhos em que esta metodologia foi empregada Celik *et al.* (2009), Siqueira *et al.* (2014), Jalayer *et al.* (2017).

Os conceitos referentes a metodologia de fragilidade sísmica podem ainda serem complementados com os trabalhos nacionais referência de Pereira (2021), Rodrigues (2021) e Andrade (2022), os quais desenvolveram curvas de fragilidade do tipo analítica. Andrade (2022) indica a escolha desta abordagem em seu trabalho devido a estimativa da fragilidade estrutural ser conduzida por modelos computacionais para qualquer localidade ou conjunto de estruturas onde não haja uma quantidade adequada de dados relativos à consequência de terremotos, mas que se deseje a avaliação do risco sísmico ou da vulnerabilidade sísmica. Assim, o estudo de fragilidade torna-se relevante também para estruturas em regiões de baixa sismicidade, mas que, não obstante, ainda podem apresentar risco sísmico considerável. Na Seção 2.3.2 o conceito de Risco Sísmico é amplamente detalhado.

2.3.2 Risco Sísmico

Segundo Porter (2019) e Nielson (2005), o risco sísmico é descrito como o potencial de danos ou perdas que uma região está sujeita a sofrer após um evento sísmico, determinado probabilisticamente como uma função de ameaça, exposição e vulnerabilidade. Trata-se da capacidade de perda de vidas, prejuízos, destruição ou dano a patrimônios que pode ocorrer em um sistema, sociedade ou comunidade em um período específico de tempo. A Figura 2.8 mostra todos os componentes de uma análise de risco.





Fonte: elaborado pela autora (2023).

De acordo com Rodrigues (2021), a exposição se caracteriza pelos tipos de edificações e população que estão sujeitas aos efeitos sísmicos, a ameaça corresponde à intensidade relacionada ao evento sísmico, tal qual a frequência com que vários níveis de excitação ambiental são excedidos. Por fim, a autora descreve a vulnerabilidade sísmica de uma estrutura ou conjunto de estruturas como o quão suscetível elas estão ao dano por conta uma excitação dinâmica e/ou sísmica com determinada intensidade.

Desta forma, comparando-se a definição de risco sísmico supracitada com a metodologia por performance descrita na Seção 2.3 é possível verificar esta congruência. Indicando, portanto, que o risco sísmico pode ser modelado pelo PBEE. Assim, esta abordagem expande a análise anteriormente realizada para outros métodos de dimensionamento, por força e capacidade, que incluíam apenas a ameaça normalizada da estrutura para análises lineares com a tentativa de inserção do comportamento elastoplástico por fatores de modificação de resposta.

Considerando o panorama nacional de avaliação de risco, aponta-se a seguinte conjuntura nesta seção. O Brasil está localizado na região central da placa tectônica Sul-Americana e, por-

tanto, numa área considerada geologicamente estável em relação à ocorrência de terremotos, pois este evento é mais frequente em regiões de encontro de placas. De acordo com Assumpção *et al.* (2016), embora a atividade sísmica no país seja caracterizada por raros terremotos de magnitude elevada, a frequência de sismos de magnitudes médias ou baixas é considerável. Desta forma, o efeito sísmico não pode ser descartado e dependendo da localização do foco desses terremotos, de sua profundidade e das condições geológicas e geotécnicas locais, os abalos sísmicos podem sofrer grande amplificação e tornarem-se catastróficos.

O autor ainda pontua que a principal diferença entre sismos de borda de placa e sismicidade intraplaca corresponde à sua frequência devido a taxa de acúmulo de deformação e liberação em terremotos, e não ao nível das tensões geológicas existente na litosfera. Isto posto, terremotos intraplaca podem liberar tensões maiores do que aqueles na borda de placa, implicando em terremotos de grandes proporções. Portanto, terremotos fortes intraplaca são raros, mas possíveis (ASSUMPÇÃO *et al.*, 2016). Isto significa que, apesar da relativa pequena taxa de terremotos naturais no território brasileiro, a vulnerabilidade estrutural é capaz de tornar as consequências de um terremoto potencialmente altas, elevando assim o risco sísmico.

2.4 Comparativo entre as principais abordagens

A partir do detalhamento exposto nas Seções de 2.1 a 2.3 acerca das principais metodologias sismo-resistentes, apresenta-se a Figura 2.9, a qual ilustra comparativamente as principais características dos três métodos e o tipo de ferramenta utilizada para análise e projeto.

Figura 2.9: Métodos de dimensionamento.



Fonte: elaborado pela autora (2023).

2.5 Síntese do capítulo

Neste capítulo foi apresentado o referencial teórico detalhado das metodologias de dimensionamento sismo-resistentes: *Force Based Design, Capacity Based Design e Performance Based Design/Engineering.* O FBD data como a primeira abordagem de projeto utilizada e sendo a empregada na maioria das regulamentações sísmica atuais, este método considera uma resposta elástica da estrutura com características constantes à ação sísmica e a introdução de fatores de modificação de resposta para inserção do comportamento elastoplástico do material. No entanto, este método apresenta limitações quanto a inserção do desempenho em regime inelástico, o que motivou o desenvolvimento da metodologia de dimensionamento por capacidade. O CBD considera que deve ser estabelecido um mecanismo de colapso com uma hierarquia de componentes estruturais a partir da utilização do princípio da corrente dúctil. Dentre as principais ferramentas deste método como consultor ao FBD indica-se a premissa estrutural *Strong Column-Weak Beam*. Considerando as deficiências dos métodos anteriores foi desenvolvido o PBEE, metodologia esta mais completa que define a performance sísmica a partir de uma análise conjunta de ameaça, sistema estrutural, danos e perdas. São conceitos importantes desta abordagem que foram detalhados neste referencial: fragilidade e risco sísmico.

Capítulo 3

Regulamentações Sismo-resistentes

Compreendendo a necessidade de considerar os efeitos dinâmicos gerados nas estruturas devido a solicitação sísmica, normas de dimensionamento sismo-resistentes vêm sendo elaboradas e atualizadas desde a década de 90 como prescrições complementares para o projeto de estruturas tanto nacional como internacionalmente. O código brasileiro correspondente é a *ABNT NBR15421 - Projeto de estruturas resistentes a sismos – Procedimento*, para o qual foi realizada a análise criteriosa de revisão bibliográfica e aplicação na Seção 3.1, apresentando não só as correspondentes prescrições como relacionando com os Métodos de Dimensionamentos Sismo-resistentes discutidos no Capítulo 2.

Isto posto, a leitura de diversos artigos internacionais na área indicaram a ampla utilização de duas regulamentações sísmicas principais: o código europeu *Eurocódigo 8 - Design of structures for earthquake resistance* e o americano *ASCE/SEI 7 - Minimum Design Loads And Associated Criteria For Buildings And Other Structures*. Desta forma, optou-se por caracterizar ambas regulamentações como as normas internacionais avaliadas neste trabalho, sendo essas detalhadas nas Seções 3.2 e 3.3 respectivamente.

3.1 Norma brasileira - ABNT NBR 15421 (2023)

A ABNT NBR15421 (2023a) corresponde ao código sísmico nacional vigente, sendo esta a segunda versão da norma sismo-resistente brasileira. A primeira versão foi publicada em 2006 e, apesar do recente processo de revisão poucas alterações foram realizadas entre ambas versões, as quais são discutidas ao longo desta seção. Esta norma fixa os requisitos exigíveis na verificação de segurança e critérios de quantificação em termos de ação e resistência para estruturas usuais da construção civil relativamente à ação sísmica. As disposições deste regulamento têm como objetivo estabelecer requisitos de projeto para estruturas civis, visando a preservação de vidas humanas, a redução nos danos esperados em edificações e a manutenção da operacionalidade de edificações críticas durante e após um evento sísmico. Sua aplicação deve ser conduzida em caráter complementar à norma de ações *ABNT NBR8681* (2003) e de projeto estrutural, exemplificando: para estruturas em concreto armado e protendido *ABNT NBR6118*, para elementos em aço estrutural *ABNT NBR8800* e para fundações *ABNT NBR6122*.

Essa regulamentação utiliza a abordagem de dimensionamento estrutural por força, considerando uma resposta elástica da estrutura com características mecânicas constantes à ação sísmica e inserção do comportamento plástico por meio do uso de coeficientes elastoplásticos. Ressalta-se, portanto, que neste código não se empregam medidas do CBD e do PBEE. A seguir foram apresentadas as principais características desta norma e sua aplicação que permitem além da compreensão de utilização constatar as comparações indicadas na Seção 3.4.

Dentre os requisitos gerais de segurança da ABNT NBR15421 elenca-se a definição de estados limites, classificação das ações sísmicas, período de retorno e combinação de carregamento aplicado. Quanto ao primeiro tópico, o projeto deve ser conduzido para o Estado Limite Último (ELU) definido na *ABNT NBR8681* com a verificação do Estado Limite de Serviço (ELS) sendo simplória, genérica e reduzida à avaliação de deslocamentos excessivos como parâmetro de limitação dos danos causados pelos sismos às edificações.

É definido um único período de retorno de 475 anos, o qual corresponde a uma probabilidade de ocorrência de 10% em um período de 50 anos. A solicitação sísmica é caracterizada como uma ação do tipo excepcional com combinação de carga calculada pela Equação 3.1.

$$F_d = \sum_{i=1}^m \gamma_{gi} F_{Gi,k} + F_{Q,exc} + \gamma_q \sum_{j=1}^n \psi_{0j,ef} F_{Qj,k}$$
(3.1)

 $F_{Gi,k}$ é o valor característico das ações permanentes;

 $F_{Q,exc}$ é o valor da ação excepcional;

 $\psi_{0j,ef}F_{Qj,k}$ é o valor reduzido da combinação de cada uma das ações variáveis;

 γ_{gi} é definido nas Tabelas 1 e 2 da ABNT NBR8681 para ações permanentes na combinação última excepcional; especificamente para edificações onde as cargas acidentais não superem 5 kN/m², quando o efeito das ações permanentes é desfavorável, deve ser considerado $\gamma_{gi} = 1, 2;$ $\gamma_q = 1, 0$ Tabelas 4 e 5 ABNT NBR8681 para ações variáveis na combinação última excepcional; Os valores característicos das ações sísmicas são determinados a partir do zoneamento sísmico proposto, identificação da classe de terreno e definição do espectro de resposta de projeto. O zoneamento sísmico brasileiro é ilustrado na Figura 3.1, sendo estabelecido em função da aceleração sísmica horizontal característica normalizada (a_g) para terrenos da Classe B - Rocha. Para estruturas localizadas nas zonas sísmicas 1 a 3, os valores a serem considerados para a_g podem ser obtidos por interpolação nas curvas da Figura 3.1. Adiciona-se que um estudo sismológico e geológico específico para a definição de a_g pode ser opcionalmente efetuado para o projeto de qualquer estrutura, subsídio este para a adoção de mapas de aceleração sísmica.



Figura 3.1: Zonas sísmicas ABNT NBR15421 (2006) e (2023)

Fonte: elaborado pela autora (2023).

Classe	Designação	$\overline{v_s}$	\overline{N}	
A	Rocha sã	$\overline{v_s} \ge 1500 m/s$	não aplicável	
В	Rocha	$1500m/s \ge \overline{v_s} \ge 760m/s$	não aplicável	
	Rocha alterada ou			
С	solo muito rígido	$760m/s \ge \overline{v_s} \ge 370m/s$	$\overline{N} \ge 50$	
D	Solo rígido	$370m/s \ge \overline{v_s} \ge 180m/s$	$50 \ge \overline{N} \ge 15$	
E	Solo mole	$\overline{v_s} \le 180m/s$	$\overline{N} \le 15$	
		Qualquer perfil incluindo camada com mais de 3m de argila mole		
		1. Solos vulneráveis à ação sísmica, como solos liquefazíveis,		
	Solo exigindo	argilas muito sensíveis e solos colapsíveis fracamente cimentados;		
F	avaliação específica,	2. Turfa ou argilas muito orgânicas;		
	como:	3. Argilas muito plásticas;		
		4. Estratos muito espessos (≥ 35 m) de argila mole ou média.		

Fonte: ABNT NBR15421 (2023).

A definição da classe do terreno deve ser conduzida a partir das categorias da Tabela 3.1, associadas aos valores numéricos dos parâmetros geotécnicos médios avaliados nos 30 m superiores do terreno. Inicialmente deve ser utilizada a velocidade de propagação de ondas de cisalhamento $\overline{v_s}$, porém, sendo esta desconhecida, permite-se utilizar o número médio de golpes no ensaio SPT \overline{N} . Por fim, a norma apresenta uma expressão de cálculo para solos estratificados.

A partir da aceleração a_g e da classificação do terreno, permite-se determinar o espectro de resposta de projeto $S_a(T)$. Este espectro é definido para acelerações horizontais e correspondente à resposta elástica de um sistema de um grau de liberdade com um amortecimento crítico igual a 5%. Para isso são determinadas acelerações espectrais correspondentes aos períodos 0,0s e 1,0s e seus respectivos fatores de amplificação. A Figura 3.2 ilustra o espectro de resposta de projeto, seus equacionamentos e parâmetros associados.

Figura 3.2: Determinação do Espectro de Resposta de Projeto adaptado da ABNT NBR15421 (2023).



Fonte: elaborado pela autora (2023).

Caso seja necessário definir um espectro para acelerações verticais, as acelerações deste espectro podem ser tomadas como 50% das acelerações correspondentes definidas nos espectros para acelerações horizontais.

A categorização das estruturas para a análise sísmica é conduzida a partir da definição de categorias utilização, dos fatores de importância associados e da categoria sísmica. Esta classificação possibilita definir: os sistemas estruturais permitidos, as limitações nas irregularidades estruturais, os componentes da estrutura que devem ser projetados quanto à resistência sísmica e os tipos de análises sísmicas que devem ser empregadas.

A ABNT NBR15421 define uma extensa lista de categorias de estruturas que pode ser consultada em sua Tabela 4 a partir da natureza de ocupação. À estas, associam-se três categorias de utilização de I a III e o fatores de importância (*I*) variando de 1,0 a 1,5. A Tabela 3.2 faz essa associação entre as categorias de utilização e fator de importância.

Tabela 3.2: Categoria de Utilização e Fator de Importância.

Categoria de utilização	Fator de importância I		
Ι	1,00		
II	1,25		
III	1,50		

Fonte: ABNT NBR15421 (2023).

Já a categoria sísmica é associada ao zoneamento sísmico detalhado a partir da relação exposta na Tabela 3.3, classificação esta que permite determinar a correspondência com os requisitos e os procedimentos de análise sísmica.

Tabela 3.3: Requisitos para a análise sísmica.

Zona sísmica	Categoria sísmica	Método de análise sísmica	
Zona 0	А	Nenhum requisito anti-sísmico exigido	
Zona 1	А	Forças sísmicas horizontais em 2 direções	
		Forças horizontais equivalentes	
Zona 2	В	Método espectral	
		Histórico de acelerações no tempo	
		Forças horizontais equivalentes	
Zonas 3 e 4	C	Método espectral	
		Histórico de acelerações no tempo	

Fonte: elaborado pela autora (2023).

Para as estruturas de categoria sísmica A e localizadas em zona sísmica 0, nenhum requisito de resistência anti-sísmica é exigido. No entanto, estruturas de categoria sísmica A e localizadas em zona sísmica 1 devem apresentar sistemas estruturais resistentes a forças sísmicas horizontais em duas direções ortogonais, incluindo um mecanismo de resistência a esforços de torção. Desta forma, elas devem resistir a cargas horizontais aplicadas simultaneamente a todos os pisos para cada uma das direções ortogonais quantificadas pela Equação 3.2.

$$F_x = 0,01W_x \tag{3.2}$$

em que:

 F_x é a força sísmica de projeto correspondente ao piso x;

 W_x é o peso total da estrutura correspondente ao piso x, incluindo o peso operacional de todos os equipamentos fixados na estrutura e dos reservatórios de água. Nas áreas de armazenamento e estacionamento, este peso deve incluir 25% da carga acidental.

As estruturas de categoria sísmica B e C podem ser analisadas pelo método das forças horizontais equivalentes, ou por um processo mais rigoroso, tal qual método espectral ou com histórico de acelerações no tempo.

Considerando que edificações com categoria sísmica do tipo B ou C demandam processos de análise mais rigorosos, como verificado na Tabela 3.3, a seguir são definidos os requisitos necessários para essas estruturas, sendo estes: sistemas básicos sismo-resistentes, configuração estrutural, direção da força sísmica, procedimento de análise e limite para deslocamentos.

A ABNT NBR15421 define uma vasta lista de sistemas sismo-resistentes baseados nos componentes estruturais e modelo, estes podem ser consultados na Tabela 6 desta regulamentação. Considerando a inserção do comportamento elastoplástico devido a utilização de uma metodologia de força, associa-se a cada sistema sismo-resistente fatores de modificação de resposta. Três são os parâmetros que compõem estes fatores: coeficiente de modificação de resposta (R), coeficiente de sobre-resistência (Ω_0) e coeficiente de amplificação de deslocamentos (C_d).

A configuração estrutural é avaliada no plano e em elevação de modo a classificar a estrutura como regular ou irregular. As irregularidades estruturais no plano são definidas do Tipo 1 - 3 com procedimentos de dimensionamento específicos. Enquanto as irregularidades estruturais em elevação são definidas do Tipo 4 e 5 com seus aspectos também prescritos. A seguir, sintetiza-se as descrições dessas irregularidades.

• Tipo 1: Irregularidade torsional;

- Tipo 2: Descontinuidade na trajetória de resistência sísmica no plano;
- **Tipo 3:** Assimetria entre elementos verticais do sistema sismo-resistente e eixos ortogonais principais do sistema;
- Tipo 4: Descontinuidade na trajetória de resistência sísmica na vertical;
- Tipo 5: Caracterização de um pavimento extremamente fraco;

Quanto a direção das forças sísmicas aplicadas, na análise de cada elemento pertencente ao sistema sismo-resistente deve ser escolhida a direção que produz o efeito mais crítico no elemento em questão, permitindo, assim a aplicação independente de forças em cada uma das direções horizontais ortogonais, sem considerar a superposição dos efeitos em duas direções. Entretanto, verificações adicionais são prescritas na regulamentação referente a este tópico caso a estrutura cumpra com algum critério de irregularidade supracitado.

Acerca da modelagem da estrutura, a ABNT NBR15421 permite considerar na análise sísmica as estruturas como perfeitamente fixadas à fundação e pontua requisitos caso se deseje considerar os efeitos da flexibilidade da fundação, os quais englobam a adoção de um conjunto de molas e amortecedores relativos a cada um dos diversos graus de liberdade da fundação. Outro ponto salientado é a consideração da dimensão do modelo, para estruturas regulares permite-se utilizar um modelo de duas dimensões enquanto para estruturas irregulares se faz necessário a implementação de um modelo de três dimensões. Neste modelo, cada nó deve possuir ao menos três graus de liberdade, duas translações em um plano horizontal e uma rotação em torno de um eixo vertical.

Por fim, o último requisito para estruturas da Categoria B e C decorre da limitação tanto de deslocamentos absolutos por pavimentos como de deslocamentos relativos entre estes. A Tabela 3.4 quantifica estes limites em relação a categoria de utilização e a variável h_{sx} definida pela distância entre as duas elevações correspondentes ao pavimento em questão.

Categoria de utilização			
I II		III	
$0,020h_{sx}$	$0,015h_{sx}$	$0,010h_{sx}$	

Tabela 3.4: Limitação para deslocamentos relativos entre pavimentos.

Fonte: ABNT NBR15421 (2023).

Nas próximas seções são detalhados os métodos de análise sísmica para estrutura de categoria sísmica B e C.

3.1.1 Método das forças horizontais equivalentes

No método de análise sísmica por forças horizontais equivalentes, os cálculos são iniciados a partir da determinação do esforço horizontal total na base da estrutura e seu período.

A força horizontal total na base da estrutura (H), em uma dada direção, é determinada de acordo com a Equação 3.3. Em que C_s é o coeficiente de resposta sísmica calculado na Equação 3.4, W o peso total da estrutura, g a aceleração da gravidade, I o fator de importância de utilização, R o coeficiente de modificação de resposta. O parâmetro a_{gs0} corresponde à aceleração espectral para o período de 0s definida na Figura 3.2 e o período natural da estrutura T deve ser determinado tal qual o esquema da Figura 3.3.

$$H = C_s W \tag{3.3}$$

$$C_s = \frac{2,5 * (a_{gs0}/g)}{R/I} \ge 0,01$$
(3.4)



Figura 3.3: Determinação do Período Natural da estrutura (T).

hn é a altura da estrutura em metros.

Fonte: elaborado pela autora (2023).

Determinado o período natural da estrutura T e a força horizontal total na base H, o método propõe a distribuição vertical das forças sísmicas, a qual é conduzida a partir da segmentação de H entre as várias elevações da estrutura de forma que, em cada elevação x, seja aplicada uma força F_x definida de acordo com a expressão da Equação 3.5. Com C_{vx} sendo o coeficiente de distribuição vertical definido na Equação 3.6.

$$F_x = C_{vx}H \tag{3.5}$$

$$C_{vx} = \frac{w_x h_x^k}{\sum_{i=1}^n w_i h_i^k}$$
(3.6)

Ademais,

 w_i e w_x são as parcelas do peso efetivo total que correspondem às elevações i ou x, respectivamente;

 h_i e h_x são as alturas entre a base e as elevações i ou x, respectivamente;

k é o expoente de distribuição, relacionado ao período natural da estrutura T, com os seguintes valores: para estruturas com período inferior a 0,5 s k = 1; para estruturas com períodos entre 0,5 s e 2,5 s k = (T + 1,5)/2; para estruturas com período superior a 2,5 s k = 2.

O projeto deve incluir também um momento de torção inerente M_t nos pisos causado pela excentricidade dos centros de massa relativamente aos centros de rigidez, acrescido de um momento torsional acidental M_{ta} , determinado considerando um deslocamento do centro de massa em cada direção igual a 5% da dimensão da estrutura paralela ao eixo perpendicular à direção de aplicação das forças horizontais.

Os deslocamentos absolutos das elevações δ_x e os relativos dos pavimentos Δ_x devem ser determinados pela aplicação das forças sísmicas de projeto ao modelo matemático da estrutura. Os deslocamentos absolutos δ_x em uma elevação x, avaliados em seu centro de massa são contabilizados pela Equação 3.7. Nesta formulação C_d é o coeficiente de amplificação de deslocamentos e I o fator de importância, ambos anteriormente definidos. Já, δ_{xe} é o deslocamento determinado em uma análise estática utilizando as forças sísmicas calculadas previamente.

$$\delta_x = \frac{C_d \delta_{xe}}{I} \tag{3.7}$$

Os deslocamentos relativos dos pavimentos Δ_x são determinados como a diferença entre os deslocamentos absolutos nos centros de massa δ_x nas elevações acima e abaixo do pavimento em questão.

Por fim, deve ser verificado o coeficiente de estabilidade θ da Equação 3.8 para a determinação se existe a necessidade de inclusão dos efeitos de segunda ordem, adição esta que ocorre caso seu valor não seja inferior a 0,10. Os parâmetros h_{sx} e C_d foram definidos previamente.

$$\theta = \frac{P_x \Delta_x}{H_x h_{sx} C_d} \le \frac{0, 5}{C_d} \le 0, 25$$
(3.8)

em que:

 P_x é a força vertical em serviço atuando no pavimento x, obtida com fatores de ponderação de cargas tomados iguais a 1,00;

 H_x é a força cortante sísmica atuante no pavimento x;

Quando o valor de θ for superior a 0,1, os esforços nos elementos e os deslocamentos devem ser multiplicados pelo fator $\frac{1,00}{1-\theta}$.

3.1.2 Método de análise sísmica espectral

Na análise sísmica pelo método espectral cinco são os critérios principais avaliados: número de modos considerados, respostas modais para projeto, combinação das respostas modais, verificação das forças obtidas e distribuição das forças sísmicas horizontais. O número de modos a ser considerado nessa metodologia deve ser suficiente para capturar ao menos 90% da massa total em cada uma das direções ortogonais.

As respostas modais de projeto são obtidas a partir da aplicação do espectro de projeto nas direções ortogonais analisadas ponderada pelos fatores de modificação de resposta. Isto é, os esforços resultantes em termos de força, momento e reações de apoio devem ser multiplicados pelo fator I/R. Enquanto os deslocamentos obtidos, sejam absolutos ou relativos, devem ser ponderados pela multiplicação pelo fator Cd /R. Ressalta-se, portanto, que esta é a única consideração de inserção do comportamento plástico utilizado nesta norma, indicando a aplicação base do FBD detalhada na Seção 2.1.

As respostas elásticas finais são obtidas a partir da combinação das respostas modais pela regra da raiz quadrada da soma dos quadrados, aplicada para cada modo de vibração. No caso de proximidade entre as frequências dos modos de vibração (frequências próprias afastadas de menos de 10% do valor de uma das mesmas), deve ser aplicada regra de combinação mais precisa, que considere os efeitos da proximidade entre os modos. O procedimento deve ser repetido para a transição de respostas elásticas ortogonais na respostas elásticas finais devido ao sismo, ou seja, as respostas finais também devem ser obtidas através da regra da raiz quadrada da soma dos quadrados das respostas obtidas em cada uma das direções.

Decorridas as três etapas acima, a próxima é descrita como a verificação das forças obtidas pelo processo espectral. Para isto, dever ser determinada a força horizontal total na base da estrutura H pelo método das forças equivalentes para cada uma das direções horizontais. Caso a força horizontal total na base H_t determinada pelo processo espectral, em uma direção, for inferior a 0,85H, todas as forças elásticas obtidas nesta direção devem ser multiplicadas por 0,85H/ H_t . Ressalta-se que esta é uma correção de força, não sendo aplicada aos deslocamentos tanto absolutos quanto relativos.

Por fim, a última fase da análise sísmica pelo método espectral é descrita como a distribuição das forças sísmicas horizontais. As forças sísmicas horizontais Fx, correspondentes a cada elevação x, devem ser aplicadas a um modelo de distribuição destas forças conforme apresentado para o método das forças equivalentes detalhado na Seção 3.1.1. Este modelo pode ser também utilizado para avaliar os efeitos de torção na estrutura, todavia, a amplificação torsional não precisa ser considerada se o modelo de análise dinâmica considerar os efeitos da torção acidental.

3.1.3 Método de análise sísmica com histórico de acelerações no tempo

O último método de análise sísmica prescrito é baseado em históricos de acelerações no tempo. A análise com históricos de acelerações no tempo deve consistir da análise dinâmica de um modelo definido de acordo com os requisitos já detalhados e discorridos acerca da modelagem geral, independente de método de análise sísmica, para estruturas de categoria sísmica B e C. Estes modelos são submetidos a históricos de acelerações no tempo (acelerogramas) aplicados à sua base, compatíveis com o espectro de projeto definido para a estrutura de acordo com a Figura 3.2. Pelo menos três conjuntos de acelerogramas devem ser considerados na análise.

Desta forma, as análises consistem na aplicação simultânea de um conjunto de acelerogramas, independentes entre si, nas direções ortogonais relevantes para cada estrutura. Os acelerogramas podem ser registros de eventos reais, compatíveis com as características sismológicas do local de estrutura, ou podem ser acelerogramas gerados artificialmente. Os acelerogramas a serem aplicados devem ser ponderados por um fator de escala, de forma que os espectros de resposta nas direções consideradas para o amortecimento de 5%, tenham valores médios não inferiores aos do espectro de projeto para uma faixa entre 0,2T e 1,5T, sendo T o período fundamental da estrutura nesta direção.

Em convergência ao apresentado para a análise por método espectral na Seção 3.1.2, para cada acelerograma analisado, as respostas estruturais obtidas devem ser ponderadas pelos fatores de modificação de resposta. Isto é, os esforços resultantes em termos de força, momento e reações de apoio devem ser multiplicados pelo fator I/R. No entanto, nenhuma menção quanto a aplicação do coeficiente de amplificação de deslocamentos C_d é realizada para este método.

Decorridas as etapas acima, a próxima é descrita como a verificação das forças obtidas pelo processo. Para isto, dever ser determinada a força horizontal total na base da estrutura H pelo método das forças equivalentes para cada uma das direções horizontais usando o valor de $C_s = 0,01$. Caso a força horizontal total na base H_t , obtida com um determinado acelerograma, for inferior a H, todas as forças elásticas obtidas nesta direção, com este acelerograma, devem ser multiplicadas por H/ H_t .

Os efeitos finais obtidos na análise correspondem à envoltória dos esforços máximos resultantes de cada um dos conjuntos de acelerogramas considerados. Deste modo, a análise sísmica pela utilização de acelerogramas é finalizada nesta última etapa supracitada, sendo a seguir apresentada as considerações finais de aplicação da regulamentação sísmica brasileira.

Salienta-se que como a norma ABNT NBR15421 identifica como suficiente o método de análise sísmica por forças horizontais equivalentes, este processo foi detalhado na Seção 3.1.1. Enquanto os métodos por análise sísmica espectral e com histórico de acelerações no tempo, das respectivas Seções 3.1.2 e 3.1.3, indicados como metodologias complementares foram apenas simploriamente norteados nestas seções. Ademais, além das principais temáticas referentes a este regulamento nesta seção descrita, pontua-se que o código destina um capítulo específico para os requisitos sísmicos de componentes não estruturais.

No âmbito de aplicação da ABNT NBR15421 quanto aos métodos de dimensionamento sismo-resistentes empregados, pontua-se a utilização única e exclusiva do FBD, isto é, dimensionamento baseado em força considerando uma resposta elástica da estrutura com características mecânicas constantes à ação sísmica e inserção do comportamento plástico por meio do uso de coeficientes elastoplásticos. Ressalta-se, portanto, que neste código não se empregam medidas do CBD e do PBEE.

3.2 Norma europeia - EUROCÓDIGO 8 (2004)

Apesar da Comunidade Econômica Europeia, *European Economic Community (CEE)*, ter sido instaurada em 1957 pelo Tratado de Roma, apenas em 1975 teve início o desenvolvimento das normas unificadas europeias, denominadas por Eurocódigos. O objetivo do programa de criação destes códigos consistiu em eliminar os entraves técnicos ao comércio e a harmonização por meio de regulamentações comuns aos países do bloco.

Após décadas de elaboração, em 2004 foi publicada a primeira geração do Eurocódigo 8, norma sismo-resistente europeia vigente. Apesar deste regulamento ter sido redigido com aspectos gerais unificados para o dimensionamento dos países do bloco, fatores individuais e localizados de cada país não foram negligenciados, existindo um anexo nacional de 56 Parâmetros Determinados a nível Nacional (NDP) para cada nação. Após a publicação do código foi definido também o período de dois anos para a criação dos anexos nacionais e três anos para a substituição dos antigos códigos de cada país. Em 2015 teve início o processo de revisão e atualização normativa que implicará na segunda geração dos eurocódigos.

Similar ao desenvolvido para a norma brasileira na Seção 3.1, discorre-se a seguir a análise criteriosa de revisão bibliográfica e aplicação do Eurocódigo 8 (2004b). Esta regulamentação é dividida em seis capítulos para diferentes tipos de estruturas e suas particularidades, sendo este trabalho destinado a avaliação de edifícios, a parte correspondente é a primeira: *Eurocódigo 8: Design of structures for earthquake resistance – Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings.*

O Eurocódigo 8 (2004b) tem por finalidade assegurar que no caso de ocorrência de sismos, as vidas humanas sejam protegidas, os danos limitados e as estruturas essenciais para a proteção civil se mantenham operacionais durante e após este evento. Sua aplicação deve ser realizada conjuntamente às normas de dimensionamento base dos diferentes tipos de estruturas civis. O regulamento indica que devido à natureza aleatória das excitações sísmicas, o nível de proteção assegurada deve ser medido probabilisticamente, a partir do risco sísmico assegurado pela tomada de decisão escolhida e da otimização dos recursos disponíveis.

Desta forma, verifica-se o alinhamento desta prescrição com o conceito de performance definido pelo PBEE na Seção 2.3. Apesar desta norma utilizar uma abordagem por força para o dimensionamento estrutural, aplica-se conjuntamente o conceito de capacidade real. Este condiz no emprego do CBD por um método de cálculo em que elementos do sistema estrutural são escolhidos, devidamente projetados e pormenorizados para assegurar a dissipação de energia quando submetidos a grandes deformações. Enquanto todos os outros elementos estruturais são dotados de resistência suficiente para que o sistema de dissipação de energia se sustente.

Ao longo deste regulamento, inúmeras citações e prescrições acerca do dimensionamento por capacidade são expostas, dentre estas, ressalta-se a apresentação nos requisitos de desempenho e critério de conformidade da definição de um mecanismo de colapso. Mecanismo que é estabelecido por meio da determinação da zona de formação de rótulas plásticas em elementos estruturais específicos, estabelecendo, portanto, uma hierarquia estrutural na dissipação de energia e ganho de capacidade dúctil no regime inelástico. Objetiva-se, assim, evitar a ruptura e falha por colapso do tipo frágil, tal qual foi exposto na Seção 2.2.

Outro requisito geral de segurança deste código é a definição de estados limites. O primeiro estado limite definido é o de não ocorrência de colapso, sendo caracterizado probabilisticamente de forma a se obter a integridade estrutural e uma capacidade resistente residual após o evento sísmico. Os valores de probabilidade de ocorrência e período de retorno podem ser definidos no Anexo Nacional, desde que sejam mais críticos ao geral prescrito de probabilidade de ocorrência de 10% em 50 anos, caracterizando um período de retorno de 475 anos.

O segundo estado limite é o de limitação de danos, caracterizado pela estrutura resistir a uma ação sísmica cuja probabilidade de ocorrência seja maior do que a da ação sísmica de cálculo, sem a ocorrência de danos e de limitações de utilização, cujos custos sejam desproporcionais e elevados em comparação com os da própria estrutura. Define-se uma probabilidade de ocorrência de 10% em 10 anos, ou seja, um período de retorno de 95 anos. Todavia, é prescrito que o Anexo Nacional deve englobar outros estados limites de dano e períodos de retorno.

A solicitação sísmica é caracterizada pela combinação de carga calculada na Equação 3.9 em que $\psi_{E,i}$ é o coeficiente de combinação para ação variável i contabilizado pela Equação 3.10.

$$F_d = \sum_{i=1}^m F_{Gi,k} + \sum_{j=1}^n \psi_{E,i} F_{Qj,k}$$
(3.9)

$$\psi_{E,i} = \varphi \psi_{2i} \tag{3.10}$$

 $F_{Gi,k}$ é o valor característico das ações permanentes; $F_{Qj,k}$ é o valor característico das ações variáveis incluindo a ação sísmica;

Os coeficientes de combinação ψ_{2i} para o valor quase-permanente da ação variável $F_{Qj,k}$ devem ser consultados no Anexo Nacional do *Eurocódigo 2 - Design of concrete structures (2004a)*. Os valores atribuídos ao fator φ para utilização em um determinado país são apresentados no Anexo Nacional, sendo indicados como valores recomendados os apresentados na Tabela 3.5.

Tipo de ação variável	Pavimento	
	Cobertura	1,00
Categorias A-C	Pisos com ocupações correlacionadas	
	Pisos com ocupações independentes	0,50
Categorias D-F		1,00

Tabela 3.5: Valores do coeficiente φ para cálculo do fator ψ_{2i} .

Fonte: Eurocódigo	8	(2004).
-------------------	---	---------

Os valores característicos das ações sísmicas são determinados a partir do zoneamento sísmico proposto, da identificação do tipo de terreno e da definição dos espectros de resposta elásticos tanto para a direção horizontal como vertical. O zoneamento sísmico compõe um dos parâmetros NDP apresentado no Anexo Nacional. Para este propósito, os territórios nacionais devem ser divididos pelas respectivas autoridades responsáveis em zonas sísmicas, dependendo da sismicidade do local. Em cada zona a sismicidade é considerada constante e o parâmetros base amplamente utilizado para este zoneamento sísmico corresponde ao valor de referência da aceleração máxima na base num terreno do tipo A, a_{gR} . Na Figura 3.4 ilustra-se o zoneamento sísmico de Portugal, país regulamentado pelos *Eurocódigos*.

Figura 3.4: Zoneamento sísmico português adaptado de Eurocódigo 8 (2004).



Fonte: elaborado pela autora (2023).

A identificação do tipo de terreno deve ser conduzida a partir das categorias da Tabela 3.6 associadas aos valores numéricos dos seguintes parâmetros geotécnicos médios: velocidade
de propagação de ondas de cisalhamento $\overline{v_s}$ nos 30 m superiores do terreno, número médio de golpes no ensaio SPT \overline{N} e resistência ao corte não drenada do solo c_u . O terreno deve ser classificado de acordo com o valor de $\overline{v_s}$ se disponível, caso contrário, utiliza-se o valor de \overline{N} .

Tipo do	Descrição do perfil estratigráfico		Parâmetros	
terreno		$\overline{v_s}(m/s)$	\overline{N}	$c_u(kPa)$
	Rocha ou outra formação geológica de tipo rochoso, que			
A	inclua, no máximo, 5 m de material mais fraco à superfície	>800	-	-
	Depósitos de areia muito compacta, de seixo (cascalho) ou			
	de argila muito rija, com uma espessura de, pelo menos,			
В	várias dezenas de metros, caracterizados por um aumento	360 - 800	>50	>250
	gradual das propriedades mecânicas com a profundidade			
	Depósitos profundos de areia compacta ou medianamente			
C	compacta, de seixo (cascalho) ou de argila rija com uma	180 - 360	15-50	70-250
	espessura entre várias dezenas e muitas centenas de metros			
	Depósitos de solos não coesivos de compacidade			
	baixa a média (com ou sem alguns estratos de solos			
D	coesivos moles), ou de solos predominantemente	<180	<15	<70
	coesivos de consistência mole a dura			
	Perfil de solo com um estrato aluvionar superficial			
	com valores de $\overline{v_s}$ do tipo C ou D e uma espessura			
E	entre cerca de 5 m e 20 m, situado sobre			
	um estrato mais rígido com $\overline{v_s} > 800m/s$			
	Depósitos constituídos ou contendo um estrato com			
	pelo menos 10 m de espessura de argilas ou siltes	<100	-	10 - 20
S_1	moles com um elevado índice de plasticidade	(indicativo)		
	(PI > 40) e um elevado teor em água			
	Depósitos de solos com potencial de liquefacção, de			
S_2	argilas sensíveis ou qualquer outro perfil de			
	terreno não incluído nos tipos A – E ou S_1			

Tabela 3.6: 7	ipos de terreno.
---------------	------------------

Fonte: Eurocódigo 8 (2004).

A partir da aceleração a_{gR} e da classificação do terreno supracitada, permite-se determinar o espectro de resposta elástico da aceleração à superfície do terreno. Este espectro deve ser montado para todos estados limites avaliados, sendo escalonado. A ação sísmica horizontal é descrita por duas componentes ortogonais independentes e representadas pelo mesmo espectro de resposta. A Figura 3.5 esquematiza a forma genérica do espectro de resposta elástico, seus equacionamentos para as direções horizontais e verticais, além dos parâmetros que determinam o espectro de resposta de projeto, o qual adota fatores de modificação de resposta. Figura 3.5: Espectros de resposta elásticos e de projeto adaptado do Eurocódigo 8 (2004).



$$0 \le T \le T_B : S_d(T) = \alpha_g S \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \left(\frac{2,5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right] \qquad T_C \le T \le T_D : S_d(T) \left[= \alpha_g S \frac{2,5}{q} \left[\frac{T_C}{T} \right] ; \ge \beta \alpha_g \right]$$
$$T_B \le T \le T_C : S_d(T) = \alpha_g S \frac{2,5}{q} \qquad T_D \le T : S_d(T) \left[= \alpha_g S \frac{2,5}{q} \left[\frac{T_C T_D}{T^2} \right] ; \ge \beta \alpha_g \right]$$

Fonte: elaborado pela autora (2023).

Os valores a serem atribuídos aos parâmetros T_B , T_C , T_D e S para cada tipo de terreno e a forma do espectro utilizada em um determinado país podem ser definidas no Anexo Nacional. Se não for considerada a geologia profunda, recomenda-se a utilização de dois espectros: tipo 1 e tipo 2. Caso os sismos que mais contribuem para a ameaça definida para o local no âmbito da avaliação probabilística do risco sísmico tenham uma magnitude das ondas de superfície, M_s , não superior a 5,5, recomenda-se a adoção do espectro do tipo 2, caso contrário, do tipo 1.

Na Figura 3.5 foram apresentados valores para esses parâmetros considerando espectros do tipo 1 e 2 para cinco classes de terreno: A, B, C, D, E. Estes valores recomendados não se aplicam aos terrenos categorizados como especiais S1 e S2.

Considerando a capacidade dos sistemas estruturais resistirem às ações sísmicas no domínio não linear, o Eurocódigo 8 (2004b) propõe a análise de estruturas sísmicas aplicando a metodologia de força, efetuando o cálculo para resistências inferiores às que correspondem a resposta estrutural em regime linear. Isto é, afim de evitar uma análise estrutural não elástica explícita, a capacidade de dissipação de energia da estrutura obtida pelo comportamento dúctil dos seus elementos é considerada realizando uma análise elástica baseada em um espectro de resposta reduzido em relação ao de resposta elástica, nomeado por espectro de projeto. Esta redução é produzida introduzindo o coeficiente de comportamento *q*, coeficiente elastoplástico usado como fator de modificação de resposta pela norma europeia. O espectro de projeto e suas respectivas fórmulas são apresentados na Figura 3.5.

O coeficiente de comportamento q é uma aproximação da razão entre as forças sísmicas a que a estrutura ficaria sujeita se a sua resposta fosse completamente elástica, com 5% de amortecimento viscoso, e as forças sísmicas que podem ser efetivamente adotadas no projeto. Esta segunda medida é considerada a partir de um modelo de análise elástica convencional que assegure uma resposta satisfatória da estrutura. Os valores do coeficiente de comportamento q são também influenciados por: taxa de amortecimento, diferentes materiais e classes de ductilidade. Ressalta-se que nas próximas etapas da revisão este coeficiente é melhor detalhado.

Para a componente vertical da ação sísmica, o espectro de projeto pode ser obtido pelas mesma expressões apresentadas na Figura 3.5 com o valor de cálculo da aceleração na superfície do terreno na direção vertical a_{vg} substituindo a_g , S tomado com valor igual a 1,0 e os outros parâmetros definidos de forma similar ao anteriormente exposto. Para a componente vertical da ação sísmica deverá ser adotado para todos os materiais e para todos os sistemas estruturais um coeficiente de comportamento q não superior a 1,5. Uma representação alternativa da ação sísmica pode ser conduzida a partir da utilização de históricos temporais, isto é, acelerogramas. Conforme exposto para a ABNT NBR 15421 (2023a), esses acelerogramas podem ser do tipo artificial ou natural. Para os casos em que se faça necessário um modelo tridimensional da estrutura, o movimento sísmico deve consistir em três acelerogramas atuando simultaneamente, não podendo se repetir o mesmo acerograma para as duas direções horizontais.

Ainda no âmbito que concerne a aplicação da metodologia de dimensionamento por ação sísmica espectral, indica-se que o valor de cálculo do deslocamento na superfície do terreno d_g pode ser calculado em função dos parâmetros anteriores e da aceleração a_g pela Equação 3.11.

$$d_g = 0,025a_g ST_C T_D (3.11)$$

O Eurocódigo 8 (2004b) define um capítulo de dimensionamento exclusivo para edifícios, a seguir, são descritas as principais considerações e etapas do regulamento para esse tipo de estrutura. Inicialmente, o código propõe a determinação do sistema sismo-resistente, isto é, a escolha dos elementos primários e secundários no mecanismo de colapso e dissipação de energia, indicando novamente a aplicação do CBD nesta norma. Ademais, prevê-se a possibilidade de escolher um certo número de elementos estruturais como elementos sísmicos secundários que não fazem parte do sistema sismo-resistente desde que sejam considerados os efeitos de segunda ordem para estes componentes.

Um dos principais critérios a ser definido para o projeto estrutural concerne a configuração estrutural tanto no plano como em elevação, definindo a estrutura como do tipo regular ou irregular. Esta distinção tem implicações nos seguintes aspectos do projeto sísmico: dimensão do modelo estrutural, método de análise sísmica e coeficiente de comportamento q. A dimensão do modelo estrutural é definida como bidimensional para estruturas regulares e tridimensional para estruturas irregulares. O método de análise pode ser simplificado por forças laterais, por espectro de resposta ou uma análise modal. Por fim, estabelece-se a redução do valor do coeficiente de comportamento q em 80% para edifícios irregulares em altura.

As características de regularidade do edifício em planta e elevação são consideradas separadamente no que se refere às implicações da configuração estrutural na análise e no projeto, condição esta que pode ser constatada pela Tabela 3.7.

Regularidade		Simp	lificações admitidas	Coeficiente de	
				comportamento	
Em planta	Em altura	Modelo Análise elástica linear		(para a análise linear)	
Sim	Sim	Plano Força lateral		Valor de referência	
Sim	Não	Plano	Modal	Valor reduzido	
Não	Sim	Espacial	Força lateral	Valor de referência	
Não	Não	Espacial	Modal	Valor reduzido	

Tabela 3.7: Consequências da regularidade estrutural na análise e no cálculo sísmico.

Fonte: Eurocódigo 8 (2004).

Considerando o critério em planta, sintetiza-se como as principais características de edifícios regulares:

- No que se refere à rigidez lateral e à distribuição de massas, a estrutura do edifício deve ser aproximadamente simétrica em planta em relação a dois eixos ortogonais;
- Configuração em planta compacta delimitada em cada piso por uma poligonal convexa;
- Rigidez no plano suficientemente maior que a rigidez lateral vertical;
- A esbelteza λ = L_{max}/L_{min} do edifício em planta não deve ser superior a 4, em que L_{max} e L_{min} são, respectivamente, a maior e a menor dimensão em planta do edifício, medidas em direcções ortogonais;
- A excentricidade estrutural entre o centro de rigidez e o centro de gravidade é limitada para cada direção, assim como o raio de torção.

Para o critério de regularidade em altura são definidos os seguintes aspectos:

- Continuidade dos sistemas resistentes às ações laterais;
- A rigidez lateral e a massa de cada piso permanecem constantes ou apresentam uma redução gradual, sem alterações bruscas, em toda elevação vertical da estrutura;
- Não haver variação significativa entre a relação resistência real e resistência de cálculo dos pavimentos;
- Não existir recuos relativos a planta.

A norma sísmica europeia define quatro classes de importância de I a IV para diferentes tipos de edifícios. Esta segmentação é conduzida em função das consequências do colapso em termos de vidas humanas, da sua importância para a segurança pública e para a proteção civil imediatamente após o sismo e das consequências sociais e económicas do colapso. As classes de importância são caracterizadas por diferentes coeficientes de importância. A Tabela 3.8 ilustra esta classificação.

Classe de importância	Edifícios
Ι	Edifícios de importância menor para a segurança
	pública, como por exemplo edifícios agrícolas, etc.
II	Edifícios correntes, não pertencentes às outras categorias.
III	Edifícios cuja resistência sísmica é importante tendo em
	vista as consequências associadas ao colapso, como por
	exemplo escolas, salas de reunião, instituições culturais, etc.
IV	Edifícios cuja integridade em caso de sismo é de importância
	vital para a proteção civil, como por exemplo hospitais,
	quartéis de bombeiros, centrais eléctricas, etc.

Tabala 2 8.	Classe	da	im	aartân	aia	noro	adificia	
Tabela J.o.	Classe	ue	mu	Jortan	Cla	para	eunicios	۰.

Fonte: Eurocódigo 8 (2004).

O valor do fator de importância γ_1 para a classe de importância II é por definição igual a 1,0. Os demais valores de γ_1 correspondentes às outras classes de importância podem ser obtidos no Anexo Nacional. Entretanto, recomenda-se de forma genérica neste regulamento os respectivos valores de γ_1 para as classes de importância I, III e IV: 0,8; 1,2 e 1,4.

Em referência aos métodos de análise normativos, o código europeu define a avaliação dos efeitos sísmico por uma metodologia de força com base no comportamento elástico linear da estrutura com inserção do comportamento plástico a partir de fatores de modificação de resposta. Conforme detalhado na Tabela 3.7 dois são os métodos de análise elástica linear possíveis de acordo com a regularidade estrutural: método de análise por forças laterais e a análise modal por espectro de resposta, ressaltando que o primeiro possui limitações para estruturas irregulares. Como alternativa a um método linear, prescreve-se a utilização também de métodos não lineares, tais como: análise estática não linear do tipo *Pushover* e análise dinâmica temporal não linear. Nas próximas seções esses métodos de avaliação estrutural são detalhados.

3.2.1 Método das forças laterais

O método de análise por foças laterais é aplicado a edifícios cuja resposta estrutural não seja significativamente afetada pelas contribuições dos modos de vibração mais elevados para cada direção principal. Para isto, essas estruturas devem ser classificadas como regulares em elevação e períodos de vibração fundamentais nas duas direções principais inferiores ao valor de $4T_c$ e 2,0s. Sendo T_c definido pelo espectro de resposta.

Verificados os períodos da estruturas, os cálculos são iniciados a partir da determinação do esforço horizontal total na base (F_b) para cada direção horizontal na qual o edifício seja analisado seguindo a Equação 3.12.

$$F_b = S_d(T_1)m\lambda \tag{3.12}$$

Em que: $S_d(T_1)$ é a ordenada do espectro de cálculo para o período T_1 ; T_1 é o período de vibração fundamental do edifício para o movimento lateral na direção considerada; *m* a massa total do edifício; λ é o fator de correção, cujo valor é igual a: $\lambda = 0,85$ se $T_1 \leq 2T_C$ se o edifício possuir mais de dois pavimentos, ou $\lambda = 1,00$ nos outros casos.

Para determinar o período de vibração fundamental T_1 do edifício devem ser utilizadas as expressões baseadas nos métodos da dinâmica das estruturas. Para os edifícios com altura até 40 m, um valor aproximado de T_1 (em segundos) pode ser obtido pelas Equações 3.13 e 3.14.

$$T_1 = C_t H^{3/4} (3.13)$$

$$T_1 = 2\sqrt{d} \tag{3.14}$$

Em que: C_t é igual a 0,075 para pórticos espaciais de concreto armado; H é a altura do edifício em metros; d é o deslocamento elástico lateral do topo do edifício em metros.

Determinado o período natural da estrutura T_1 e a força horizontal total na base F_b , o método propõe a distribuição vertical das forças sísmicas, a qual é conduzida a partir da segmentação de F_b entre as várias elevações da estrutura de forma que, em cada elevação i, seja aplicada uma força F_i definida de acordo com a expressão da Equação 3.15 .

$$F_i = F_b \frac{s_i m_i}{\sum s_j m_j} \tag{3.15}$$

Em que: s_i e s_j são os deslocamentos das massas m_i e m_j no modo de vibração fundamental; m_i e m_j são as massas dos pavimentos.

Se a rigidez lateral e a massa estiverem simetricamente distribuídas no plano, os efeitos acidentais da torção podem ser considerados multiplicando os esforços em cada elemento resistente por um coeficiente δ obtido pela Equação 3.16.

$$\delta = 1 + 0.6 \frac{x}{L_e} \tag{3.16}$$

Em que: x é a distância do elemento considerado ao centro de gravidade do edifício em planta; L_e a distância entre os dois elementos de contraventamento mais afastados; ambos medidos perpendicularmente à direção da ação sísmica considerada.

3.2.2 Método de análise sísmica espectral

Para os casos em que se faça necessário a análise modal por espectro de resposta, devem ser consideradas as respostas de todos os modos de vibração que contribuam significativamente para a resposta global da estrutura. Este requisito é cumprindo caso a soma das massas modais efetivas para os modos considerados represente pelo menos 90% da massa total da estrutura; ou que todos os modos com massas modais efetivas superiores a 5% da massa total sejam contabilizados.

Caso as respostas modais consideradas sejam determinadas como independentes entre sim, as respostas elásticas finais devido a ação sísmica devem ser obtidas a partir da combinação das respostas modais pela regra da raiz quadrada da soma dos quadrados, aplicada para cada modo de vibração. Entretanto, caso esta condição não se verifique, indica-se a necessidade de adoção de métodos mais rigorosos.

Por fim, quando são utilizados modelos espaciais, determina-se a contabilização dos efeitos acidentais da torção pela envoltória dos esforços resultantes da aplicação de cargas estáticas constituídas por conjuntos de momentos torsores M_{ai} de eixo vertical aplicados a cada piso i, tal qual apresentado na Equação 3.17.

$$M_{ai} = e_{ai}F_i \tag{3.17}$$

Em que: M_{ai} é o momento torsor de eixo vertical aplicado no piso i; e_{ai} a excentricidade acidental da massa do piso i; F_i a força horizontal atuando no piso i.

3.2.3 Método de análise estática não linear do tipo Pushover

A análise *Pushover* consiste em uma análise estática não linear sob forças gravitacionais constantes e cargas horizontais de crescimento monoatômico. Sua aplicação é designada para avaliação de desempenho de edifícios novos e existentes considerando os seguintes efeitos:

- Verificar ou rever os valores do coeficiente de sobre-resistência α_u/α_i ;
- Avaliar os mecanismos plásticos previstos e a distribuição de danos;
- Avaliar o desempenho estrutural de edifícios existentes ou reabilitados;
- Como alternativa ao cálculo baseado numa análise elástica linear utilizando o coeficiente de comportamento q. Neste caso, deverá utilizar-se como base de cálculo o deslocamentoalvo calculado a partir do espectro de resposta pelo Anexo B normativo.

Similar ao apresentado para os outros métodos, em caso de estruturas regulares deve ser utilizado um modelo bidimensional e para estruturas irregulares um modelo tridimensional. Referente ao padrão de carregamento prescrito nesta análise, lista-se ao menos duas distribuições verticais de cargas laterais: uma distribuição "uniforme", baseada em forças laterais proporcionais à massa independentemente da altura (aceleração de resposta uniforme); e uma distribuição "modal", proporcional às forças laterais correspondentes à distribuição das forças laterais na direção considerada, determinada na análise elástica.

Neste tipo de avaliação, torna-se possível determinar a curva de capacidade da estrutura a partir da relação entra a força cortante na base e os deslocamentos medidos em um ponto de controle da estrutura. Estes descolamentos devem variar de zero ao valor correspondente a 150% do deslocamento-alvo. O código define por deslocamento-alvo a exigência sísmica determinada a partir do espectro de resposta elástica em termos de deslocamento de um sistema equivalente com um grau de liberdade. Similar ao supracitado, este deslocamento-alvo pode ser quantificado pelo Anexo B do Eurocódigo 8 (2004b). A contabilização da parcela de esforços devido à torção deve ser quantificada como apresentado para o Método das Forças Laterais. Ressalta-se que para este tipo de análise a componente vertical da ação sísmica pode ser desprezada.

3.2.4 Método de análise sísmica com histórico de acelerações no tempo

A análise temporal não linear a partir de histórico de acelerações no tempo constitui o método de análise mais preciso na determinação do comportamento não-linear e verídico da estrutura. Conforme anteriormente citado, esta se baseia na aplicação de acelerogramas para representar o movimento na base da edificação, sendo a resposta estrutural no tempo obtida através de métodos de integração numérica em equações diferenciais do movimento.

Os modelos dos elementos estruturais deve capturar o comportamento sob ciclos póselásticos de descarga e recarga. As regras construtivas devem refletir de forma realista a dissipação de energia no elemento na gama de amplitudes de deslocamento previsto para a situação de projeto sísmico. Se a resposta estrutural for obtida a partir da aplicação de pelo menos 7 análises temporais não lineares com movimentos da base, a média dos valores obtidos em todas essas análises deverá ser utilizada como o valor de cálculo do efeito da ação sísmica nas verificações aplicáveis. Caso contrário, deverá utilizar-se o valor mais desfavorável dentre as respostas obtidas nas análises.

Novamente, pontua-se que por se tratar de um Capítulo de Referencial Teórico este assunto foi sucintamente abordado, no entanto, para os casos de metodologia aplicada os principais aspectos e características envolvidas são detalhados no Capítulo 4.

3.2.5 Aspectos gerais aos quatro métodos de análise sísmica regulamentados

Para os quatro métodos de análise sísmica supracitados, a combinação dos esforços nos componentes devido à ação sísmica deve ser conduzida a partir da raiz quadrada do somatório dos quadrados dos esforços individuais, tanto para as componentes horizontais quanto a combinação com a vertical.

No caso de aplicação de uma análise linear, os deslocamentos finais devido à ação sísmica em cada ponto (d_s) devem ser ponderados pelo fator de comportamento q, isto é, multiplicando este parâmetro pelo deslocamento obtido em uma análise linear (d_e).

De acordo com o Eurocódigo 8 (2004b), estruturas submetidas a sismos devem ser verificadas quanto ao critério de segurança estrutural para o Estado Limite Último (ELU) e Estado Limite de Danos (ELS). Para o ELU, além do critério de resistência devem ser verificadas para as estruturas a ductilidade, o equilíbrio, a estabilidade das fundações e as juntas sísmicas. Ressalta-se que na condição de resistência, não é necessário considerar os efeitos de segunda ordem (efeitos P- Δ) se a Equação 3.18 for satisfeita para todos os pavimentos.

$$\theta = \frac{P_{tot}d_r}{V_{tot}h} \le 0,10 \tag{3.18}$$

Em que: θ coeficiente de sensibilidade ao deslocamento relativo entre pisos; P_{tot} a carga gravitacional total devida a todos os pisos acima do piso considerado, incluindo este; d_r o valor de cálculo do deslocamento relativo entre pisos; V_{tot} a força cortante sísmica total no piso considerado; h a altura entre pisos.

Se 0, 1 < $\theta \le 0, 2$, os efeitos de segunda ordem podem ser avaliados de modo aproximado multiplicando os esforços sísmicos por um fator igual a $\frac{1}{1-\theta}$. O valor do coeficiente θ não deve ser superior a 0,3.

Ainda para o ELU, estabelece-se a aplicação explícita do CBD pela verificação da ductilidade local e global da estrutura a partir da determinação de uma hierarquia de resistência dos vários componentes estruturais, necessária para garantir a localização pretendida para as rótulas plásticas e para evitar modos de ruptura frágil. Em edificações deve ser evitada a formação do mecanismo plástico de piso flexível ou *Softy-Story*. Outra ferramenta do CBD adotada neste regulamento é a determinação do mecanismo *Strong Column – Weak Beam* descrita na Seção 2.2.1, sendo o valor da relação de momento resistente pilar-viga regulamentada em 1,3. Salienta-se apenas que por esta norma a verificação do SCWB é ausente apenas para o pavimento de cobertura sendo aos demais obrigatória.

A verificação estrutural para a limitação de danos, isto é ELS, é considerada satisfeita se para as probabilidades de ocorrência e períodos de retorno de cada Anexo Nacional os deslocamentos entre pisos forem limitados de acordo com os equacionamentos apresentados a seguir. Para os edifícios com elementos não estruturais constituídos por materiais frágeis fixos à estrutura a Equação 3.19. Para os edifícios com elementos não estruturais dúcteis a Equação 3.20. Para os edifícios com elementos não estruturais fixos de forma a não interferir com as deformações estruturais ou sem elementos não estruturais a Equação 3.21.

$$d_r \nu \le 0,005h \tag{3.19}$$

$$d_r \nu \le 0,0075h \tag{3.20}$$

$$d_r v \le 0,010h \tag{3.21}$$

Em que: d_r é o valor de cálculo do deslocamento entre pisos; h a altura entre pisos; v o coeficiente de redução que tem em conta o mais baixo período de retorno da acão sísmica associada ao requisito de limitação de danos.

O valor de v deve ser apresentado no Anexo Nacional de cada país, sendo recomendável genericamente pela norma o valor de 0,4 para as classes de importância III e IV e 0,5 para as classes de importância I e II.

Para edifícios em concreto armado, a aplicação do Eurodode 8 (2004b) deve ser conduzida conjuntamente a do Eurodode 2 (2004) resultando em um projeto que assegure à estrutura uma adequada capacidade de dissipação de energia sem redução substancial da sua resistência global às ações horizontais e verticais. Um comportamento dúctil global da estrutura é garantido se o requisito de ductilidade envolver, um grande volume da estrutura e se se distribuir por diferentes elementos e localizações em todos os seus pisos. Outra aplicação notória do CBD neste documento concerne ao condicionamento dos modos dúcteis de ruptura (flexão) preceder com suficiente confiabilidade os modos de ruptura frágil (cisalhamento).

O valor do coeficiente de comportamento q deve ser determinado pela Equação 3.22.

$$q = q_0 k_w \ge 1,5 \tag{3.22}$$

Em que: q_0 é o valor básico do coeficiente de comportamento, função do tipo do sistema estrutural e da sua regularidade em altura tal qual a Tabela 3.9; k_w é o fator que reflete o modo de ruptura predominante nos sistemas estruturais de paredes devendo ser consultado na norma. DCM é a sigla para a classe de ductilidade média e DCH para a classe de ductilidade alta.

Tipo estrutural	DCM	DCH				
Sistema porticado, sistema misto, sistema de paredes acopladas	$3,0\alpha_u/\alpha_1$	4, $5\alpha_u/\alpha_1$				
Sistema de paredes não acopladas	3,0	4, $0\alpha_u/\alpha_1$				
Sistema torsionalmente flexível	2,0	3,0				
Sistema de pêndulo invertido	1,5	2,0				
Para edifícios irregulares q_0 é 80% dos valores acima, como referenciado na Tabela 3.7						

Tabela 3.9: Valores básicos do coeficiente de comportamento q_0 .

Fonte: Eurocódigo 8 (2004).

 α_u e α_1 são valores prescritos para determinar a relação entre as ações últimas e as que condicionam o mecanismo plástico determinado. Esses valores podem ser obtidos pela análise Pushover ou simplificados para os valores da Tabela 3.10.

Гał	oela	3.1	0:	Rel	ações	entre	α_u	$e \alpha_1$	para	o coei	ficiente	q_0 .
-----	------	-----	----	-----	-------	-------	------------	--------------	------	--------	----------	---------

Configuração estrutural	α_u / α_1				
Para sistemas aporticados ou sistemas mistos equivalentes a pórticos					
Edifícios de um só piso					
Edifícios de vários pisos, pórticos com um só tramo	1,2				
Edifícios de vários pisos, pórticos ou sistemas mistos equivalentes a pórticos com vários tramos					
Para sistemas de paredes ou sistemas mistos equivalentes a paredes					
Sistemas de paredes unicamente com duas paredes não acopladas em cada direcção horizontal	1,0				
Outros sistemas de paredes não acopladas	1,1				
Sistemas mistos equivalentes a paredes ou sistemas de paredes acopladas					
Para edifícios irregulares deve ser feita a média entre 1,0 e os valores acima.					

Fonte: Eurocódigo 8 (2004).

A ductilidade local dos elementos deve ser verificada pelo fator de ductilidade em curvatura das zonas plásticas μ_{ϕ} tal qual equacionado nas Equações 3.23 e 3.24. Define-se por ductilidade em curvatura a relação entre a curvatura correspondente a 85% do momento resistente na fase última e a curvatura na escoamento.

$$SeT_1 \ge T_C \Rightarrow \mu_\phi = 2q_0 - 1 \tag{3.23}$$

$$SeT_1 < T_C \Rightarrow \mu_{\phi} = 1 + 2(q_0 - 1)T_c/T_1$$
 (3.24)

São consideradas três classes de ductilidade para o dimensionamento com detalhamentos específicos: baixa, média e alta. A classe de baixa ductilidade é destinada a casos de baixa sismicidade sendo empregados apenas parâmetros do Eurocódigo 2 e coeficiente de comportamento *q* máximo de 1,5. As classes de ductilidade média (DCM) e alta (DCH) são definidas em função da sua capacidade de dissipação histerética. Ambas correspondem a edifícios de concepção, cálculo e pormenorização conformes às disposições específicas do projeto de resistência aos sismos, permitindo que a estrutura desenvolva mecanismos estáveis associados a uma grande dissipação de energia sob ações cíclicas sem atingir rupturas frágeis. As principais condicionantes dessas duas classes são apresentadas de forma sintetizada na Figura 3.6.

Finaliza-se, assim, a descrição resumida dos principais aspectos de projeto pelo Eurocódigo 8 (2004b), a partir da qual constatou-se a aplicação de metodologias do CBD além do FBD.

	Principais propriedades	DCM	DCH	
		Aspectos gerais		
	Concreto mínimo EC2	C16/20	C20/25	
	Tipos de barras armadura	apenas nervuradas	apenas nervuradas	
	Aço mínimo EC2	classe B ou C	classe C	
	Res	strições geométricas		
VIGA	Excentricidade nó viga-pilar	$b_c < 4$	$b_c < 4$	
	Largura máxima viga primária	$b_w \leq min(b_c + h_w; 2b_c)$	$b_w \leq min(b_c + h_w; 2b_c)$	
			$b_w \ge 200mm$	
PILAR	Limite inferior <i>b</i> primário	Sim	Sim	
	Limite superior <i>b</i> primário	-	$\geq 250mm$	
	1	Esforço de cálculo		
VIGA	Prescrições específicas	$\gamma_{Rd}=1,0$	$\gamma_{Rd}=1,2$	
PILAR momentos fletores transversos		$\gamma_{Rd} = 1, 1$	$\gamma_{Rd} = 1, 3$	
		Verificações ELU		
	Relações dispositivas a	rmadura, largura efetiva, disposiç	ções construtivas	
	para ductilidade loca	al, prescrições comprimentos rót	ulas plásticas,	
	condições de deta	lhamento armaduras inferiores e	superiores.	
	Espaçamento estribos zonas críticas	$s = min(h_w/4; 24d_{bw}; 225; 8dbl)$	$s = min(h_w/4; 24d_{bw}; 175; 6dbl)$	
VIGA	Armaduras de confinamento	$d_{bw} \ge 6mm$	$d_{bw} \ge 6mm$	
	Rótulas plásticas	$l_{cr} = h_w$	$l_{cr}=1,5h_w$	
	Zonas críticas bielas	Não	Sim 45°	
	Cálculo esforço cisalhante específico	Não	Sim	
	Barras de alta aderência	Não	Pelo menos 2com $d_b = 14mm$	
	Prolongar armaduras nos apoios	Não	Sim 1/4dos apoios	
PILAR	Esforço axial reduzido	$v_d \leq 0,65$	$v_d \leq 0,55$	
	Taxa armadura longitudinal	$0,01 \le \rho_l \le 0,04$	$0,01\leq\rho_l\leq0,04$	
	Comprimento da zona crítica	$l_{cr} = max(h_c; l_c/6; 0, 45)$	$l_{cr} = max(1, 5h_c; l_c/6; 0, 6)$	
	Taxa mecânica volumétrica de cintas	$\omega_w d \ge 0,08$	$\omega_w d \ge 0, 12$	
	Cintas e ganchos	$\phi \ge 6mm$	$\phi \ge 0, 4d_{bl}max\sqrt{f_{ydl}/f_{ydw}}$	
	Espaçamento estribos zona crítica	$s = min(b_0/2; 175; 8d_{bl})$	$s = min(b_0/3; 125; 6d_{bl})$	

Figura 3.6: Características das classes de ductilidade DCM e DCH do Eurocódigo 8(2004).

Fonte: elaborado pela autora (2023).

3.3 Norma americana - ASCE/SEI 7 (2022)

Diferentemente das normas sismo-resistentes brasileira e europeia detalhadas nas Seções 3.1 e 3.2, respectivamente, não existe uma norma americana exclusiva para o dimensionamento sísmico. No entanto, o país designa uma regulamentação correspondente para a determinação de todas as ações a serem consideradas para o projeto de edificações e outras estruturas. O correspondente código é o ASCE SEI 7 - *Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures*. A versão revisada e utilizada neste trabalho é a de 2022.

Neste regulamento são descritas prescrições para variados tipos de ações, incluindo excepcionais como as resultantes de um tornado, tsunami, inundações, neve e gelo. No que concerne o projeto sísmico são destinados treze capítulos, os quais são listados a seguir e foram sucintamente descritos no corpo deste referencial teórico. Salienta-se que uma singularidade notória deste código consiste na autonomia das jurisdições locais para aplicar determinações diferentes das genéricas deste código caso justificável pelos documentos demandados.

- Capítulo 11: Seismic design criteria;
- Capítulo 12: Seismic design requirements for building structures;
- Capítulo 13: Seismic design requirements for nonstructural components;
- Capítulo 14: Material-specific seismic design and detailing requirements;
- Capítulo 15: Seismic design requirements for nonbuilding structures;
- Capítulo 16: Nonlinear response history analysis;
- Capítulo 17: Seismic design requirements for seismically isolated structures;
- Capítulo 18: Seismic design requirements for structures with damping systems;
- Capítulo 19: Soil-structure interaction for seismic design;
- Capítulo 20: Site classification procedure for seismic design;
- Capítulo 21: Site-specific ground motion procedures for seismic design;
- Capítulo 22: Seismic ground motion, long-period transition, and risk coefficient maps;
- Capítulo 23: Seismic design reference documents.

Na abordagem apresentada pelo ASCE SEI 7 (2022) os carregamentos sísmicos prescritos são baseados na dissipação de energia em regime inelástico da estrutura. Por este motivo, os critérios de dimensionamento, detalhamento e construção são propostos inclusive para casos de combinação em que a excitação sísmica não provoque os efeitos mais destrutivos e exigentes de dimensionamento. São apresentadas tanto premissas para o projeto de novas estruturas como de manutenção das já existentes.

Para estruturas em concreto armado devem ser seguidas as especificações e condições de detalhamento expressas na norma ACI 318 (2019) - *Building Code Requirements for Structural Concrete*. Neste trabalho são listados e abordados os tópicos desta norma que causam implicações ao projeto sísmico. O ASCE SEI 7 (2022) define uma terminologia específica para locais próximos de falhas geológicas tectônicas, isto é, são classificadas como localidades de proximidade, com correspondentes verificações adicionais, aquelas localizadas a no máximo 15km da projeção superficial de uma falha ativa capaz de produzir um terremoto de magnitude $M_w = 7$ ou regiões em 10km da projeção superficial de uma falha ativa capaz de produzir um terremoto de magnitude $M_w = 6$.

O dimensionamento é determinado para o Estado Limite Último, caracterizando o colapso e estabilidade estrutural além de verificações para o Estado Limite de Serviço. O período de retorno utilizado neste regulmaneto é de 2475 anos, isto é 2% de probabilidade de excedência em 50 anos para obtenção do valor de referência do máximo terremoto considerado, *Maximum considered earthquake (MCE)*. A norma utiliza um fator de 2/3 para obter o valor de projeto da ação sísmica a partir do MCE, pois segundo esta, estudos indicaram que os edifícios projetados seguindo a correspondente norma americana possuem uma margem de capacidade de cerca de 1,5 vezes em termos de resistência ao colapso.

As ações sísmicas são determinadas a partir de três definições principais: a classificação do terreno, os mapas de acelerações sísmica e o espectro de resposta de projeto. Inicialmente, determina-se a classificação do solo a partir de três parâmetros geotécnicos principais: velocidade de propagação de ondas de cisalhamento $\overline{v_s}$ nos 30 m superiores do terreno, número médio de golpes no ensaio SPT \overline{N} e resistência ao corte não drenada do solo $\overline{s_u}$.

Considerando as propriedades citadas que correspondem a caracterização do terreno, o local pode ser classificado dentre as classes A, B, C, D, E ou F de acordo com a Tabela 3.11. Caso sejam desconhecidas as propriedades do solo necessárias para a classificação, o regulamento estabelece que seja adotado solo Tipo D.

Tipo do	Descrição do perfil estratigráfico	Parâmetros					
terreno		$\overline{v_s}(ft/s)$	\overline{N} (blows/ft)	$s_u(\mathrm{lb}/\mathrm{ft}^2)$			
A	Rocha dura	> 5.000	Não aplicável	Não aplicável			
В	Rocha	$2.500 < \overline{v_s} \le 5.000$	Não aplicável	Não aplicável			
С	Solo muito denso e rocha mole	$1.200 < \overline{v_s} \le 2.500$	> 50	> 2.000			
D	Solo rígido	$600 < \overline{v_s} \le 1.200$	$15 < \overline{N} \le 50$	$1.000 < \overline{N} \le 2.000$			
E	Argila macia	≤ 600	≤ 15	≤ 1.000			
Qualque	Qualquer perfil com mais de 10ft de solo que possua: índice de plasticidade>20; teor de umidade $\ge 40\%$; $s_u < 500 lb/ft^2$						
F	F Solos que requerem análise geotécnica específica						
	Para transformar no SI: 1ft=0,3048m; 1ft/s=0,3048 m/s; 1lb/ft ² = 0,0479 kN/m ²						

Tabela 3.11: Determinação do tipo de solo.

Fonte: adaptado de ASCE SEI 7(2022).

Neste regulamento é fornecido no capítulo 22 um conjunto de mapas de aceleração sísmica bem detalhado divido por regiões, sendo que cada uma possui dois catálogos com períodos iguais a 0,2 s e 1,0 s com amortecimento crítico de 5%. Dessa forma, os mapas fornecem os parâmetros de aceleração espectral para períodos curtos (S_s) e para períodos longos (S_1). Ambos parâmetros são necessários para a determinação do espectro de resposta de projeto. No caso em que ($S_1 \le 0, 04$) e ($S_s \le 0, 15$) a estrutura é atribuída a categoria de projeto sísmico A.

A partir da aceleração sísmica obtida pelos mapas de zoneamento e da classificação do terreno supracitada, permite-se determinar o espectro de resposta de projeto. A ação sísmica horizontal é descrita por duas componentes ortogonais independentes e representadas pelo mesmo espectro de resposta, já o espectro de resposta vertical possui equacionamentos diferentes. A Figura 3.7 esquematiza a determinação do espectro de resposta de projeto para ambas as situações.

Conforme a caracterização da ação sísmica exposta acima faz-se necessário a determinação da categoria de risco e o fator de importância associado, assim como da categoria de dimensionamento sísmico, permitindo, desse modo, a seleção dos métodos de dimensionamento correspondentes. Ademais, essas três classificações possibilitam definir: os sistemas estruturais permitidos, as limitações nas irregularidades estruturais e os componentes da estrutura que devem ser projetados quanto à resistência sísmica. A Tabela 3.12 apresenta a associação entre a categoria de risco e o fator de importância sísmica. A seguir também são descritas as categorias de risco em termos de uso e ocupação de edifícios.



Figura 3.7: Espectros de resposta de projeto para ASCE SEI 7 (2022)

Fonte: elaborado pela autora (2023).

- Categoria I: Estruturas que representem baixo risco para a vida humana caso colapsem;
- Categoria II: Todos edifícios que não se enquadram nas categorias I, III e IV;
- Categoria III: Estruturas que em caso de colapso oferecem risco a vida humana. Estruturas não inclusas na Categoria IV mas que tem potencial de causar um significativo impacto econômico ou interrupção das atividades cotidianas caso venham a colapsar.

Estruturas não inclusas na Categoria IV mas que ofereçam risco de toxidade e explosão devido ao evento sísmico.;

 Categoria IV. Estruturas designadas como instalações essenciais. Estruturas que ao colapsarem oferecem substancial risco a outras edificações e possuem risco de toxidade e explosão. Edificações necessárias para a manutenção de outras estruturas enquadradas na Categoria IV.

Tabela 3.12: Fator de importância sísmica e categoria de risco.

Categoria de risco	Fator de importância sísmica
I e II	1,00
III	1,25
IV	1,50

Fonte: adaptado de ASCE SEI 7(2022).

Para a determinação da categoria de dimensionamento sísmico define-se uma regra genérica e duas específicas. Isto é, para o caso de estruturas em que o parâmetro da aceleração da resposta espectral mapeada no período de 1s, S_1 , é maior ou igual a 0,75: atribui-se categoria de projeto sísmico F caso a categoria de risco seja IV, e atribui-se a categoria de projeto sísmico E caso a categoria de risco seja I, II ou III.

Todas as outras estruturas devem ser atribuídas a uma categoria de projeto sísmico com base em sua categoria de risco e nos parâmetros de aceleração de resposta espectral de projeto, S_{DS} e S_{D1} , determinados de acordo com a Figura 3.7 referente ao espectro de resposta de projeto. Cada edifício deve ser associado a categoria de projeto sísmico mais severa de acordo com as Tabelas 3.13 ou 3.14, independente do período fundamental de vibração da estrutura.

S_{DS}	Categoria de risco		
	I ou II ou III		
<i>S</i> _{DS} < 0, 167	А	А	
$0,167 \le S_{DS} < 0,33$	В	С	
$0,33 \le S_{DS} < 0,50$	С	D	
$0,50 \leq S_{DS}$	D	D	

Tabela 3.13: Categoria de projeto sísmico baseado em S_{DS}.

Fonte: adaptado de ASCE SEI 7(2022).

S _{D1}	Categoria de risco	
	I ou II ou III	IV
$S_{D1} < 0,067$	А	А
$0,067 \le S_{D1} < 0,133$	В	С
$0,133 \le S_{D1} < 0,200$	С	D
$0,200 \le S_{D1}$	D	D

Tabela 3.14: Categoria de projeto sísmico baseado em S_{D1} .

Fonte: adaptado de ASCE SEI 7(2022).

Nos casos em que S_1 é menor que 0,75, a categoria de projeto sísmico pode ser determinada a partir da Tabela 3.13 unicamente, na qual todos os itens a seguir se aplicam:

- Em cada uma das duas direções ortogonais, o período fundamental aproximado da estrutura, *T_a* é menor que 0, 8*T_S*;
- Em cada uma das duas direções ortogonais, o período fundamental da estrutura usada para calcular o deslocamento relativo entre pavimentos é menor que Ts;
- O coeficiente de resposta sísmica C_s é calculado a partir da formulação proposta para o método da força lateral equivalente;
- Os diafragmas são rígidos ou para diafragmas flexíveis, a distância entre os elementos verticais do sistema sismo-resistente não excede 40 ft.

Estruturas que são atribuídas a categoria de projeto sísmico do tipo A são isentas de projeto sísmico, devendo, portanto, cumprir apenas os critérios genéricos de projeto do ASCE SEI 7 (2022) referentes aos outros carregamentos.

Considerando a avaliação para o estado limite último, essa regulamentação sismo-resistente estabelece limitações para o deslocamento relativo entre pavimentos, *Drift*, e as deformações. A Tabela 3.15 ilustra o limite establecidos para *Drift* em função co parâmetro h_{sx} que corresponde a altura do pavimento abaixo do nível x.

Assim como indicado para as outras duas normas deste referencial teórico, o ASCE SEI 7 (2022) preconiza o dimensionamento sismo-resistente através de uma metodologia de força com a adoção de coeficientes elastoplásticos para inserção do comportamento plástico da estrutura. Neste código os fatores de modificação de resposta empregados são: coeficiente de modificação da resposta (R), coeficiente de sobre-resistência (Ω_0) e coeficiente de amplificação de deslocamentos (C_d).

Estrutura		Categoria de risco		
	I ou II	III	IV	
Estruturas, exceto estruturas de parede de cisalhamento	$0,025h_{sx}$	$0,020h_{sx}$	$0,015h_{sx}$	
de alvenaria, quatro andares ou menos acima da base				
Estruturas de parede de cisalhamento em balanço de alvenaria	$0,010h_{sx}$	$0,010h_{sx}$	$0,010h_{sx}$	
Outras estruturas de parede de cisalhamento de alvenaria	$0,007h_{sx}$	$0,007h_{sx}$	$0,007h_{sx}$	
Todas as outras estruturas	$0,020h_{sx}$	$0,015h_{sx}$	$0,010h_{sx}$	

Tabela 3.15: Drift máximo permitido por pavimento.

Fonte: adaptado de ASCE SEI 7(2022).

O código ASCE SEI 7 (2022) define uma extensa lista de sistemas-resistentes em sua Tabela 12.2-1, a partir desta são apresentados os requisitos em termos de detalhamento, fatores de modificação de resposta supracitados e limitações estruturais em associação a categoria de projeto sísmico anteriormente definida.

Outros aspectos importantes para a avaliação estrutural perante este regulamento são a flexibilidade dos diafragmas, as configurações em termos de regularidade e a redundância. Quanto a regularidade estrutural são definidos seis tipos para a irregularidade em planta, com a categoria de dimensionamento sísmico destas sendo associada tal qual expresso na Tabela 3.16. As irregularidades em elevação são divididas em sete tipos, também associados pela categoria de dimensionamento sísmico mas por meio da Tabela 3.17.

Tipo	Descrição	Categoria de Projeto Sísmico
1a	Torsional	B,C,D,E,F
1b	Torsional extrema	B,C,D,E,F
2	Canto reentrante	D,E,F
3	Discontinuidade diafragmas	D,E,F
4	Deslocamento fora do plano	B,C,D,E,F
5	Sistema não paralelo	B,C,D,E,F

Tabela 3.16: Irregularidade em planta e categoria de projeto sísmico.

Fonte: adaptado de ASCE SEI 7(2022).

Do ponto de vista da redundância estrutural, um fator ρ deve ser associado ao sistema de resistência à força sísmica em cada uma das direções ortogonais para todas as estruturas tal qual exposto a seguir. É adotado o valor de $\rho = 1, 0$ para categorias de projeto sísmico B ou C; cálculo dos *Drifts* e efeito $P - \Delta$; dimensionamento de componentes não estruturais; estruturas com amortecimento determinado pelo código; e dimensionamento de paredes estruturais.

Tipo	Descrição	Categoria de Projeto Sísmico
1a	Rigidez Soft-Story	D,E,F
1b	Rigidez extrema Soft-Story	D,E,F
2	Peso/Massa	D,E,F
3	Geometria vertical	D,E,F
4	Discontinuidade no plano nos elementos resistentes verticalmente	B,C,D,E,F
5a	Discontinuidade na resistência latelal-pavimento fraco	D,E,F
5b	Discontinuidade na resistência latelal-pavimento extremamente fraco	D,E,F

Tabela 3.17: Irregularidade em elevação e categoria de projeto sísmico.

Fonte: adaptado de ASCE SEI 7(2022).

Para as estruturas de projeto sísmico D com irregularidade estrutural do tipo 1b $\rho = 1, 3$. Para outras estruturas da classe D e para as das classes E e F $\rho = 1, 0$ apenas para os dois cenários seguinte expostos, caso contrário $\rho = 1, 3$. São cenários para $\rho = 1, 0$: cada pavimento resistir mais de 35% da cortante na base na direção de interesse; estruturas regulares em planta em todos pavimentos com pórticos resistentes de pelo menos dois vãos resistindo por andar em ao menos 35% da cortante na base.

Considerando os aspectos acima descritos possibilita-se determinar os efeitos do carregamento sísmico e combinações. As solicitações sísmicas são definidas como do tipo esforço axial, cortante e de flexão em termos de forças e momentos devido ao evento sísmico. O esforço solicitante sísmico deve ser obtido a partir da combinação das componentes horizontais e verticais utilizando as combinações de carga.

As Equações de 3.25 a 3.27 devem ser empregadas para os casos em que a componente horizontal sísmica é somada a vertical. Já as Equações de 3.28 a 3.29 para os casos em que a componente vertical é subtraída da horizontal. Em ambos casos D corresponde ao carregamento permanente, L ao carregamento variável, S o carregamento devido a neve, E_v a componente vertical do esforço solicitante sísmico e E_h a componente horizontal deste.

$$1, 2D + E_v + E_h + L + 0, 2S \tag{3.25}$$

$$1,0D+0,7E_v+0,7E_h \tag{3.26}$$

$$1,0D + 0,525E_v + 0,525E_h + 0,75L + 0,75S$$
(3.27)

$$0,9D - E_v + E_h (3.28)$$

$$0,6D - 0,7E_v + 0,7E_h \tag{3.29}$$

O carregamento sísmico horizontal E_h deve ser determinado de acordo com a Equação 3.30 considerando o efeito da redundância estrutural e do coeficiente de sobre-resistência, em que Q_E é o esforço obtidos dos métodos de dimensionamento sísmicos. Já o esforço vertical E_v é calculado pela Equação 3.31.

$$E_h = \rho \Omega_0 Q_E \tag{3.30}$$

$$E_v = 0, 2S_{DS}D$$
 (3.31)

A seguir, detalha-se a seleção do método de dimensionamento sismo-resistente, inicialmente, ressaltando-se que a direção de aplicação das forças sísmicas deve ser a crítica. A Tabela 3.18 correlaciona os métodos de análise permitidos com a categoria de projeto sísmico e características estruturais. Por "P"indica-se um método aplicável e por "NP"um não aplicável.

Categoria		Força		
de projeto	Características Estrutura	Lateral	Espectro de Resposta Modal	Análise Histórica
sísimico		Equivalente	Análise Histórica Linear	não Linear
B e C	Todas estruturas	Р	Р	Р
D, E e F	Edificações com categoria I e II até 2 andares	Р	Р	Р
	Estruturas em light-frame	Р	Р	Р
	Estruturas regulares de até 48,8m	Р	Р	Р
	Estruturas regulares de mais de 48,8m com $T < 3,5T_s$	Р	Р	Р
	Estruturas irregulares em uma direção de até 48,8m	Р	Р	Р
	Todas as outras estruturas	NP	Р	Р

Tabela 3.18: Método de análise sísmica por categoria de projeto sísmico.

Fonte: adaptado de ASCE SEI 7(2022).

Por fim, tratando-se do critério de modelagem estrutural são feitas considerações acerca da fundação, do peso sísmico efetivo e dos efeitos considerados. De acordo com o ASCE SEI 7 (2022) permite-se adotar o modelo da estrutura fixa na base ou modelada por meio de molas tal qual descrito no Capítulo 19 do código. São descritas condições específicas para o peso sísmico da estrutura conforme as cargas acidentais consideradas, para isto, indica-se consultar o regulamento. Dentre os aspectos genéricos da modelagem empregada ressalta-se a consideração da seção fissurada, a utilização de um modelo bidimensional pra estruturas regulares e um modelo tridimensional para estruturas irregulares.

Tal qual pode ser constatado na Tabela 3.18 são apresentados quatro métodos de análise sísmica: força lateral equivalente, espectro de resposta modal, análise histórica linear e análise histórica não linear. Nas seções seguintes detalhou-se a aplicação destes métodos pelo código americano.

3.3.1 Método da força lateral equivalente

No método de análise sísmica por forças horizontais equivalentes, os cálculos são iniciados a partir da determinação do esforço horizontal total na base da estrutura e seu período.

A força horizontal total na base da estrutura (V), em uma dada direção, é determinada de acordo com a Equação 3.32. Em que C_s é o coeficiente de resposta sísmica calculado na Equação 3.33 e W o peso total da estrutura. Os parâmetos S_{DS} , $R \in I$ foram definidos anteriormente neste referencial teórico.

$$V = C_s W \tag{3.32}$$

$$C_s = \frac{S_{DS}}{\frac{R}{I}}$$
(3.33)

Acrescenta-se que o valor de C_S não deve exceder os calculados nas Equações 3.34 e 3.35 e deve ser maior que o valor da Equação 3.36. Ademais, para estruturas localizadas em regiões onde $S_1 \ge 0, 6g, C_s$ deve ser maior também que o valor calculado na Equação 3.37.

$$T \le T_L \Rightarrow C_s = \frac{S_{D1}}{T\frac{R}{I}}$$
(3.34)

$$T > T_L \Rightarrow C_s = \frac{S_{D1}T_L}{T^2 \frac{R}{I}}$$
(3.35)

$$C_s = 0,044 S_{DS} I \ge 0,01 \tag{3.36}$$

$$C_{\rm s} = 0,5S_1\frac{R}{I}$$
 (3.37)

O período natural da estrutura T deve ser determinado de forma similar ao apresentado para a ABNT NBR15421 (2023a) e ilustrado no esquema da Figura 3.3. Ressalta-se apenas que os valores dos coeficientes C_u e C_t devem ser consultados na norma americana. Determinado o período natural da estrutura T e a força horizontal total na base V, o método propõe a distribuição vertical das forças sísmicas, a qual é conduzida a partir da segmentação de V entre as várias elevações da estrutura de forma que, em cada elevação x, seja aplicada uma força F_x definida de acordo com a expressão da Equação 3.38. Com C_{vx} sendo o coeficiente de distribuição vertical calculado na Equação 3.39.

$$F_x = C_{vx}V \tag{3.38}$$

$$C_{vx} = \frac{w_x h_x^k}{\sum_{i=1}^{n} w_i h_i^k}$$
(3.39)

Ademais,

 w_i e w_x são as parcelas do peso efetivo total que correspondem às elevações i ou x, respectivamente;

 h_i e h_x são as alturas entre a base e as elevações i ou x, respectivamente;

k é o expoente de distribuição, relacionado ao período natural da estrutura T, com os seguintes valores: para estruturas com período inferior a 0,5 s k = 1; para estruturas com períodos entre 0,5 s e 2,5 s k = (T + 1,5)/2; para estruturas com período superior a 2,5 s k = 2.

O projeto deve incluir também um momento de torção inerente M_t nos pisos causado pela excentricidade dos centros de massa relativamente aos centros de rigidez, acrescido de um momento torsional acidental M_{ta} , determinado considerando um deslocamento do centro de massa em cada direção igual a 5% da dimensão da estrutura paralela ao eixo perpendicular à direção de aplicação das forças horizontais.

Os deslocamentos absolutos das elevações δ_x e os relativos dos pavimentos Δ_x devem ser determinados pela aplicação das forças sísmicas de projeto ao modelo matemático da estrutura. Os deslocamentos absolutos δ_x em uma elevação x, avaliados em seu centro de massa são contabilizados pela Equação 3.40. Nesta formulação C_d é o coeficiente de amplificação de deslocamentos e I o fator de importância, ambos anteriormente definidos. Já, δ_{xe} é o deslocamento determinado em uma análise estática utilizando as forças sísmicas calculadas previamente. São ainda considerados os efeitos do tombamento e conduzida a determinação dos deslocamentos relativos entre pisos.

$$\delta_x = \frac{C_d \delta_{xe}}{I} \tag{3.40}$$

Os deslocamentos relativos dos pavimentos Δ_x são determinados como a diferença entre os deslocamentos absolutos nos centros de massa δ_x nas elevações acima e abaixo do pavimento em questão. Por fim, deve ser verificado o coeficiente de estabilidade θ da Equação 3.41 para a determinação se existe a necessidade de inclusão dos efeitos de segunda ordem, adição esta que ocorre caso seu valor não seja inferior a 0,10. Os parâmetros h_{sx} e C_d foram definidos previamente.

$$\theta = \frac{P_x \Delta_x I}{V_x h_{sx} C_d} \le \frac{0,5}{\beta C_d} \le 0,25$$
(3.41)

em que:

 P_x é a força vertical em serviço atuando no pavimento x, obtida com fatores de ponderação de cargas tomados iguais a 1,00;

 V_x é a força cortante sísmica atuante no pavimento x;

 β é o valor da relação entre a demanda de cisalhamento para o pavimento entre os níveis x e x – 1. Conservativamente seu valor pode ser adotado como igual a 1,0. Quando o valor de θ for superior a 0,1, os esforços nos elementos e os deslocamentos devem ser multiplicados pelo fator $\frac{1,00}{1-\theta}$.

3.3.2 Espectro de resposta modal

Dentre as duas opções de análise linear dinâmica a primeira abordada é a análise pelo espectro modal de respostas. Neste método, devem ser consideradas as respostas de todos os modos de vibração que contribuam significativamente para a resposta global da estrutura. Este requisito é cumprindo caso a soma das massas modais efetivas para os modos considerados represente pelo menos 90% da massa total da estrutura; ou que todos os modos com massas modais efetivas superiores a 5% da massa total sejam contabilizados.

O valor para cada parâmetro de projeto relacionado ao esforço de interesse, incluindo deslocamentos relativos entre pavimentos, forças de reação e forças de membro individuais para cada modo de resposta, deve ser calculado usando as propriedades de cada modo e os espectros de resposta definidos divididos pelo fator R/I. O valor dos deslocamentos absolutos e relativos entre pavimentos devem ser multiplicados pelo fator C_d/I . Caso as respostas modais consideradas sejam determinadas como independentes entre sim, as respostas elásticas finais devido a ação sísmica devem ser obtidas a partir da combinação das respostas modais pela regra da raiz quadrada da soma dos quadrados, aplicada para cada modo de vibração. Entretanto, caso esta condição não se verifique, indica-se a necessidade de adoção de métodos mais rigorosos.

Decorridas as etapas acima, a próxima é descrita como a verificação das forças obtidas pelo processo espectral. Para isto, deve ser determinada a força horizontal total na base da estrutura V pelo método das forças equivalentes para cada uma das direções horizontais. Caso a força horizontal total na base V_t determinada pelo processo espectral, em uma direção, for inferior a V, todas as forças elásticas obtidas nesta direção devem ser multiplicadas por V/ V_t . Para os casos em que V_t é menor que C_SW os deslocamentos relativos entre pavimentos devem ser multiplicados por C_SW/V_t .

3.3.3 Análise transiente linear (Linear time-history analysis)

Dentre as duas opções de análise linear dinâmica a segunda abordada é a análise transiente linear. Esta análise consiste em uma avaliação de um modelo matemático linear da estrutura para determinar sua resposta através de métodos de integração numérica, para conjuntos de históricos de aceleração compatíveis com o espectro de resposta de projeto para o local. Modelos tridimensionais (3D) da estrutura devem ser utilizados. São considerados também nessa metodologia: efeito P-delta, torsão acidental e a modelagem da fundação. O número de modos conduzidos segue o detalhado para o método espectral.

A seleção de sinais sísmicos deve conter no mínimo três pares de componentes ortogonais espectralmente combinados derivados de eventos de acelerogramas artificiais ou naturais. Duas direções ortogonais devem ser definidas para a aplicação dos acelerogramas e os sinais utilizados em cada uma devem ser independentes.

Para cada acelerograma analisado, deve ser determinado um máximo esforço cortante elástico na base, designado por V_{EX} e V_{EY} nas direções X e Y, respectivamente. O modelo matemático utilizado para calcular o cisalhamento máximo elástico na base não deve incluir a torção acidental. Para cada movimento do solo analisado, um cisalhamento de base inelástico máximo, designado como V_{IX} e V_{IY} nas direções X e Y, respectivamente, deve ser determinado pelas Equações 3.42 e 3.43.

$$V_{IX} = \frac{V_{EX}I}{R_X} \tag{3.42}$$

$$V_{IY} = \frac{V_{EY}I}{R_Y} \tag{3.43}$$

O cisalhamento base de projeto, V_X e V_Y , deve ser calculado nas direções X e Y. Para cada acelerograma analisado, os fatores de escala de cisalhamento de base em cada direção de resposta devem ser determinados pelas Equações 3.44 e 3.45.

$$\eta_X = \frac{V_X}{V_{IX}} \ge 1,0 \tag{3.44}$$

$$\eta_Y = \frac{V_Y}{V_{IY}} \ge 1,0$$
 (3.45)

3.3.4 Análise transiente não linear (Nonlinear time-history analysis)

A análise transiente não linear é utilizada para demonstrar critérios aceitáveis de resistência, rigidez e ductilidade considerando o cenário do máximo terremoto esperado (MCER) com uma performance aceitável. De acordo com a norma ASCE SEI 7 (2022) deve ser conduzida simultaneamente à análise histórica não linear, uma análise histórica linear para estruturas de categoria de risco do tipo IV.

Para os casos em que a média dos deslocamentos relativos entre pavimentos da análise não linear excedam em 150% os permitidos e apresentados na Tabela 3.15, os componentes não estruturais sensíveis à deformação devem ser projetados para 2/3 desses valores.

Nesta análise é permitido adotar valores unitários para o coeficiente de sobre-resistência Ω_0 e de redundância ρ . Nos casos em que os efeitos de torção devem ser considerados, segue-se os procedimentos apresentados para o método das forças laterais equivalentes.

A seleção de sinais sísmicos é conduzida a partir de um espectro de resposta alvo com 5% de amortecimento tanto para componentes no plano como em elevação. Uma seleção de no mínimo onze acelerogramas deve ser utilizada para cada espectro-alvo, sendo os registros compostos por sinais independentes para cada direção ortogonal, além de uma componente vertical caso seja considerado o efeito nesta direção.

Os sinais de terremoto devem ser selecionados a partir de eventos dentro do mesmo regime tectônico geral e com magnitudes e distâncias de falha geralmente consistentes com aqueles que controlam o espectro alvo e devem ter forma espectral semelhante ao do espectro alvo. Quando o número necessário de sinais registrados não estiver disponível, será permitido complementar os registros disponíveis com movimentos de solo simulados. As simulações de movimento do solo devem ser consistentes com as magnitudes, características da fonte, distâncias de falhas e condições do local que controlam o espectro alvo. Para isto, o regulamento americano estabelece condições que podem ser consultadas para o escalonamento.

A modelagem estrutural deve ser tridimensional com inserção do comportamento histerético não linear do elemento pelo manual ASCE 41 ou de dados de teste de laboratório aplicáveis. Os dados de teste não devem ser extrapolados para além dos níveis de deformação testados. A degradação na resistência ou rigidez do elemento deve ser incluída nos modelos histeréticos, a menos que possa ser demonstrado que a resposta não é suficiente para produzir esses efeitos. Devem ser considerados os efeitos gravitacionais em concomitância com as solicitações sísmicas. A torção inerente deve também ser implementada neste modelo.

No que concerne a aplicação da metodologia por capacidade, esta é empregada nos códigos de dimensionamento dos diferentes tipos de estruturas, para estruturas em concreto armado no ACI 318 (2019) . No entanto, são aplicadas ferramentas mais diretas, sem englobar toda a metodologia do CBD amplamente utilizada na norma europeia. Para a norma americana, citase a prescrição de uma valor da relação de momento resistente pilar-viga regulamentada em 1,2; retratando a aplicação do *Strong Column – Weak Beam*. Ademais, são definidas diferentes classes de ductilidade com níveis de detalhamento sísmico específico para estruturas desse tipo quanto ao momento resistente, sendo nomeadas por: ordinária, intermediária e especial.

Por fim, propõem-se critérios de aceitabilidade baseados nos deslocamento relativo entre pavimentos e a demanda estrutural. Dentre os critérios de não aceitabilidade para esta análise, definem-se: não convergência da solução analítica; demandas previstas em elementos controlados por deformação excederem a faixa válida de modelagem; demandas previstas em elementos controlados por força crítica ou ordinária excederem a capacidade do elemento; demandas de deformação previstas em elementos não modelados explicitamente excederem os limites de deformação de forma a não serem mais capazes de suportar suas cargas gravitacionais.

3.4 Comparativo entre as normas referenciadas

Considerando a caracterização e descrição realizada nas Seções 3.1 a 3.3, construiu-se o quadro comparativo entre os três regulamentos analisados apresentado na Figura 3.8.

	NBR 15421 (2006)	EUROCODE 8 (2004)	ASCE SEI 7 (2016)	
Force Based Design - FBD				
Estados limites	ELU dimensionamento	ELU dimensionamento	ELU dimensionamento	
	ELS verificação deslocamentos	ELS dimensionamento	ELS verificação deslocamentos	
Períodos de retorno	475 anos	ELU 475 anos ELS 95 anos + nacionais	2475 anos	
Valor característico	Zoneamento sísmico	Zoneamento sísmico	Zoneamento sísmico	
ação sísmica	Classe do Terreno	Classe do Terreno	Classe do Terreno	
	Espectro de resposta	Espectro de resposta	Espectro de resposta	
Zoneamento sísmico	5 zonas 0, 025 $g \le ag \le 0, 150g$	Consultar anexos nacionais	Variado e complexo	
Classe do terreno	$\overline{v_S}, \overline{N}$	$\overline{v_S}, \overline{N}, \overline{c_u}$	$\overline{v_S}, \overline{N}, \overline{s_u}$	
		Classificação do solo parecida 3 normas		
Espectro de resposta	Ações horizontais	Ações horizontais	Ações horizontais	
	Ações verticais 50% horizontais	diferente Ações verticais	diferente Ações verticais	
Categorias de utilização	I a III	I a IV	I a IV	
Fatores de importância	3: 1,00/1,25/1,50	4: 0,8/1,0/1,2/1,4	3: 1,00/1,25/1,50	
	ABC	Método de análise	ABC	
Categoria sísmica	usa zonas sísmicas	em função	S_{DS} e S_{D1}	
	define método de análise	regularidade estrutural	define método de análise	
Sistema sismo resistentes	R, Ω_0, C_d	q,μ	R, Ω_0, C_d	
Considera:		classe de ductilidade	classe de ductilidade	
Configuração estrutural	regular ou irregular	regular ou irregular	regular ou irregular	
			redundância	
Modelagem	regular 2D e irregular 3D	regular 2D e irregular 3D	regular 2D e irregular 3D	
	fundação	fundação	fundação	
Limite deslocamentos	categoria utilização	classe de importância	categoria utilização	
entre pavimentos		sistema estrutural		
Método de análise	Forças laterais equivalentes	Forças laterais equivalentes	Forças laterais equivalentes	
	Espectral	Espectral	Espectral	
	Análise histórica não-linear	Análise histórica não-linear	Análise histórica não-linear	
		Pushover	Análise histórica linear	
Capacity Based Design - CBD				
Conceito capacidade real		Sim	Não	
Princípio corrente dúctil		Sim	Não	
Mecanismo de colapso		Sim	Não	
Rótulas plásticas		verificações e prescrições de detalhamento exclusivas		
Hierarquia estrutural		segmentada elementos primários e secundários Não		
Ruptura flexão VS cortante		Sim regra 1 CBD	os dois são avaliados	
Ductilidade local e global		Sim Sim		
SCWB η		1,3 e não aplica para cobertura	1,2	
Detalhamento sísmico		DCM, DCH	ordinária, intermediária	
Classe de ductilidade			e especial	

Figura 3.8: Quadro comparativo ABNT NBR15421 (2023), Eurocódigo 8 (2004) e ASCE SEI 7 (2022).

Fonte: elaborado pela autora (2023).

3.5 Síntese do capítulo

Neste capítulo foi apresentado o referencial teórico referente a aplicação de três normas sismo-resistentes: a brasileira ABNT NBR15421 (2023a), a europeia Eurocódigo 8 (2004b) e a americana ASCE SEI 7 (2022). Todas as normas apresentam o dimensionamento conforme metodologia de força com inserção do comportamento elastoplástico, no entanto, diferente da norma nacional, as regulamentações europeia e americana adotam prescrições complementa-res com a aplicação de ferramentas da abordagem de performance.

Capítulo 4

Metodologia

A metodologia do trabalho foi definida segundo a Figura 4.1, considerando o panorama exposto nos referenciais teóricos dos Capítulos 2 e 3 acerca dos métodos de dimensionamento e regulamentações sismo-resistentes, assim como no objetivo deste trabalho de avaliar e comparar dimensionamentos sísmicos baseados no FBD e CBD pelo PBEE. A seguir, foram listadas e sucintamente descritas as principais etapas envolvidas na pesquisa, salientando-se que o detalhamento destas é apresentado nas seções seguintes.

Figura 4.1: Metodologia do trabalho conduzido.



Fonte: elaborado pela autora (2023).

- Definição do estudo de caso: conduzida a partir da geometria da edificação e do local de implantação;
- Dimensionamentos sismo-resistentes: consiste na escolha dos códigos sísmicos utilizados e períodos de retorno. De acordo com o contexto exposto no Capítulo 3 implica no projeto baseado no Force Based Design;
- Aplicação de ferramentas de projeto por capacidade: corresponde a utilização da premissa estrutural Strong Column – Weak Beam assim como avaliação de detalhamentos específicos baseados em classe de ductilidade, correspondendo, portanto, na aplicação do Capacity Based Design;
- 4. Avaliação estrutural empregando o PBEE: constitui na definição de um modelo numérico simulado por um histórico de eventos sísmicos com modelos probabilísticos de demanda sísmica e capacidade dos componentes, resultando assim na análise por fragilidade sísmica.

Fundamentado nas etapas supracitadas, as análises realizadas nesta pesquisa permitem:

- Determinar as diferenças em termos de performance e danos que a aplicação do método de dimensionamento sísmico brasileiro atual acarreta;
- Avaliar dentro da escala de desempenho e estados limites de danos esperados o ponto que o dimensionamento está inserido assim como a reserva de capacidade da estrutura;
- Comparar o impacto de diferente soluções normativas no desempenho sísmico a partir da utilização de códigos sísmicos internacionais;
- Analisar o efeito que os valores de parâmetros limites em função de níveis de dano apresentam tanto em termos de redimensionamento da estrutura como na redução da vulnerabilidade.

4.1 Definição do estudo de caso

A definição do estudo de caso foi conduzida a partir da caracterização e seleção tanto da geometria da edificação como do local de implantação desta para o estudo, isto é, correspondendo ao cenário de sismicidade avaliado.

4.1.1 Geometria da edificação

O primeiro item para a definição do estudo de caso foi a seleção do tipo de geometria de edificação. Considerando as principais características e divisões entre estruturas apresentadas na revisão das normas sismo-resistentes do Capítulo 3, determinou-se a significativa diferença de aplicação dos códigos internacionais para estruturas regulares e irregulares. Entendendo-se o escopo de avaliação ilustrado na Figura 4.1, abrangendo variados métodos de dimensionamento e suas ferramentas, optou-se por conduzir o estudo para estruturas do tipo regulares tanto em planta como em elevação, cumprindo os respectivos critérios de regularidade das normas envolvidas no estudo.

O cenário de edificações brasileiras é majoritariamente composto por estruturas aporticadas convencionais em concreto armado, assim, definiu-se a geometria de edificação para este trabalho como pórticos regulares em concreto armado.

4.1.2 Local de implantação

O local de implantação foi definido tendo em consideração os cenários de ameaça sísmica e vulnerabilidade, isto é, foram selecionadas três áreas sísmicas diferentes cobrindo regiões de pequena, média e alta sismicidade no cenário brasileiro. Esta seleção foi conduzida a partir dos mapas de ameaça sísmica de Assumpção *et al.* (2016) da Figura 4.2 e de Petersen *et al.* (2018) apresentados nas Figuras de 4.3 a 4.5. Pontua-se que os estudos de Assumpção *et al.* (2016) e Petersen *et al.* (2018) foram realizados para mais de um período de retorno. Ambos estudos apresentam resultados convergentes entre si em termos de mapa de aceleração sísmica, porém este cenário exposto é divergente do zoneamento sísmico brasileiro proposto pela ABNT NBR15421 (2023a) e ilustrado na Figura 3.1.

Desta forma, considerou-se neste estudo a avaliação sem uma localidade específica, mas definida a partir de um nível de ameaça. Logo, se o zoneamento for alterado o estudo continua sendo aplicado. Foram selecionadas localidades correspondentes as Zonas 0, 1 e 2, com res-

pectiva acelerações para projeto sísmico $a_g = 0,025g, a_g = 0,050g$ e $a_g = 0,075g$. Informações adicionais a cerca desta implicabilidade nos modelos avaliados são apresentadas na Seção 4.4.

Figura 4.2: Mapas de ameaça sísmica para o Brasil em função da aceleração máxima do solo para o período de retorno de **a**) 475 anos e para **b**) 2475 anos.



Fonte: Assumpção *et al.* (2016).



Figura 4.3: Mapa de acelerações espectrais da América do Sul para T = 2475 anos.

Fonte: adaptado de Petersen et al. (2018).



Figura 4.4: Mapa de acelerações espectrais da América do Sul para T = 475 anos.

Fonte: adaptado de Petersen et al. (2018).





Fonte: adaptado de Petersen et al. (2018).

4.2 Dimensionamentos sismo-resistentes

4.2.1 Códigos sismo-resistentes

A escolha dos códigos sísmicos utilizados neste trabalho foi baseada na revisão bibliográfica referente aos códigos de dimensionamento sismo-resistentes apresentada no Capítulo 3. Tratando-se de um estudo nacional, o primeiro dimensionamento considerado foi a partir da ABNT NBR15421 (2023a) em associação com a ABNT NBR6118 (2023b), sendo a primeira correspondente a norma de sismos brasileira e a segunda de estruturas em concreto armado, o tipo de edificação foco deste projeto tal qual detalhado na Seção 4.1.1.

Tendo em vista o escopo da pesquisa para o nível de um mestrado e entendendo a complexidade envolvida pelos códigos sísmicos internacionais detalhados no referente capítulo, definiu-se a avaliação apenas por uma norma sísmica internacional, permitindo, assim a análise criteriosa desta. Constatada a similaridade entre a norma brasileira com a americana e considerando a ampla aplicação do CBD na norma europeia, optou-se pela continuação do trabalho seguindo o dimensionamento sismo-resistente europeu. Para isto, identifica-se a aplicação conjunta do Eurocódigo 8 com o Eurocódigo 2, sendo o primeiro correspondente a norma sísmica europeia e a segunda de estruturas de concreto armado.

A aplicação de regulamentos nacionais ao dimensionamento é realizada com o auxílio do software TQS (2019), enquanto para o projeto baseado em códigos europeus com o software ETABS (CSI, 2016). Infere-se ao fim, que o projeto por ambas as normas baseia-se na aplicação do FBD com o CBD sendo implementado apenas pelo Eurocódigo 8 (2004b) como complementar ao dimensionamento sísmico. As ferramentas do CBD utilizadas na norma europeia e neste trabalho são referenciadas na Seção 4.3.

4.3 Aplicação ferramentas de capacidade

Sendo a aplicação do CBD complementar ao dimensionamento por força tal qual detalhado na Seção 2.2 e conhecendo sua implementação no código sísmico internacional avaliado, definiu-se como dentro do escopo deste trabalho a avaliação de premissas desta metodologia. Desta forma, foi considerado o cenário de edificações em que foi tanto aplicado o CBD como não para a avaliação de dimensionamentos sismo-resistentes. As principais ferramentas consideradas foram a aplicação da premissa estrutural *Strong Column – Weak Beam* e a avaliação de detalhamentos específicos baseados em classe de ductilidade.

A partir das definições expostas nas Seções anteriores desta metodologia foram definidos os modelos analisados que são apresentados na Seção 4.4.
4.4 Modelos analisados

4.4.1 Versões das normas utilizadas e atualizações

4.4.1.1 Geral

Neste trabalho foram utilizadas quatro normas de dimensionamento para estruturas de concreto armado e sob ação sísmica, sendo duas brasileiras e duas europeias. Durante o período da pesquisa todas estas regulamentações passam ou passaram por atualizações.

O trabalho desenvolvido considerou a atualização das respectivas normas brasileiras, sendo, portanto, empregadas as prescrições das versões atualizadas publicadas em 2023 de ambos códigos. Pontua-se que a versão anterior da norma brasileira de estruturas de concreto ABNT NBR6118 datava em 2014 e que a versão atual não apresenta alterações que impactem nesta pesquisa, já a norma brasileira de estruturas resistentes a sismo ABNT NBR15421 foi publicada em junho de 2023 e utilizada em todo o trabalho em substituição a versão de 2006. Os eurocódigos passam por um longo processo de revisão que não foi finalizado ainda, motivo pelo qual foram adotados em sua versão vigente de 2004. A seguir lista-se as regulamentações empregadas e referidas versões.

- ABNT NBR6118 Projeto de estruturas de concreto Procedimento (2023);
- ABNT NBR15421 Projeto de estruturas resistentes a sismos Procedimento (2023);
- Eurocódigo 2 Design of concrete structures (2004);
- Eurocódigo 8 Design of structures for earthquake resistance (2004).

4.4.1.2 Atualização ABNT NBR15421 (2023)

Como a ABNT NBR15421 foi implementada em sua versão recente atualizada, a seguir se detalha as principais alterações, de modo a sanar eventuais dúvidas e justificar algumas tomadas de decisão na condução deste trabalho.

As principais modificações foram no: zoneamento sísmico, espectro de resposta, nível de detalhamento correspondente às classes de ductilidade. Essas três especificações impactam diretamente no estudo realizado, motivo pelo qual são descritas a seguir. Entretanto, ressalta-se que na nova versão do código são também inseridos coeficientes elastoplásticos para estruturas em alvenaria e mistas, além da indicação que a rigidez da estrutura na situação sísmica deve

considerar a fissuração, adotando, portanto, os fatores de redução definidos na Seção 15.7.3 da ABNT NBR6118 (2023).

Em termos de zoneamento sísmico, a Figura 4.6 ilustra comparativamente o mapa proposto pela ABNT NBR15421 nas versões de (2006) e (2023). Verifica-se: a definição de uma zona de aceleração sísmica constante de $a_g = 0,050g$ no extremo nordeste brasileiro, englobando os estados de Rio Grande do Norte e Ceará; a expansão da Zona 1 pela região Centro-Oeste brasileira; inserção de um local de Zona 2 no estado do Mato Grosso com uma área também delimitada de aceleração sísmica constate de $a_g = 0,075g$.



Figura 4.6: Zonas sísmicas ABNT NBR15421 (2006) e (2023)

A versão de (2006) previa a adoção de três tipos de detalhamento para os diferentes sistemas sismo-resistentes: usual, intermediário e especial. No entanto, estes implicavam apenas em diferentes coeficientes elastoplásticos para redução da resistência máxima demandada da estrutura e incremento do limite do deslocamento. Essa abordagem era utilizada com o intuito de deixar a estrutura mais dissipativa e trabalhando em regime não linear, no entanto, implicava em uma incongruência, pois não era garantida a ductilidade da estrutura que permitisse reduzir sua resistência. Deste modo, na nova versão de (2023) foram retirados os coeficientes para as classes de detalhamento intermediário e especial, de modo que só é previsto o dimensionamento para estruturas com classe de detalhamento usual. Para os casos em que se deseje aumentar a ductilidade da estrutura o novo código brasileiro recomenda que se deve recorrer às normas estrangeiras.

Por fim, quanto ao espectro de resposta, este teve seu formato alterado, sendo ambas formas e equacionamentos apresentados na Figura 4.7. Neste trabalho foi utilizado o formato de ABNT

NBR15421(2023) para calibração com o espectro de resposta europeu do Eurocódigo 8 (2004) utilizado nos dimensionamentos sísmicos.

Figura 4.7: Espectros de resposta ABNT NBR15421 (2006) e (2023).



Fonte: elaborado pela autora (2023).

4.4.2 Delimitação do estudo de caso global

O estudo de caso definido consiste na investigação da performance sísmica de diferentes dimensionamentos por meio da metodologia de fragilidade sísmica. Para isto, foram definidos dois cenários elementares de dimensionamento: apenas com as normas brasileiras de concreto (ABNT NBR6118) e de sismos (ABNT NBR15421), apenas com as respectivas regulamentações europeias, Eurocódigo 2 e Eurocódigo 8. No entanto, os casos de dimensionamento baseado em código europeus foram desmembrados considerando ou não a condição de ductilidade global, de forma a poder aferir diretamente os ganhos do detalhamento sísmico e os advindos desta premissa.

Pontua-se que as normas brasileiras são baseadas apenas em metodologia de projeto por força, *Force Based Design (FBD)*, enquanto as normas europeias complementam este critério com as premissas do Capacity Based Design (CBD). Ademais, os dois cenários de dimensionamento foram aplicados a diferentes zonas sísmicas brasileiras e classes de ductilidade.

Complementa-se que a classe de ductilidade baixa é nomeada por DCL (*Ductility Class Low*) e a classe de ductilidade média por DCM (*Ductility Class Medium*). No caso das normas brasileiras essa diferenciação da classe de ductilidade impacta apenas nos valores de coeficientes elastoplásticos enquanto o Eurocódigo 8 prescreve detalhamentos e definições específicas. Ressalta-se que na versão ABNT NBR15421 (2023) outras classes de ductilidade foram extintas, permanecendo apenas a usual, classe DCL, e para os casos em que se deseje aumentar a ductilidade da estrutura o novo código brasileiro recomenda a utilização de normas estrangeiras.

Neste cenário de dimensionamentos, sinaliza-se a necessidade de compatibilização entre as prescrições normativas do Eurocódigo 8 com a ABNT NBR6118 (2023). Fez-se necessário a análise de compatibilização de cada regra para cada classe de ductilidade e código. No caso de DCL, os dimensionamentos resultantes são similares, sem aplicação de prescrições sísmicas adicionais tanto para o dimensionamento brasileiro como o europeu. Pala classe DCM, em contrapartida, foi indicada a necessidade de uma averiguação cautelosa, detalhada na Seção 4.4.3.

O mapa comparativo entre os zoneamentos das duas versões da ABNT NBR15421 ilustrado na Figura 4.6 indica o predomínio de zonas sísmicas do tipo 0, 1 e 2 em termos de aceleração sísmica para o cenário brasileiro de regiões de alta vulnerabilidade. Tendo em vista ainda a expansão do estudo para além de possíveis futuras atualizações destes zoneamentos, foram determinadas três zonas de sismicidade avaliadas com o extremo de aceleração sísmica na classe correspondente. Isto é, Zona 0 com $a_g = 0,025g$, Zona 1 com $a_g = 0,050g$, Zona 2 com $a_g = 0,075g$. Na Figura 4.8 apresenta-se a aceleração sísmica em termos de mapa de zoneamento comparando a nova versão brasileira com a atual portuguesa. Com isto, salienta-se mais um subsídio do estudo, devido aos níveis de ameaça semelhantes mas com prescrições mais rigorosas e congruentes pelo regulamento europeu.



Figura 4.8: Comparativo zoneamento sísmico Brasil e Portugal.

Fonte: elaborado pela autora (2023).

A determinação do perfil de solo para análise espectral também é se suma importância, motivo pelo qual, considerando o predomínio nacional, foi empregado neste estudo solo Tipo D da classificação brasileira que corresponde ao Tipo C europeu. No primeiro caso, este é descrito como Rocha alterada ou solo muito rígido, no segundo por depósitos profundos de areia compacta ou medianamente compacta, de seixo (cascalho) ou de argila rija com uma espessura entre várias dezenas e muitas centenas de metros. Em termos de propriedades geotécnicas, compatibilizam-se velocidade média da onda de cisalhamento das camadas superficiais entre 180m/s e 370m/s, além do número médio de golpes no ensaio SPT N entre 15 e 50.

Desta forma, considerando as combinações de regulamentações de dimensionamento com os dois níveis de ductilidade e a aceleração sísmica condicionada para as zonas avaliadas determinou-se dez estudos de caso. As Figuras de 4.9 a 4.11 descrevem as características fundamentais destes dimensionamentos pelo tipo de zona sísmica brasileira.

Uma última consideração feita foi que o escopo deste estudo definiu uma análise puramente sísmica sem a consideração do efeito do vento, de forma que este último não interferisse nos resultados avaliados quanto a sismicidade.



Figura 4.9: Dimensionamentos para $a_g = 0,025g$ - Zona 0 .

Fonte: elaborado pela autora (2023).





ZONA 1

10% das 100 cidades mais populosas do país, estados de vulnerabilidade considerável como Ceará e Rio Grande do Norte.

ag = 0,050g

NBR 15421: Categoria Sísmica A – Forças sísmicas em 2 direções + análise efeitos de torção.

EC8: Área de baixa sismicidade e ductilidade classe DCL só EC2. ag < 0.08g e ag S < 0.10g para ação sísmica tipo 1 e 2.

	NBR 6118 + NBR 15421	NBR 6118 + EC8	EC2 + EC8
DCL	Ĵ Sem R Cd Ω	Somente NBR6118	Somente EC2
DCM	Ϊ Sem R Cd Ω	I	0
VENTO	SEM	SEM / COM	SEM

Resumo Dir	mensionamento	4 estruturas	a: sem vento b: com vento]
	NBR 6118 + NBR 15421	NBR 6118 + EC8	EC2 + EC8	NBR 6118 + EC8
DCL	(5)	(1a)	(2)	(1b)
DCM	(5)	(6a)	(7)	(6b)
VENTO	SEM	SEM	SEM	COM

Fonte: elaborado pela autora (2023).



Figura 4.11: Dimensionamentos para $a_g=0,075g$ - Zona 2 .

Fonte: elaborado pela autora (2023).

Por fim, a Tabelas 4.1 sintetiza as principais informações supracitadas e explanadas acerca dos dez dimensionamentos realizados e delimitados para estudo de caso.

Identificação Modelo	Norma	Norma	Classe de	Zona	SCWB
	Concreto	Sísmica	Ductilidade	Sísmica	
Z0_DCL_NBR6118	NBR6118	-	DCL	0	NÃO
Z0_DCL_EC2	EC2	-	DCL	0	NÃO
Z0_DCM_EC2_EC8-NSCWB	EC2	EC8	DCM	0	NÃO
Z0_DCM_EC2_EC8-WSCWB	EC2	EC8	DCM	0	SIM
Z1_DCL_NBR6118_NBR15421	NBR6118	NBR15421	DCL	1	NÃO
Z1_DCM_EC2_EC8-NSCWB	EC2	EC8	DCM	1	NÃO
Z1_DCM_EC2_EC8-WSCWB	EC2	EC8	DCM	1	SIM
Z2_DCL_NBR6118_NBR15421	NBR6118	NBR15421	DCL	2	NÃO
Z2_DCM_EC2_EC8-NSCWB	EC2	EC8	DCM	2	NÃO
Z2_DCM_EC2_EC8-WSCWB	EC2	EC8	DCM	2	SIM

Tabela 4.1: Quadro resumo casos avaliados.

Fonte: elaborado pela autora (2023).

4.4.3 Correspondências entre as exigências DCM EUROCÓDIGOs e NBRs

Nesta seção são descritas as verificações de compatibilidade para aplicação da classe DCM a estrutura brasileira avaliada. As prescrições para a classe de ductilidade DCM do Eurocódigo 8 são divididas em três tipos principais:

- 5.4.1. Limitações geométricas e materiais;
- 5.4.2. Esforços de cálculo;
- 5.4.3. Verificações em relação ao estado limite último e disposições construtivas.

No item 5.4.1.1 do Eurocódigo 8 são definidos os requisitos relativos aos materiais para a classe DCM. Essas especificações são direcionadas ao sistema sísmico primário que no caso do tipo de estrutura avaliada, pórtico regular de concreto armado, corresponde ao sistema completo. São três as regras principais: limitação da classe mínima do concreto empregado em C16/20; determinação da armadura passiva de classe B ou C e a utilização exclusiva de barras nervuradas. Foi realizada a comparação com os materiais regulamentados brasileiros, chegando na equivalência de concreto armado de classe mínima C25, armadura passiva do tipo CA50 ou CA60, e a manutenção do uso de apenas barras nervuradas. As estruturas dimensionadas neste trabalho cumprem esses quesitos sendo constituídas por concreto C30 e armadura passiva CA50.

Completando o item anterior, a especificação 5.4.1.2 do Eurocódigo 8 define três restrições geométricas necessárias. De acordo com a regulamentação a excentricidade do nó viga pilar deve ser limitada a um quarto da maior dimensão da seção transversal do pilar. Exclusivamente para as vigas a largura de sua seção transversal deve ser limitada ao valor mínimo entre a somatória da maior dimensão da seção transversal do pilar com a altura da viga ou ao valor dobrado da maior dimensão da seção transversal do pilar. Por fim, para os pilares condiciona-se que caso o valor do coeficiente θ ultrapasse o limite estabelecido para análise de segunda ordem, ambas medidas da seção transversal devem ser superiores a um décimo da maior distância entre o ponto de inflexão e sua extremidade.

A segunda classe de prescrições para estruturas do tipo DCM refere-se aos esforços de cálculo. Em aspectos gerais, delimitam-se as combinações de ações pelo Eurocódigo 2; a necessidade de verificação do parâmetro θ para os efeitos de segunda ordem; a condição de ductilidade global devido a aplicação da metodologia de *Capacidade Real* para dimensionamento, isto é, incluindo a premissa estrutural *Strong Column - Weak Beam* com um parâmetro de redistribuição de $\eta_c = 1, 3$; permissão de redistribuição de esforços condicionada; além de quesitos de ductilidade local.

Em termos da condição de *Capacidade Real*, ressalta-se que foi adotado neste trabalho, tal qual como previsto no regulamento, o cumprimento da premissa *Strong Column - Weak Beam* com fatores $\eta_c \ge 1,3$ em no mínimo 90% da estrutura. Desta forma, simplifica-se a análise das condições de ductilidade local. Salienta-se apenas que o pavimento de cobertura excetua-se dessa verificação pelo código e assim foi dimensionado. O esquema para garantia de ductilidade local tanto de vigas como pilares é ilustrado na Figura 4.12.

Figura 4.12: Esquema de ductilidade global DCM aplicado aos estudos de caso.



ESQUEMA CONDIÇÃO DE DUCTILIDADE LOCAL DCM - EUROCODE 8

- ykd coeficiente que tem em conta a possível sobrerresistência por endurecimento do aço, que, no caso das vigas de DCM, poderá ser considerado igual a 1,0;
- $M_{\text{Rb},i}$ valor de cálculo do momento resistente da viga na extremidade *i* no sentido do momento flector sísmico para o sentido considerado da acção sísmica;
- ΣM_{Rc} e ΣM_{Rb} soma dos valores de cálculo dos momentos resistentes dos pilares e soma dos valores de cálculo dos momentos resistentes das vigas que concorrem no nó, respectivamente (ver 4.4.2.3(4)). O valor de ΣM_{Rc} deverá corresponder aos esforços axiais do pilar na situação de projecto sísmica para o sentido considerado da acção sísmica;
- y_{kd} coeficiente que tem em conta a sobrerresistência por endurecimento do aço e o confinamento do betão da zona de compressão da secção, considerado igual a 1,1;
- $M_{\text{Re,i}}$ valor de cálculo do momento resistente do pilar na extremidade *i* no sentido do momento flector sísmico no sentido considerado da acção sísmica;

Fonte: adaptado de Eurocódigo 8 (2004).

As últimas verificações são descritas como em relação ao estado limite último e disposições construtivas. Para isto, define-se que nas vigas as resistências à flexão e ao esforço transverso

são calculadas pelo Eurocódigo 2 e nos casos de seções T ou L a armadura superior deve ser calculada para um b_{eff} . Quanto as disposições construtivas para a ductilidade local das vigas, estas podem ser resumidas em seis itens principais:

- A zona crítica de uma viga sísmica primária (*I_{cr}*) é igual a altura da seção transversal da viga (*h_w*) medida a partir da face da ligação viga-pilar;
- No caso de vigas sísmicas que suportam elementos verticais interrompidos $I_{cr} = 2h_w$;
- O fator de ductilidade em curvatura (μ_{ϕ}) quantifica a relação entre a curvatura correspondente a 85% do momento resistente, na fase pós-última, e a curvatura na cedência, com as deformações limites do concreto e do aço, ε_{cu} e ε_{suk} não sendo excedidas. Desse modo, μ_{ϕ} deve ser calculado pelas Equações 4.1 e 4.2, e no caso de armadura passiva do tipo B, o valor de μ_{ϕ} multiplicado por 1,5. Em que q_0 é o valor básico do coeficiente de comportamento, T_C é o período no limite superior da zona de aceleração constante do espectro de projeto e T_1 o período fundamental.

$$\mu_{\phi} = 2q_0 - 1 \qquad para \ T_1 \ge T_C \tag{4.1}$$

$$\mu_{\phi} = 1 + 2(q_0 - 1)T_C/T_1 \qquad para \ T_1 < T_C \tag{4.2}$$

- Em alternativa a verificação anteriormente apresentada para μ_{ϕ} , considera-se como satisfeito este quesito se forem cumpridas nos dois banzos da viga:
 - Na zona comprimida é colocada uma armadura de secção não inferior a metade da secção da armadura da zona tracionada, adicional a qualquer armadura de compressão necessária à verificação da viga em relação ao estado limite último na situação de projeto sísmica;
 - A taxa de armadura na zona tracionada ρ não excede um valor ρ_{max} igual ao da Equação 4.3. Sendo ρ' a taxa de armadura na zona comprimida, f_{cd} e f_{yd} os valores de cálculo da resistência, respectivamente, à compressão do concreto e tração do aço e ε_{syd} o valor de cálculo da deformação limite do aço.

$$\rho_{max} = \rho' + \frac{0,0018 f_{cd}}{\mu_{\phi} \varepsilon_{syd} f_{yd}}$$

$$\tag{4.3}$$

Ao longo de todo o comprimento de uma viga sísmica primária, a taxa de armadura da zona tracionada, ρ, não deve ser inferior ao seguinte valor mínimo ρ_{min} calculado pela Equação 4.4. Em que f_{ctm} e f_{yk} são, respectivamente, os valores médio e característico da resistência à tração do aço.

$$\rho_{min} = 0, 5\left(\frac{f_{ctm}}{f_{yk}}\right) \tag{4.4}$$

- A armadura de confinamento (estribo) nas zonas críticas das vigas deve ser tal que:
 - O diâmetro d_{bw} das armaduras de confinamento não deve ser inferior a 6 mm;
 - O espaçamento, s, das armaduras de confinamento não deve ser superior ao valor da Equação 4.5. Em que d_{bl} é o diâmetro mínimo das barras longitudinais em milímetros.

$$s = \min(h_w/4; 24d_{bw}; 225; 8d_{bl}) \tag{4.5}$$

- O primeiro estribo distar no máximo 50mm da extremidade da viga;

Todavia, as verificações em relação ao estado limite último e disposições construtivas para os pilares são mais complexas. Isto é, inicialmente se determina que a flexão oblíqua poderá ser considerada de uma forma simplificada, efetuando a verificação separadamente em cada direção, com a resistência à flexão simples reduzida de 30%; além da limitação em 0,65 do valor do esforço axial reduzido vd em pilares sísmicos primários. A partir disto, definem-se nove prescrições construtivas para a ductilidade local relativa a pilares sísmicos primários, listadas a seguir:

- A taxa de armadura longitudinal é limitada ao intervalo de 1% a 4%;
- Nas seções transversais simétricas prescreve-se a adoção de armaduras simétricas;
- Deve ser colocado ao longo de cada face do pilar pelo menos uma barra intermediária entre as barras de canto, de forma a assegurar a integridade dos nós viga-pilar;
- A zona crítica dos pilares (*I_{cr}*) é determinada partir das duas seções de extremidade por meio do valor calculado na Equação 4.6. Em que *h_c* é a maior dimensão da seção transversal do pilar (em milimetros) e *l_{cl}* o comprimento livre do pilar (em milimetros);

$$I_{cr} = max \left(h_c; l_{cl}/6; 0, 45 \right) \tag{4.6}$$

No caso de $l_{cl}/h_c < 3$, a altura total do pilar é do tipo zona crítica e precisa ser armada como tal;

- O fator de ductilidade em curvatura (μ_φ) é calculado similarmente ao definido para as vigas;
- Em alternância ao cálculo e verificação de μ_φ pode ser analisada a taxa mecânica volumétrica de cintas nas zonas críticas (ω_{wd});
- Na zona crítica na base dos pilares sísmicos primários o valor mínimo de ω_{wd} é igual a 0,08;
- Diâmetro mínimo para cintas e ganchos é de 6mm;
- Para o valor do espaçamento máximo das cintas define-se que:
 - O valor s do espaçamento é quantificado pela Equação 4.7 em que b₀ é a dimensão mínima, em milímetros, da área confinada de concreto em relação ao eixo das cintas e d_{bl} o diâmetro mínimo das barras longitudinais em milímetros.

$$s = \min(b_0/2; 175; 8d_{bl}) \tag{4.7}$$

 A distância entre barras longitudinais consecutivas envolvidas por cintas e ganchos não pode ser superior a 200mm;

Ø

4.4.4 Calibração de espectros

O estudo de caso delimitado na Seção 4.4.2 tem como foco central a determinação da implicação dos diferentes dimensionamentos sísmicos em termos de ganho de performance para a estrutura avaliada. Nesta perspectiva, para a manutenção da congruência e consolidação dos resultados, a ação sísmica aplicada à estrutura deve ser compatível entre os dimensionamentos de mesma zona sísmica; por conseguinte, o mesmo espectro de resposta deve ser empregado tanto para as normas brasileiras como internacionais.

O desenvolvimento dos dimensionamentos foi realizado em conjunto com dois softwares principais. Para a aplicação e verificação das normas estruturais brasileiras foi usado o software TQS®(2019), enquanto para o caso dos dimensionamentos pelos eurocódigos foi empregado o programa ETABS®(2016). No escopo de execução das análises sísmicas e emprego do Eurocódigo 8 foi utilizado o espectro de projeto europeu no ETABS. Sendo assim, fez-se necessário a calibração deste espectro para representar de forma acurada o cenário de ameaça sísmica brasileira. A Figura 4.13 esquematiza os principais parâmetros envolvidos na determinação do espectro europeu.

Figura 4.13: Esquema espectro de resposta de projeto Eurocódigo 8 (2004).



Espectro de resposta de projeto Eurocode 8 (2004)



 T_B limite inferior do período no patamar de aceleração espectral constante;

 $T_{\mathcal{C}}$ limite superior do período no patamar de aceleração espectral constante;

 T_D valor que define no espectro o início do ramo de deslocamento constante; S coeficiente de solo:

 η coeficiente de correção do amortecimento, com o valor de referência $\eta = 1$ para 5% de amortecimento viscoso; $\eta = \sqrt{10/(5+\xi)} \ge 0.55$

 ξ o amortecimento viscoso da estrutura, expresso em percentagem;

q coeficiente de comportamento;

 β coeficiente correspondente ao limite inferior do espectro de cálculo horizontal. Este valor pode ser indicado no Anexo Nacional ou igual a 0,2.



$$T_{C} \leq T \leq T_{D} : S_{d}(T) \left[= \alpha_{g} S \frac{2, 5}{q} \left[\frac{T_{C}}{T} \right] ; \geq \beta \alpha_{g} \right]$$
$$T_{D} \leq T : S_{d}(T) \left[= \alpha_{g} S \frac{2, 5}{q} \left[\frac{T_{C} T_{D}}{T^{2}} \right] ; \geq \beta \alpha_{g} \right]$$

Fonte: adaptado de Eurocódigo 8 (2004).

No cálculo da solicitação sísmica por espectro de resposta foi considerada uma excentricidade acidental de 0,05 para os efeitos torsionais acidentais. Além disso, o programa calcula automaticamente por análise modal os períodos e modos de vibração da estrutura, aplicando o carregamento ao longo de todo perfil vertical da estrutura. Desta forma, são necessários dez parâmetros para a determinação dos espectros de resposta, os quais são listados na Tabela 4.2 e ilustrados na Figura 4.13.

Símbolo	Descrição do parâmetro
a_g/g	Aceleração sísmica do solo em unidades de g
1 ou 2	Tipo de ação sísmica
-	Tipo de solo
S	Fator devido ao tipo de solo
T_B	Limite inferior do período no patamar de aceleração espectral constante
T_C	Limite superior do período no patamar de aceleração espectral constante
T_D	Limite no espectro para início do ramo de deslocamento constante
β	Coeficiente correspondente ao limite inferior do espectro de cálculo horizontal
q	Coeficiente de comportamento
λ	Fator de correção

Tabela 4.2: Parâmetros para calibração do espectro de resposta empregado.

Fonte: elaborado pela autora (2023).

Os espectros foram construídos para ações sísmicas do tipo 1, correspondendo a situações moderadas a uma pequena distância focal, cenário compatível ao panorama brasileiro. O tipo de solo adotado é o D para a norma brasileira que equivale ao tipo C europeu. Foi considerado o valor padrão de $\lambda = 1, 0$, no entanto, como no espectro brasileiro não há limite inferior para o cálculo da ação sísmica, adotou-se $\beta = 0, 01$.

O valor do coeficiente de comportamento q_0 foi calculado previamente considerando que o edifício atenda duas condições: não ser um pêndulo invertido e nem torsionalmente flexível. A geometria regular em planta e elevação sem núcleo de paredes e elementos divergentes deu suporte a esta premissa inicial, que vem sendo verificada a partir dos resultados da análise modal para cada tipo de dimensionamento. Assim, o edifício se enquadrou como sistema porticado da classe DCM com $q = 3, 0\alpha_u/\alpha_1$. Tratando-se de um edifícios de vários pisos, pórticos ou sistemas mistos equivalentes a pórticos com vários tramos: $\alpha_u/\alpha_1 = 1, 3$. Portanto, $q_0 = 3, 9$ e como trata-se de um edifício regular em elevação $q = q_0 = 3, 9$. Estabelecida a classe de terreno e o tipo de ação sísmica, os valores dos coeficientes S, T_B , T_C , T_D são fornecidos de forma tabelada pelo Eurocódigo 8. Entretanto, como supracitado, fez-se necessária a calibração do espectro para que fosse equivalente ao de um carregamento sísmico prescrito brasileiro, avaliados pelas acelerações a_g/g determinadas para cada zoneamento.

Assim sendo, estabeleceu-se como contorno ao problema a definição do parâmetro S constante tal qual tabelado e os demais foram calibrados por a_g/g específicos. Desta forma, o valor do parâmetro S compatível com solo tipo C pelo anexo nacional português do Eurocódigo 8 e ação sísmica tipo 1 é 1,6, visto que, como $a_g \leq 1m/s^2$ para todos casos avaliados $S = S_{max} = 1, 6$. As Figuras de 4.14 a 4.16 ilustram essas calibrações e a Tabela 4.3 sintetiza os resultados.

Zoneamento	Zona 0	Zona 1	Zona 2
Aceleração sísmica a_g	0,025g	0,050g	0,075g
T_B	0.10	0.10	0.10
T_C	0.45	0.45	0.45
T_D	5.00	5.00	5.00

Tabela 4.3: Calibração espectro europeu para acelerações sísmicas brasileiras.

Fonte: elaborado pela autora (2023).

Figura 4.14: Calibração espectro EC8(2004) e ABNT NBR15421(2023) para $a_g = 0,025g$. À esquerda comparação inicial e à direita a compatibilização final.



Fonte: elaborado pela autora (2023).

Figura 4.15: Calibração espectro EC8(2004) e ABNT NBR15421(2023) para $a_g = 0,050g$. À esquerda comparação inicial e à direita a compatibilização final.



Fonte: elaborado pela autora (2023).

Figura 4.16: Calibração espectro EC8(2004) e ABNT NBR15421(2023) para $a_g = 0,075g$. À esquerda comparação inicial e à direita a compatibilização final.



Fonte: elaborado pela autora (2023).

Nas Figuras de 4.14 a 4.16 verifica-se que o primeiro tramo do espectro calculado para valores de período de $0 \le T \le T_B$ foi descendente ao invés do usual ascendente. Isso decorre do valor do coeficiente de comportamento empregado, o qual para a formulação deste tramo sendo superior a 3,75 indica essa alteração de comportamento. Salienta-se que o valor de *q* calculado representa um limite imposto pelo Eurocódigo 8 para flexibilizar a estrutura e trabalhar com sua ductilidade, desta forma, valores inferiores de *q* são a favor da segurança e mais indicados para a prática usual de projeto do que utilizar o limite máximo. No entanto, como o foco desta investigação é avaliar o potencial de aplicação das premissas do Eurocódigo 8 às estruturas brasileiras, julgou-se congruente permanecer o desenvolvimento do dimensionamento com o valor máximo de *q* permitido e justifica-se, assim, o comportamento obtido e analisado.

Ademais, a partir dos elementos gráficos acima expostos conclui-se que as alterações de T_B , T_C , T_D foram similares para todas acelerações sísmicas. Deste modo, a calibração entre o espectro do Eurocódigo 8 e da ABNT NBR15421 (2023) gerou poucas alterações, atingindo o objetivo previsto. Acrescenta-se que a compatibilidade entre os espectros foi realizada para um período de até 3 segundos, o qual é suficiente para englobar os períodos das estruturas analisadas neste trabalho na faixa calibrada.

4.5 Aplicação PBEE

A aplicação do PBEE na avaliação de dimensionamentos sismo-resistentes foi conduzida baseada no referencial teórico do Capítulo 2, nos esquemas das Figuras 2.5 e 2.6 e nos trabalhos nacionais de referência no assunto de Pereira (2021), Rodrigues (2021) e Andrade (2022). Sua implementação consiste na definição de um modelo numérico simulado por um histórico de eventos sísmicos com modelos probabilísticos de demanda sísmica e capacidade dos componentes, resultando assim na análise por fragilidade sísmica.

4.5.1 Modelo numérico

A modelagem numérica e as análises foram realizadas no software de elementos finitos OpenSees (MAZZONI *et al.*, 2006), desenvolvido por iniciativa do Pacific Earthquake Engineering Research Center (PEER) especificamente com o objetivo de facilitar análises não-lineares e confiabilísticas, e que tem sido amplamente utilizado em diversos trabalhos. Este programa utiliza código aberto e dispõe de uma extensa biblioteca de elementos e parâmetros configuráveis (MAZZONI *et al.*, 2006), possibilitando adotar diversos elementos, que melhor se adequem ao tempo e custo computacional disponível, adotar diferentes modelos constitutivos e alterar parâmetros das análises como métodos de convergência, número de iterações e tolerâncias.

Todavia, uma desvantagem do software é a ausência de uma interface gráfica, motivo pelo qual foi adotada a rotina de interação com o software MATLAB® (THE.MATHWORKS.INC, 2016) elaborada por Pereira (2021) e Rodrigues (2021) para modelagem, processamento e análise dos resultados. Essa rotina é ilustrada na Figura 4.17.



Figura 4.17: Fluxograma resumindo interação MATLAB - OpenSees.

Fonte: Pereira (2021).

O comportamento não linear de estruturas em concreto armado pode ser simulado em termos de componentes por modelos contínuos, de fibra ou de plasticidade concentrada. Haselton *et al.* (2007) pontua que os modelos contínuo e de fibras podem capturar com precisão os efeitos de fissuração do concreto e escoamento de barras de reforço, mas são incapazes de capturar os efeitos de degradação de resistência associados à flambagem da barra de reforço, deslizamento de aderência e ruptura por cisalhamento causando amolecimento por deformação. Como esses efeitos são mais críticos para a avaliação do colapso estrutural, os modelos de plasticidade concentrada ganharam popularidade para a simulação da resposta inelástica de edifícios (SURANA; SINGH; LANG, 2018). Diante disso, adotou-se o modelo de plasticidade concentrada neste trabalho e a Figura 4.18 ilustra os elementos utilizados nessa metodologia e a idealização trilinear da curva de resposta de momento resistente pela rotação plástica da seção.



Figura 4.18: - Representação do modelo de plasticidade concentrada e a idealização trilinear da curva de resposta de momento resistente pela rotação plástica da seção.

Fonte: adaptado de Rodrigues (2021).

Os componentes foram modelados por elementos elástico lineares que possuem em seus extremos molas não lineares e são ligados por elementos elástico-lineares infinitamente rígidos na região das juntas. Para os elementos elástico lineares foi utilizado o material *elasticBeam-Column* no software, considerando módulo de elasticidade do material, área e momento de inércia da seção transversal. As juntas de vigas e pilares são representadas por elementos elásticos com o comprimento das mesmas e infinitamente rígidos. Por fim as molas não lineares seguem o modelo desenvolvido por Ibarra, Medina & Krawinkler (2005), utilizando o material denominado *uniaxialMaterial IMKPeakOriented* da biblioteca do OpenSees aplicado a um elemento *zero length*. Ressalta-se que o efeito $P - \Delta$ nos pilares foi englobado pela utilização de transformações geométricas e a implicação da interação solo-estrutura não foi considerada.

Esses elementos compõem o modelo de plasticidade concentrada, o qual consiste em uma curva monotônica e na degradação histerética para capturar o comportamento pós-pico de análises cíclicas que são associadas com o esmagamento do concreto e flambagem das armaduras em grandes deslocamentos cíclicos (HASELTON *et al.*, 2016). Esta curva monotônica foi representada na Figura 4.18 pela idealização trilinear da resposta de momento último (M) e rotação (θ) para um pilar equivalente. Os cinco parâmetros base desta curva são: momento de escoamento M_y ; rigidez inicial efetiva elástica secante ao ponto de escoamento K_e ; momento máximo M_c ; rotação plástica do escoamento ao pico $\theta_{cap,pl}$; rotação plástica pós-pico θ_{pc} . As equações para os parâmetros do modelo podem ser consultadas em Haselton *et al.* (2016), Ibarra, Medina & Krawinkler (2005) e Rodrigues (2021).

4.5.2 Histórico de eventos sísmicos

O histórico de eventos sísmicos foi estabelecido a partir da seleção de sinais de terremoto da base de dados do Earthquake Engeneering Research Center (PEER) dos Estados Unidos (AN-CHETA *et al.*, 2014), disponível por meio de plataforma interativa online e englobando o catálogo de eventos sísmicos em função de diversos parâmetros, tais quais: magnitude, distância entre local e falha geológica, características do solo e mecanismo de ruptura da falha (PEREIRA, 2021). A plataforma fornece ferramentas para selecionar e ter acesso a registros de tanto regiões sismicamente ativas como de regiões estáveis. A utilização de dados da base do PEER é justificada pela escassez de medições representativas dos sismos brasileiros.

De acordo com Bommer & Acevedo (2004), os registros de acelerações a serem utilizados nas análises dinâmicas devem, preferencialmente, ser compatíveis com a atividade sísmica observada na região de estudo, ou seja, o correspondente ambiente tectônico. Tanto Jalayer & Cornell (2009), como Silva *et al.* (2015) acrescentam que é também importante que os registros tenham magnitude e distância coerentes com eventos que melhor representem a ameaça sísmica da região. Deste modo, neste trabalho, são selecionados os diversos sinais sísmicos, catalogados no PEER com características concordantes da região de análise que gerem um espectro compatível com o espectro-alvo. Salienta-se que o tratamento dos sinais obtidos é conduzido considerando os correspondentes acelerogramas para as três direções principais.

4.5.3 Modelos probabilísticos de demanda sísmica

De acordo com o manual de performance sísmica para edifícios FEMA (2012), define-se como demanda sísmica o efeito dos abalos sísmicos sobre a estrutura. Bachman *et al.* (2004) pontua que essas medidas de quantificação da resposta estrutural são nomeadas como Parâmetro de Demanda (EDP). Uma breve descrição da demanda foi apresentada na Seção 2.3, fundamentando a aplicação do PBEE como a metodologia deste trabalho.

Segundo Nielson (2005), para a análise e dimensionamento de estruturas quanto à perfomance sísmica são utilizadas análises não lineares dinâmicas, de modo que a demanda sísmica seja descrita por meio de Modelos Probabilísticos de Demanda Sísmica, em inglês *Probabilistic Seismic Demand Models* (PSDM), em termos de uma medida de intensidade apropriada. A partir desta análise, toma-se conhecimento sobre quais parâmetros do modelo contribuem de forma significativa no conjunto de incertezas associadas à demanda sísmica da estrutura analisada. Com base na metodologia desenvolvida por Nielson & DesRoches (2007), é realizada uma modelagem dos parâmetros significativos da estrutura analisada por simulações considerando suas incertezas aleatórias e epistêmicas associadas. Cada modelo é submetido ao histórico de eventos sísmicos descritos na Seção 4.5.2, e a partir da resposta estrutural é determinado o modelo de demanda. As análises para determinação dos modelos probabilísticos de demanda sísmica deste trabalho são realizadas no software Opensees com rotina interligada ao Matlab tal qua detalhado na Seção 4.5.1.

O PSDM é obtido por meio de uma regressão linear sobre as respostas dos componentes críticos da estrutura. A relação entre as respostas de pico dos componentes e a intensidade do movimento do solo é definida por Cornell *et al.* (2002) como um modelo de potência tal qual apresentado na Equação 4.8.

$$\hat{D} = a(IM)^b \tag{4.8}$$

Uma simplificação pode ser obtida projetando a Equação 4.8 no espaço log-normal, resultando na Equação 4.9.

$$ln(\hat{D}) = ln(a) + b \times ln(IM)$$
(4.9)

Onde *D* corresponde ao valor médio da demanda localizada em cada um dos componentes, a e b são parâmetros não conhecidos obtidos pela regressão linear no espaço log-normal, e IM corresponde a intensidade do movimento do solo. Como trata-se de um modelo probabilístico, além da média da demanda também é considerada sua dispersão, sendo este parâmetro essencial na consideração das incertezas relacionadas. Ainda de acordo com Cornell *et al.* (2002), a dispersão é quantificada pela Equação 4.10.

$$\beta_D = \sqrt{\frac{\sum (\ln(d_i) - \ln(a \times (IM^b)))^2}{N - 2}}$$
(4.10)

Para qual, N é o número de simulações e d_i é o pico de demanda do componente de interesse.

Pereira (2021) acrescenta que para a definição da PSDM podem ainda ser utilizados três métodos: análise dinâmica incremental (*Incremental Dynamic Analysis*, Vamvatsikos & Cornell (2002)), análise por faixas de medida de intensidade (*Multiple Stripe Analysis*, Jalayer & Cornell (2009)) e análise com nuvem de pontos de demanda (*Cloud Analysis*, Cornell *et al.* (2002).

Neste trabalho foi adotada a utilização da análise dinâmica incremental (IDA) para o PSDM, a qual consiste na realização de análises dinâmicas histórico temporais não lineares para sinais de terremotos escalonados, os quais são obtidos pela transformação do sinal através da multiplicação do mesmo por um valor escalar não negativo, aumentando ou reduzindo uniformemente a amplitude do acelerograma natural. A Figura 4.19 ilustra a aplicação da IDA para o PSDM de acordo com a metodologia de Rodrigues (2021) utilizada neste trabalho.

Figura 4.19: Aplicação IDA para PSDM. **a)** Ilustração da PSDM no espaço lognormal; **b)** Escalonamento dos registros de aceleração; **c)** Obtenção de $S_a(T1)$ para o escalonamento do sinal do terremoto.



Fonte: adaptado de Rodrigues (2021).

Vamvatsikos & Cornell (2002) definem como os principais objetivos da condução da análise dinâmica incremental: melhorar o entendimento da variedade de respostas estruturais devido os sinais sísmicos considerando o aumento da medida de intensidade destes e fornecer um estudo com variados sinais sísmicos, permitindo verificar a estabilidade da resposta estrutural perante a variação de sinais.

O primeiro passo para a condução da análise consiste na seleção de um sinal de terremoto e seu histórico de aceleração no tempo, a partir do qual define-se uma medida de intensidade para o qual este terremoto será escalonado. Considerando os estudos de Rodrigues (2021) e Pereira (2021), define-se como uma medida de intensidade sísmica (IM) coerente para edificações a aceleração espectral para 5% de amortecimento ($\xi = 5\%$) correspondente ao período do primeiro modo de vibração da estrutura $S_a(T1)$, sendo, portanto, a IM utilizada nesse trabalho. Na Figura 4.19 **c)** ilustra-se a obtenção de $S_a(T1)$ para o escalonamento do sinal do terremoto.

Além da medida de intensidade sísmica é necessário definir um parâmetro de monitoramento da estrutura com relação à resposta ao carregamento sísmico, o qual caracteriza o *output* da análise não linear dinâmica realizada. Dentre as opções disponíveis e descritas em Rodrigues (2021) e Pereira (2021) foi selecionado para este estudo o máximo valor do ângulo de deslocamento relativo entre pavimentos, *Interstory Drift*, para cada tipo de edificação, calculado pela Equação 4.11.

$$Drift = \frac{d_{pav,i+1} - d_{pav,i}}{h_{pav}}$$
(4.11)

Os demais aspectos e características da IDA podem ser consultados nas referências supracitadas, sendo a seguir apresentados os procedimentos para o escalonamento dos sinais tal qual ilustrado na Figura 4.19 **c**).

- 1. Realizar a análise modal e obter o período fundamental de vibração da estrutura (T_1) ;
- Para cada sinal de terremoto obtido, gerar seu espectro de resposta próprio com base no histórico de eventos sísmicos e encontrar qual a aceleração que corresponde a T = T1, que será S_a(T1);
- 3. Dividir todo o sinal de terremoto pelo valor encontrado como $S_a(T1)$;
- Multiplicar novamente o sinal por um escalar para amplificar sua intensidade, realizar uma análise dinâmica histórico temporal para cada intensidade de terremoto obtida e concluir a IDA.

Bommer, Scott & Sarma (2000) indica que o escalonamento não altera a duração e nem a forma do espectro de resposta, apenas a amplitude, permanecendo o conteúdo frequencial inalterado. Desta forma, deve-se garantir apenas que o fator de escalonamento utilizada seja realista, motivo pelo qual o autor recomenda que estes não devem ser superiores ao valor de 2,0.

4.5.4 Capacidade das componentes

A capacidade estrutural pode ser definida como a máxima resposta que uma estrutura pode atingir sem exceder um estado limite (WEN; ELLINGWOOD; BRACCI, 2004). Assim como a demanda sísmica, admite-se que a capacidade possui uma distribuição lognormal com valor de mediana S_C e desvio padrão logarítmico β_C (CORNELL *et al.*, 2002).

Seguindo a metodologia proposta por FEMA (2005), o modelo probabilístico de capacidade estrutural é concebido por meio da análise Pushover, a qual tem sido amplamente aplicada no meio técnico e é prevista inclusive por normas técnicas, tal qual detalhado no Capítulo 3. A análise Pushover consiste em uma análise estática não linear conduzida sob cargas gravitacionais constantes e incrementos de carga horizontais aplicados de forma gradual, permitindo, assim, estimar os mecanismos plásticos esperados e a distribuição do dano (CEN, 2004b).

Como salienta Pereira (2021), o mecanismo incremental desta análise possibilita o conhecimento do caminho das solicitações sísmicas pela estrutura à medida que ocorre o colapso parcial de cada elemento. Estados Limites de Dano da estrutura são descritos qualitativamente em diversos manuais observando a curva de capacidade estrutural, para isto, valores quantitativos são associados às descrições qualitativas em termos de uma variável de controle do comportamento estrutural. A Figura 4.20, ilustra a relação entre a curva de capacidade gerada pela análise Pushover e os estados limites de dano.

Figura 4.20: Curva de capacidade e evolução do dano estrutural (à esquerda). Determinação das distribuições da capacidade em uma análise pushover probabilística (à direita).



Fonte: Pereira (2021).

Neste trabalho, utiliza-se a descrição de Estados Limites de Dano baseada no manual FEMA (2003) para classificar a estrutura considerada e para definir os níveis de performance estabelecidos no ATC-40 (1996). Como o estudo de caso definido corresponde a pórticos em concreto armado regulares sem consideração da alvenaria de vedação, a classificação designada neste manual é C1. Ademais, a edificação é categorizada também devido ao número de pavimentos, sendo determinada de baixa elevação para até três pavimentos, *Low-Rise*; de média elevação para quatro a sete pavimentos, *Mid-Rise*; e grande elevação a partir de 8 pavimentos *High-Rise*.

De acordo com Rodrigues (2021), a classe de sistemas estruturais C1 de HAZUS FEMA (2003) possui a seguinte descrição qualitativa de seus Estados Limites de Dano:

- Dano Estrutural Leve: presença de fissuras em vigas e em colunas próximas ou em ligações, causados por momentos fletores ou esforços cortantes;
- Dano Estrutural Moderado: a maioria das vigas e colunas apresenta fissuras. Pórticos com comportamento dúctil possuem elementos que atingiram a capacidade de escoamento do material, indicado pelas grandes fissuras e lascas do concreto. Pórticos não dúcteis podem conter fissuras e lascas ainda maiores;
- Dano Estrutural Extenso: alguns elementos do pórtico podem ter atingido sua capacidade última. Nos pórticos com comportamento dúctil, essa característica é evidenciada por grandes fissuras devido à flexão, destacamento do concreto e flambagem da armadura de flexão principal. Em pórticos sem consideração de ductilidade, essa característica é evidenciada pela falha de alguns elementos estruturais devido ao cisalhamento ou falha de aderência na armadura, ou ainda falha nos estribos e/ou flambagem da armadura principal em colunas, que resultam em colapso parcial;
- Dano Estrutural Completo: a estrutura está colapsada ou em risco iminente de colapso devido à ruptura frágil do concreto ou perda de estabilidade do pórtico. No caso de edifícios de baixa altura, espera-se que aproximadamente 13% da área total da edificação no Dano Completo esteja em colapso.

As descrições qualitativas apresentadas nesse manual podem se associadas a valores quantitativos para definir os Estados Limite de Dano, para isto, utiliza-se o parâmetro de monitoramento da estrutura EDP *Interstory Drift* definido na Seção 4.5.3. Outro aspecto necessário para esta associação consiste no nível de adequação do projeto estrutural perante as normas sismo-resistentes, característica essa em convergência com o objetivo deste trabalho. Desta forma, neste estudo foram associados a cada dimensionamento a respectiva classificação de capacidade, isto é: *Pre-Code, Low-Code e Moderate-Code*. A Tabela 4.4 apresenta os valores de *Interstory Drift* correspondentes ao modelos avaliados. Neste trabalho se enquadram como *Pre-code*: Z0_DCL_NBR6118. Como *Low-Code*: Z0_DCL_EC2, Z1_DCL_NBR6118_NBR15421 e Z2_DCL_NBR6118_NBR15421. Os demais modelos se classificam como *Moderate-code*.

	Nível de Dimensionamento	Limite Interstory Drift por Estado Limite de Dano				
Sísmico		Leve	Moderado	Extensivo	Completo	
	Pre-Code	0,0027	0,0043	0,0107	0,0267	
	Low-Code	0,0033	0,0053	0,0133	0,0333	
	Moderate-Code	0,0033	0,0058	0,0156	0,0400	

Tabela 4.4: Valores para o Interstory Drift de cada Estado Limite de Dano.

Fonte: adaptado de FEMA (2003).

Ademais, o manual Building Seismic Safety Council (1997) define qualitativamente níveis de performance referentes à utilização da estrutura pós evento sísmico para cada Estado Limite de Dano, sendo estes:

- Nível de Performance de Ocupação Imediata (IO): corresponde a danos limitados após
 o evento sísmico. As deformações não são permanentes e a estrutura retém substancialmente sua resistência e rigidez inicial. Equipamentos e conteúdos estão, no geral,
 seguros, mas podem não operar devido falhas mecânicas ou falta de utilidade. É possível que sejam verificadas algumas rachaduras na fachada, nas divisórias e no forro.
 Elevadores podem ser reinicializados. Sistema de proteção a incêndio operável. Continuação da ocupação é provável;
- Nível de Performance de Segurança à Vida (CP): ocorrência de danos significativos após evento sísmico, porém com margem entre colapso parcial e total. É verificada resistência e rigidez residual em todos os pavimentos. Os elementos estruturais do sistema vertical ainda apresentam resistência. Edificação pode não ser economicamente reparável. Queda de objetos e danificação em componentes arquitetônicos, mecânicos e elétricos. Continuação da ocupação é improvável antes dos reparos;
- Nível de Performance de Prevenção de Colapso (LS): a edificação está na iminência de colapso total ou parcial após o evento sísmico. A edificação sofreu danos substanciais, incluindo perda de rigidez dos elementos e grande deformação lateral. Apresenta pequena rigidez e resistência residual para resistir a ações laterais. Dano extenso nos componentes não-estruturais. Vedações e parapeitos colapsaram ou estão na iminência de colapso. Edificação está na iminência de colapsar em terremotos seguintes e não deve ser ocupada.

4.5.5 Fragilidade sísmica

Conforme definido na seção 2.3.1, a função de fragilidade estabelece a relação entre a demanda e a capacidade estrutural, permitindo assim, a realização da análise de danos dos componentes estruturais devido à medida de excitação. A partir do detalhamento exposto nos subitens 4.5.3 e 4.5.4 quanto à determinação desses parâmetros e suas manifestações como variáveis aleatórias de distribuição lognormal, utiliza-se a Equação 4.12 proposta por Nielson (2005) e Padgett, Nielson & DesRoches (2008) para a determinação das funções de fragilidade.

$$P[EL|S_a(T_1)] = \Phi\left[\frac{ln(S_D/S_C)}{\sqrt{\beta_D^2 + \beta_C^2}}\right]$$
(4.12)

De acordo com Siqueira *et al.* (2014), Φ é a função padrão de distribuição normal acumulada (CDF); $S_a(T_1)$ corresponde à aceleração espectral no período fundamental de vibração da estrutura; S_D é a mediana e β_D é a dispersão logarítmica da demanda; S_C é a mediana e β_C é a dispersão logarítmica da capacidade.

Considerando os parâmetros a e b da análise PSDM apresentada na Seção 4.5.3, a Equação 4.12 pode ser reescrita na forma da Equação 4.13, sendo a mediana (θ) e a dispersão β das curvas de fragilidade para cada Estado Limite de Dano considerados calculados, respectivamente, nas Equações 4.14 e 4.15.

$$P[EL|S_a(T_1)] = \Phi\left[\frac{ln(S_a(T_1)) - \frac{ln(S_c) - ln(a)}{b}}{\frac{\sqrt{\beta_D^2 + \beta_C^2}}{b}}\right]$$
(4.13)

$$\theta = \frac{\ln(S_C) - \ln(a)}{b} \tag{4.14}$$

$$\beta = \frac{\sqrt{\beta_D^2 + \beta_C^2}}{b} \tag{4.15}$$

Capítulo 5

Resultados e Discussões

5.1 Histórico de eventos sísmicos

O histórico de eventos sísmicos foi selecionado a partir da metodologia descrita na Seção 4.5.2. Considerando o foco do estudo no impacto das premissas de dimensionamento, entendeu-se que estabelecendo um histórico sísmico compatível com o cenário brasileiro a comparação entre os dimensionamentos estaria fundamentada. Desta forma, a escolha de sinais se torna secundária ao dimensionamento, aspecto primordial, visto que, os resultados obtidos e discussões realizadas são acerca da efetivamente dos dimensionamentos entre si para uma solicitação sísmica comum. Salienta-se que para a aplicação da metodologia por performance sísmica foram empregados dados compatíveis ao dimensionamento, isto é, em termos de caracterização do solo e ameaça sísmica.

De forma similar ao dimensionamento da estrutura, foi adotado neste estudo solo Tipo D da classificação brasileira que corresponde ao Tipo C europeu. No primeiro caso, este é descrito como rocha alterada ou solo muito rígido, no segundo por depósitos profundos de areia compacta ou medianamente compacta, de seixo (cascalho) ou de argila rija com uma espessura entre várias dezenas e muitas centenas de metros. Em termos de propriedades geotécnicas, compatibiliza-se a velocidade média da onda de cisalhamento das camadas superficiais entre 180m/s e 370m/s, além do número médio de golpes no ensaio SPT N entre 15 e 50.

A escolha de sinais sísmicos a partir da base de dados do PEER foi realizada considerando os parâmetros da Tabela 5.1. A velocidade de propagação de ondas de cisalhamento $\overline{v_s}$ foi adotada a partir do solo supracitado. O parâmetro R_{JB} é a distância Joyner-Boore ao plano de ruptura, correspondendo a medida da projeção de distanciamento entre estrutura e plano de falha.

Devido à falta de precisão e conhecimento da localização exata do hipocentro do evento bem como da estrutura foram adotados limites da literatura para este parâmetro. O valor máximo foi definido como 100km para evitar que características da crosta terrestre sejam significativas (BOMMER; SCOTT; SARMA, 2000). O valor mínimo, definido como 15km, buscou evitar a seleção de sinais de terremotos muito próximos à falha (KRAWINKLER; MEDINA; ALAVI, 2003).

Parâmetro	Limite superior	Limite inferior	
R_{JB} [km]	15	100	
Magnitude	4,0	6,5	
$\overline{v_s} [m/s]$	180	370	

Tabela 5.1: Limites adotados para a seleção do histórico sísmico.

Por fim, o range de magnitude foi delimitado considerando o cenário sísmico brasileiro de baixa e média sismicidade com os eventos registrados compatíveis a este intervalo. Acrescentase que o limite mínimo foi fundamentado em Nievas *et al.* (2020), o qual define que o valor de magnitude mínima para causar danos às estruturas em terremotos é 4,0. Enquanto que o valor superior foi adotado como preconiza Budnitz, Apostolakis & Boore (1997), isto é como de uma ordem superior ao máximo terremoto que aconteceu na região. No caso, como neste trabalho são abordados dimensionamentos sísmicos para as Zonas 0, 1 e 2 o valor adotado foi com base na sequência de terremotos ocorrida em João Câmara, no estado do Rio Grande do Norte, em 1986, que teve máxima magnitude registrada na sequência de eventos como *Mw* = 5, 3.

Acrescenta-se que com o intuito de englobar o cenário mais completo para a busca não foi fixado o tipo de falha. A partir destes parâmetros de entrada utilizou-se a plataforma PEER (Pacific Earthquake Engineering Research Center) (ANCHETA *et al.*, 2014) para a seleção de sinais sísmicos compatíveis. Ressalta-se que foi utilizada uma base de dados internacional devido à ausência de uma nacional com dados acessíveis. No entanto, a plataforma PEER apresenta duas base de dados, sendo NGA-West 2 e NGA-East. Respectivamente, a primeira é utilizada para a caracterização de regiões sismicamente ativas e portanto, composta pelo registro de terremotos de borda de placas tectônicas, enquanto que a segunda é destinada para regiões consideradas mais estáveis, isto é, de sismicidade intraplaca.

Desta forma, considerando que o cenário nacional de sismicidade intraplaca é composto por eventos de baixa e média intensidade, inicialmente considerou-se a base NGA-East. No entanto, estudos nacionais recentes na área de fragilidade sísmica (RODRIGUES, 2021; ANDRADE,

Fonte: elaborado pela autora (2023).

2022; PEREIRA, 2021) indicaram que a utilização destes sinais implica em elevados fatores de escalonamento. Assim, optou-se por utilizar a base de dados NGA-West 2, onde os sinais têm maior aceleração e, consequentemente, menor fator de escalonamento.

A partir da adoção dos parâmetros da Tabela 5.1 aplicados na base de dados NGA-West 2, foram selecionados 10 sinais aleatoriamente dentro de um grupo de 100 sinais de terremotos com eventos ocorridos nos Estados Unidos (Califórnia). Estes 10 sinais foram escalonados por meio da Análise Dinâmica Incremental para o intervalo de 0,05g - 3,00g com incrementos de 0,05g de forma a gerar o histórico de eventos sísmicos deste trabalho. Pontua-se que este procedimento de adoção de sinais externos já foi amplamente discutido e apresentado por Andrade (2022), Pereira (2021), Rodrigues (2021).

Por fim, a curva média do histórico dos 10 sinais sísmicos foi validada junto aos espectros de projeto utilizados neste trabalho. Essa comparação é ilustrada na Figura 5.1, sendo as normas referidas comparadas: ABNT NBR 15421(2006), ABNT NBR 15421(2023) e EC8(2004) para ações sísmicas tipo 1 e 2. A aceleração utilizada para a compatibilização das normas foi a correspondente a Zona 0, isto é, $a_g = 0,025g$, de forma que se o histórico fosse compatível para o menor cenário de dimensionamento analisado, estaria de acordo para o espectro de zonas superiores.



Figura 5.1: Comparação espectros de resposta utilizados nos dimensionamentos para Zona 0 e curva média histórico sísmico.

Fonte: elaborado pela autora (2023).

Acrescenta-se que para todas as curvas envolvidas o período de retorno considerado é de 475 anos. Tal qual ilustra a Figura 5.1, pode-se identificar a correspondência entre os sinais selecionados e os espectros de reposta das normas adotadas neste trabalho. Assim, foi considerada validada a seleção de histórico sísmico para a condução das análises dinâmicas incrementais e de fragilidade neste estudo. A Figura 5.2 ilustra o histórico de aceleração espectral por período do sinais selecionados e a respectiva curva média.





5.2 Considerações globais aos modelos

A tipologia base da edificação dimensionada pelos dez modelos indicados nas Tabela 4.1 consiste em uma edificação regular tanto em planta como em elevação com 6 pavimentos, tratando-se de uma geometria base convencional no contexto brasileiro. A planta de forma do edifício e o modelo 3D são ilustrados na Figura 5.3.

O edifício é constituído de concreto armado classe C30 com armadura passiva do tipo CA50. As lajes de piso possuem 20 *cm* de espessura com sobrecargas permanente de 1, $0 kN/m^2$ e acidental de 3, $0 kN/m^2$. As lajes de cobertura possuem espessura de 12 *cm* com apenas sobrecarga do tipo acidental de 1, $50 kN/m^2$. As lajes foram verificadas quanto a espessura mínima para o Eurocódigo 2 (2004) e ABNT NBR6118 (2023). No caso da determinação das sobrecargas foi utilizada a *ABNT NBR 6120 – Ações para o cálculo de estruturas de edificações(2018)*.



Figura 5.3: Geometria base para os dez dimensionamentos avaliados e representação 3D.

Fonte: elaborado pela autora (2023).

A geometria em planta é descrita por quatro vãos de 5 *m* entre as cinco linhas de pórtico de cada direção. O pé-direito é de 3, 24 *m* e os cobrimentos foram determinados pela Tabela 7.2 da ABNT NBR6118(2023) correspondendo a 3, 0 *cm* para vigas e pilares, e 2, 5 *cm* para lajes; estes valores foram compatibilizados com os prescritos pela norma europeia e validados. Além do peso próprio foram consideradas paredes sobre todas as vigas.

Uma observação geral quanto aos dimensionamentos decorre das seguintes estratégias adotadas neste trabalho. Foram consideradas duas tipologias de vigas: vigas de cobertura e vigas de piso; em ambos os casos as vigas externas e internas do mesmo pavimento possuem mesma dimensão e detalhamento. Assim, existe 1 pavimento de cobertura com 40 vigas de cobertura e 5 pavimentos com vigas de piso totalizando 200 dessas.

Quanto aos pilares, estes foram reforçados do topo a base considerando configurações de seção transversal em concreto armado que cumprissem o critério de resistência garantindo segurança, mas também otimizassem a capacidade versus a demanda exigida. As seções de concreto foram alteradas a cada 2 lances de pavimentos, conforme necessidade, e com medidas acrescidas de 5 *cm* em cada direção, já a armadura foi variada por pavimento. Pontua-se que no caso do dimensionamento apenas por cargas gravitacionais foram utilizadas seções de pilares

quadradas, porém ao ultrapassar medidas de 40 *cm* para os casos de dimensionamento sísmico são empregados pilares retangulares, sendo a geometria e posicionamento adotada simétrica para garantir a regularidade estrutural em planta.

Com o cumprimento do requisito de regularidade estrutural em planta, três são as linhas de pórticos analisadas em cada direção (A_n , $B_n \in C_n$) e no caso de modelos com pilares do tipo retangulares foram adotadas as linhas de pórtico críticas. Isto é, nomeia-se neste trabalho como linha de pórtico A, a crítica obtida entre cada uma das respectivas direções de mesmo posicionamento, ou seja, A1 e A2, como ilustrado na Figura 5.3. Portanto, para cada modelo são consideradas três linhas de pórtico (*Frames*) para a condução da análise *Pushover* e Fragilidade. Outra consequência desta adoção é na simplificação durante o processo de dimensionamento, pois os 25 pilares por pavimento podem ser divididos em seis tipos: P1, P2, P3, P4, P5 e P6. Ademais, adotou-se congruência entre as seções e armaduras de um mesmo pilar ao longo dos pavimentos para definir a variação de seu detalhamento.

5.3 Organização dos resultados

Nas seções a seguir deste capítulo são apresentados e discutidos os principais resultados individuais e globais dos modelos dimensionados em termos de desempenho, mecanismo de colapso, ganho de ductilidade, dissipação de energia, análise modal, análise dinâmica incremental, fragilidade, estados limites e os danos ocasionados à estrutura. Para facilitar a fluidez da leitura, os resultados completos por linha de pórtico e modelo são apresentados nos Apêndices A a I.

O principal material complementar destes apêndices corresponde aos resultados por linha de pórtico específica quanto ao mecanismo de colapso, curvas de capacidade e participação modal. No entanto, na seção correspondente a cada modelo deste capítulo esses dados são discutidos e fundamentados para a tomada de decisão que impactou na seleção das linhas de Pórtico A para a análise dinâmica incremental, modelo de demanda sísmica, fragilidade e estados limites de danos. Acrescenta-se que para ilustrar, o primeiro dimensionamento, Z0_DCL_NBR6118, é apresentado em sua totalidade de resultados neste capítulo.

A respeito da representação dos resultados, estes são compostos por tabelas e figuras que ilustram as métricas descritas para: análise qualitativa, análise modal, análise Pushover, análise dinâmica incremental, modelo de demanda sísmica (PSDM) e fragilidade. Incialmente é apresentada a análise qualitativa das propriedades das seções e armadura tanto dos pilares como das vigas, assim como a correspondência com as respectivas linhas de pórtico. O segundo grupo de resultados corresponde a aplicação da análise modal, períodos de vibração e participação modal. Ressalta-se que foram considerados os 12 modos de vibração mais preponderantes e sua porcentagem em termos de participação modal para cada linha de pórtico.

Em seguida, para cada *Frame* são ilustradas as curvas de capacidade da estrutura pela Análise Pushover tanto em termos de Esforço Cortante na Base x Deslocamento quanto Esforço Cortante na Base x *Drift*, o mecanismo de colapso estabelecido na estrutura ao longo da aplicação de incrementos de forças laterais para o deslocamento alvo de um metro. Além disso, são discutidos os valores obtidos para o fator SCWB que considera a média ponderada dos momentos fletores resistentes entre pilares e vigas para cada nó. São também apresentados os *Drifts* máximos de cada pavimento, considerando ponto de colapso em 50% do esforço cortante após máximo atingido e um limite superior de 4%, o qual é elevado e permite associar ao colapso para os estados limites avaliados.

Os resultados anteriormente citados correspondem ao terceiro grupo de dados, os quais foram verificados para cada uma das três linhas de pórtico A, B e C. Estes resultados são apresentados de forma sucinta neste capítulo mas podem ser consultados em totalidade nos Apêndices A a I. A partir das análises deste grupo, selecionou-se a linha de Pórtico A de todos os modelos para a realização da análise dinâmica incremental, modelo de demanda sísmica, fragilidade e estados limites de danos ocasionados à estrutura. Esta escolha foi necessária considerando o custo computacional de cerca de 4 horas para a análise de cada *Frame* em totalidade. Salienta-se que esta decisão foi fundamenta nos resultados apresentados para o terceiro grupo de resultados, os quais indicaram a linha de Pórtico A como a mais crítica em termos de capacidade para a estrutura e mecanismo de colapso.

Ademais, após a apresentação dos resultados individuais de cada modelo estes são avaliados e comparados globalmente conforme dois pontos. O primeiro concerne as curvas de capacidade Pushover e os mecanismos de colapso, o segundo aos resultados da IDA, PSDM e fragilidade quanto aos quatro estados limites de danos associados.

5.4 **Z0_DCL_NBR6118**

Nesta seção, detalha-se o dimensionamento do modelo nomeado por Z0_DCL_NBR6118, o qual corresponde a Zona 0 projetada pela norma brasileira ABNT NBR6118(2023) em classe de ductilidade DCL sem vento. Tal qual ilustrado na Figura 4.9, este dimensionamento se classifica para um região de Categoria Sísmica A pelo código ABNT NBR 15421(2023). Assim, pela Tabela 3.3 constata-se que nenhum requisito sísmico é demandado a este dimensionamento, sendo, portanto, projetado apelas pela ABNT NBR 6118(2023) e retratando um cenário de dimensionamento baseado apenas em cargas gravitacionais.

Isto posto, foi adotado como estratégia neste dimensionamento a manutenção de seções quadradas de pilares, visto que, a máxima dimensão foi de 40cm facilitando não só a análise dos pilares como a representação dos resultados obtidos. As Tabelas 5.2 e 5.3 sintetizam os detalhes deste dimensionamento tanto para as vigas como para os pilares. Salienta-se como resultado a utilização de 6 seções distintas dentre os 150 pilares da estrutura. Para todos os pilares foram consideradas armaduras transversais de ϕ 6, 3*mm 2ramos* com espaçamento *s* indicado tal qual na Tabela 5.3. A Figura 5.4 apresenta graficamente a correspondência entre os pilares por pórtico e as seções transversais.

Pontua-se que as normas brasileiras não preconizam zonas críticas aos elementos, portanto, diferentemente dos modelos que seguem o Eurocódigo 8, este apresenta um detalhamento contínuo ao longo de todo comprimento tanto para os pilares como para as vigas. Informações adicionais acerca deste detalhamento específico podem ser consultadas no Capítulo 3. Ressalta-se que para os modelos dimensionados pelo TQS®a armadura final já é obtida não sendo apresentada a taxa de armadura calculada e a relação entre demanda e capacidade (D/C).

Tipo	Seção	Armadura transversal	Armadura longitudinal		%
	[cm x cm]		(superior)	(inferior)	
Cobertura	19x30	ϕ 6, 3mm s = 17cm 2ramos	$3\phi 12, 5mm$	$4\phi 10,0mm$	1,2
Piso	19x45	ϕ 6, 3 <i>mm</i> s = 12 <i>cm</i> 2 <i>ramos</i>	$3\phi 20,0mm$	$3\phi 12, 5mm$	1,5

Tabela 5.2: Dimensionamento vigas modelo Z0_DCL_NBR6118.

Fonte: elaborado pela autora (2023).

Posição	Piso	Seção	Armadura longitudinal	%	S
		[cm x cm]	adotada		[cm]
P1	6	25x25	$4\phi 10, 0mm$	0,50	20
P2	6	25x25	$4\phi 12, 5mm$	0,79	20
P3	6	25x25	$4\phi 12, 5mm$	0,79	20
P4	6	30x30	$4\phi 12, 5mm$	0,55	20
P5	6	30x30	$4\phi 12, 5mm$	0,55	20
P6	6	30x30	$4\phi 12, 5mm$	0,55	20
P1	5	25x25	$4\phi 10,0mm$	0,50	20
P2	5	25x25	$4\phi 12, 5mm$	0,79	20
P3	5	25x25	$4\phi 12, 5mm$	0,79	20
P4	5	30x30	$4\phi 12, 5mm$	0,55	20
P5	5	30x30	$4\phi 12, 5mm$	0,55	20
P6	5	30x30	$4\phi 12, 5mm$	0,55	20
P1	4	25x25	$4\phi 10, 0mm$	0,50	20
P2	4	25x25	$4\phi 12,5mm$	0,79	20
P3	4	25x25	$4\phi 12, 5mm$	0,79	20
P4	4	30x30	$4\phi 16,0mm$	0,89	20
P5	4	30x30	$4\phi 16,0mm$	0,89	20
P6	4	30x30	$4\phi 16,0mm$	0,89	20
P1	3	25x25	$4\phi 10,0mm$	0,50	20
P2	3	30x30	$4\phi 12, 5mm$	0,55	20
P3	3	30x30	$4\phi 12, 5mm$	0,55	20
P4	3	30x30	$4\phi 16,0mm$	0,89	20
P5	3	30x30	$4\phi 16,0mm$	0,89	20
P6	3	30x30	$4\phi 16,0mm$	0,89	20
P1	2	25x25	$4\phi 12, 5mm$	0,79	20
P2	2	30x30	$4\phi 12,5mm$	0,55	20
P3	2	30x30	$4\phi 12, 5mm$	0,55	20
P4	2	35x35	$4\phi 16,0mm$	0,66	20
P5	2	35x35	$4\phi 16,0mm$	0,66	20
P6	2	30x30	$4\phi 16,0mm$	0,89	20
P1	1	25x25	$4\phi 12, 5mm$	0,79	20
P2	1	30x30	$4\phi 12, 5mm$	0,55	20
P3	1	30x30	$4\phi 12, 5mm$	0,55	20
P4	1	40x40	$4\phi 20,0mm$	0,79	20
P5	1	40x40	$4\phi 20,0mm$	0,79	20
P6	1	35x35	$4\phi 16,0mm$	0,66	20

Tabela 5.3: Dimensionamento pilares modelo Z0_DCL_NBR6118.

Fonte: elaborado pela autora (2023).


Figura 5.4: Configuração pórticos modelo Z0_DCL_NBR6118.

Fonte: elaborado pela autora (2023).

Uma última consideração é feita quanto a não-linearidade física pela ABNT NBR6118 (2023). Esta norma define que a fissuração deve ser considerada na rigidez dos elementos estruturais para a análise, estabelecendo uma correspondência em porcentagem com a rigidez elástica. Para lajes este valor é definido em 30%, para vigas com armaduras assimétricas 40%, para vigas com armaduras simétricas 50% e para colunas em 80%. Ressalta-se que no caso de dimensionamentos que precisam de requisitos sísmicos pela ABNT NBR15421 (2023) essa consideração é inalterada.

5.4.1 Análise Modal

As Figuras 5.5 a 5.7 ilustram os 12 modos de vibração preponderantes de cada linha de pórtico do modelo analisado. As Tabelas 5.4 e 5.5 quantificam respectivamente a participação modal de cada modo e os períodos de vibração correspondentes. Pontua-se que como os *frames* foram analisados por um modelo 2D e a excitação sísmica é aplicada horizontalmente os seis primeiros modos são os mais importantes para a interpretação do comportamento estrutural. Outro ponto a se salientar é que para esses seis modos em todas as linhas de pórtico a porcentagem de massa mobilizada foi superior a 90%, atendendo aos quesitos para análise espectral de dimensionamento pelos códigos abordados neste trabalho.



Figura 5.5: Modos de vibração modelo Z0_DCL_NBR6118 Frame A.



Figura 5.6: Modos de vibração modelo Z0_DCL_NBR6118 Frame B.



Figura 5.7: Modos de vibração modelo Z0_DCL_NBR6118 Frame C.

Fonte: elaborado pela autora (2023).

A análise das Figuras 5.5 a 5.7 permite constatar a similaridade entre a ordem de ocorrência dos 12 modos principais para os três *Frames* avaliados da estrutura. Essa convergência é também apontada pela proximidade entre os valores de massa mobilizada por respectivo modo de vibração da Tabela 5.4. Esta constatação é importante para inferir a congruência do modelo de dimensionamento resultante assim como a seleção de uma linha de pórtico específica em análises posteriores. Os períodos de vibração da Tabela 5.5 também são similares por linha de pórtico, reforçando esta congruência e sendo compatíveis com os valores esperados para um edifício de 6 andares.

	Fran	ne A	Fran	ne B	Frame C	
Modo	Eixo X [%]	Eixo Y [%]	Eixo X [%]	Eixo Y [%]	Eixo X [%]	Eixo Y [%]
1	81,50	0,00	77,91	0,00	78,58	0,00
2	11,23	0,00	11,30	0,00	11,03	0,00
3	2,99	0,00	4,11	0,00	3,95	0,00
4	1,74	0,00	2,01	0,00	2,00	0,00
5	0,75	0,00	1,11	0,00	1,14	0,00
6	0,46	0,00	1,34	0,00	1,21	0,00
7	0,00	63,70	0,00	61,47	0,00	37,17
8	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
9	0,00	3,22	0,00	2,40	0,00	27,48
10	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
11	0,00	16,06	0,00	15,68	0,00	15,42
12	0,00	8,04	0,00	0,00	0,00	0,00
Soma	98,67	91,02	97,79	79,55	97,90	80,06

Tabela 5.4: Massa mobilizada por modo de vibração modelo Z0_DCL_NBR6118.

Tabela 5.5: Período de cada modo de vibração modelo Z0_DCL_NBR6118.

Modo	Frame A	Frame B	Frame C
1	1,2943	1,1574	1,1688
2	0,4623	0,4021	0,4051
3	0,2737	0,2381	0,2392
4	0,1930	0,1674	0,1681
5	0,1553	0,1300	0,1308
6	0,1186	0,0990	0,1015
7	0,0725	0,0627	0,0660
8	0,0713	0,0618	0,0618
9	0,0689	0,0603	0,0612
10	0,0593	0,0523	0,0523
11	0,0592	0,0523	0,0523
12	0,0267	0,0252	0,0252

Fonte: elaborado pela autora (2023).

5.4.2 Análise Pushover

A realização da análise estática não linear Pushover foi elementar para o entendimento e comparação dos modelos estudados, isto pois esta permite não só a obtenção da capacidade estrutural para a fragilidade sísmica como também a investigação dos mecanismos de colapso. Conforme definido na Seção 4.5.4 foram considerados dois padrões de carga baseados no Eurocódigo 8, um uniforme e outro modal. Os valores de participação modal da Tabela 5.4 permitiram definir o segundo tipo como baseado no primeiro modo de vibração da estrutura e a análise foi conduzida através de incrementos de deslocamento.

A Figura 5.8 ilustra as curvas de capacidade da estrutura para todos *Frames* em termos de Esforço Cortante na Base x Deslocamento enquanto a Figura 5.9 apresenta estes resultados comparativamente. A partir destas ilustrações constata-se que os pórticos perimetrais do tipo A possuem menor capacidade resistente, o que é congruente, visto que, a análise Pushover foi conduzida para o plano e o dimensionamento resultou em seções menos resistentes para estes.







Figura 5.9: Cortante na Base x Deslocamento Modelo Z0_DCL_NBR6118 todos Frames.

Os pórticos internos B e C apresentaram curva de capacidade próxima para o mesmo padrão de carregamento, ressaltando que para linhas de pórtico internas a demanda estrutural foi semelhante e o correspondente dimensionamento também. Pontua-se que os maiores valores de capacidade são obtidos para o padrão retangular, desta forma, conclui-se que para este modelo o resultado crítico em termos de curva capacidade obtida foi para a linha de pórtico perimetral A sob carregamento incremental a partir do padrão modal.

Acrescenta-se que a comparação das curvas de capacidade destes modelos permite identificar uma ductilidade mínima para os Frames B e C, enquanto o Frame A teve um colapso do tipo frágil, sem patamar de ductilidade. Em termos de deslocamentos máximos atingidos estes são muito pequenos para o tipo de edificação estudada, comparação esta que fica ainda mais evidente a partir das discussões da Seção 5.14. Para as seis curvas analisadas o deslocamento elástico máximo atingido foi em torno de 13cm, enquanto o deslocamento último foi de cerca de 35cm para as linhas perimetrais internas e 20cm para a linha perimetral externa. Sobre o máximo esforço cortante na base, este variou considerando as três linhas de pórtico e padrão de carregamento no intervalo 300kN a 410kN, no entanto, conclusões mais assertivas acerca

A Figura 5.10 ilustra as curvas de capacidade da estrutura para as linhas de Pórtico A, B e C em termos de Esforço Cortante na Base x *Drift*. A Tabela 5.6 apresenta os *Drifts* máximos de cada pavimento, considerando ponto de colapso em 50% do esforço cortante após máximo atingido e um limite superior de 4%, o qual é elevado e permite associar ao colapso para os estados limites avaliados. Estes valores críticos foram comparados ao estabelecidos pela literatura apresentada na Seção 4.5.4 da Metodologia baseada no Manual FEMA (2003). Salienta-se que este modelo foi enquadrado na definição *Pre-Code* do manual.



Figura 5.10: Cortante na Base x Drift Modelo Z0_DCL_NBR6118 Frames A(a.), B(b.) e C(c.).

Fonte: elaborado pela autora (2023).

Comparando os dados apresentados verifica-se que os três primeiros pavimentos da estrutura são muito exigidos em termos de capacidade, resultando no Estado Limite de Dano Completo. Como a curva Pushover foi conduzida para um deslocamento alvo muito elevado, isto é, um metro, é esperado que a maioria dos modelos atinjam o colapso antes do último passo de carga. Pelo observado na análise anterior com as curvas de capacidade, as estruturas analisadas possuem baixa ductilidade. Portanto, esta definição de estados limites associada a uma baixa ductilidade demonstra uma falha no dimensionamento quanto a sismicidade, visto que, para o dimensionamento sísmico a ductilidade é elementar na garantia de dissipação de energia. Conclui-se apenas que este era um resultado esperado, visto que, trata-se de um modelo não dimensionado sismicamente, caracterizando o modelo base de comparação deste trabalho.

Pavimento	Drift máx crítico [%]			Estado Limite de Dano	
	Frame A	Frame B	Frame C	Crítico	
6 - 5	0,43	0,41	0,40	0,43	Dano Moderado
5 - 4	0,72	0,78	0,72	0,78	Dano Moderado
4 - 3	1,04	1,11	1,04	1,11	Dano Extenso
3 - 2	4,00	4,00	3,84	4,00	Dano Completo
2 - 1	1,73	3,83	3,93	3,93	Dano Completo
1 - 0	4,00	3,82	3,86	4,00	Dano Completo

Tabela 5.6: Interstory Drift máximo por pavimento Modelo Z0_DCL_NBR6118.

Fonte: elaborado pela autora (2023).

O último aspecto avaliado a partir das curvas Pushover foi o mecanismo de colapso resultante na estrutura. Para isto, foram considerados os valores médios para a estrutura da relação entre momentos resistentes de pilares e vigas de um mesmo nó *(SCWB factor)* da Tabela 5.7 e as Figuras de 5.11 a 5.13.

Tabela 5.7: Valor coeficiente SCWB Z0_DCL_NBR6118.

	Frame A	Frame B	Frame C
SCWB factor	1,0402	1,2394	1,2222

Figura 5.11: Mecanismo de Colapso Modelo Z0_DCL_NBR6118 Frame A.



Fonte: elaborado pela autora (2023).

Figura 5.12: Mecanismo de Colapso Modelo Z0_DCL_NBR6118 Frame B.



Fonte: elaborado pela autora (2023).

Figura 5.13: Mecanismo de Colapso Modelo Z0_DCL_NBR6118 Frame C.



Fonte: elaborado pela autora (2023).

A análise dos *SCWB factor* apresenta valores inferiores aos prescritos pelas normas sismoresistentes internacionais para a garantia de uma condição de ductilidade global como apresentado no Capítulo 3. No entanto, os valores encontrados para os três *Frames* deste modelo são superiores a 1,00. Desta forma, esperava-se que a estrutura apresentada tivesse um mecanismo de colapso com certo envolvimento das vigas mas com o predomínio da formação de rótulas plásticas nos pilares. Isto foi refletido nas curvas de capacidade já analisadas.

Comparando a consideração acima exposta com os mecanismos de colapso das Figuras 5.11 a 5.13 verifica-se que os Pórticos B e C, que possuem *SCWB factor* em torno de 1,20, apresentaram mobilização das vigas no passo de 15%, diferentemente do Pórtico A com *SCWB factor* próximo a 1,00. Esta diferença corrobora com os resultados já apresentados e discutidos para as curvas de capacidade. No entanto, como em todas as linhas de pórtico não foi adotada uma condição de ductilidade global, a evolução do mecanismo de colapso é similar entre todos *Frames*. Isto é, sendo caracterizada pelo envolvimento de cada vez mais pilares, com pouquíssimas mais vigas plastificando, e levando a um colapso frágil de baixa ductilidade.

Considerando o cenário exposto e discutido ao longo da aplicação da Análise Pushover, definiu-se a linha de Pórtico A como crítica para este modelo de estrutura. Nesta perspectiva, tendo em vista o custo computacional envolvido para as próximas análises, mais de 4 horas por modelo, adotou-se apenas esta linha de pórtico para as próximas etapas.

5.4.3 Análise Dinâmica Incremental

A Análise Dinâmica Incremental (IDA) foi conduzida a partir do histórico sísmico definido na Seção 5.1. Os sinais foram escalonados a partir da aceleração espectral para o período fundamental de vibração da estrutura $S_a(T_1)$. Como os terremotos são aplicados na direção X, foi considerado o período do primeiro modo de vibração representado na Tabela 5.5 ($T_1 =$ 1, 2643s). Ao todo, foram conduzidas 600 análises para cada modelo e o fator de multiplicação escalar para amplificar a intensidade do terremoto variado de 0, 05g até 3g. Os resultados são apresentados na Figura 5.14.

A análise da Figura 5.14 permite verificar que para todos os acelerogramas que constituem o histórico sísmico deste trabalho as curvas IDA apresentaram um comportamento de instabilidade dinâmica, onde os *Drifts* passam a aumentar de forma ilimitada. Este tipo de desempenho é associado ao colapso, convergindo com os resultados apresentados para as discussões acerca da análise Pushover neste modelo, isto é, refletindo um colapso frágil.



Figura 5.14: Curvas IDA Modelo Z0_DCL_NBR6118 Frame A.

5.4.4 Demanda Sísmica (PSDM)

Neste trabalho, a IDA foi utilizada como ferramenta para a construção do modelo de demanda sísmica. Desta forma, seguindo o procedimento detalhado na Seção 4.5.3 da metodologia, os resultados foram analisados probabilisticamente de forma a obter os parâmetros de mediana e a dispersão logarítmica da análise. Como os resultados de PSDM obtidos seriam comparados entre os modelos de dimensionamento na Seção 5.15 e cada modelo resulta em estruturas diferentes com correspondentes período de vibração para os pórticos diferentes foi feita a seguinte adequação. Os resultados da análise PSDM foram também avaliados para a aceleração espectral S_a no período de 1 segundo $S_a(T = 1)$. Desta forma, garante-se a congruência entre os modelos para as comparações necessárias. A Figura 5.15 ilustra os dados de $S_a(T = 1)$ e *Drift* plotados no espaço logarítmico assim como a respectiva curva de calibração. As análises com valor de *Drift* maiores que 0,5 foram descartadas da PSDM.

A partir da regressão linear obtida pelo PSDM os valores obtidos para a mediana e dispersão da demanda que são utilizados na construção das curvas de fragilidade deste modelo foram: a = -0,9359 e b = 1,2524 e $\beta = 0,6701$. Um último comentário acerca do PSDM do Modelo Z0_DCL_NBR6118 é que este apresentou uma grande dispersão de dados com *Drift* superiores a 0,5, comportamento este diferente do encontrando para os modelos em que foram aplicadas premissas sísmicas.



Figura 5.15: PSDM Modelo Z0_DCL_NBR6118 Frame A.

Fonte: elaborado pela autora (2023).

5.4.5 Curvas de fragilidade

Ao fim, estabelecida a demanda e a capacidade do modelo Z0_DCL_NBR6118 nas etapas anteriores foram construídas as curvas de fragilidade para este dimensionamento, seguindo a conceituação exposta na Seção 4.5.5 da metodologia. Ressalta-se apenas que o modelo de capacidade adotado foi o do manual FEMA (2003) com os valores de mediana tabelados pelo grau de requisitos anti-sísmicos do modelo e a dispersão $\beta_C = 0, 30$. A Figura 5.16 ilustra as curvas de fragilidade resultantes para este modelo em duas escalas de plotagem em termos dos quatro estados limites de dano adotados neste trabalho, isto é: Leve, Moderado, Extenso e Completo. Reforça-se que os resultados são ilustrados considerando $S_a(T = 1)$ e não $S_a(T1)$.

Entendendo o foco deste trabalho da avaliação de dimensionamentos por meio de fragilidade sísmica, as discussões a cerca da fragilidade foram concentradas na Seção 5.15, sendo aqui apenas exposto o resultado individual para o modelo Z0_DCL_NBR6118. Os valores de mediana e dispersão para as quatros curvas de fragilidade deste modelo são apresentadas na Tabela 5.8.



Figura 5.16: Curva de Fragilidade Modelo Z0_DCL_NBR6118 Frame A.

Fonte: elaborado pela autora (2023).

Tabela 5.8: Dispersão e Mediana Fragilidade Modelo Z0_DCL_NBR6118.

	Mediana	Dispersão
Dano Leve	-3,9754	0,5356
Dano Moderado	-3,6038	0,5356
Dano Extenso	-2,8759	0,5356
Dano Completo	-2,1457	0,5356

Fonte: elaborado pela autora (2023).

Por fim, ressalta-se que neste modelo foram apresentados os resultados na íntegra porém para os próximos serão apenas indicados os resultados principais neste capítulo sendo as informações complementares podendo ser consultadas nos Apêndices A a I.

5.5 **Z0_DCL_EC2**

Nesta seção, detalha-se o dimensionamento do modelo nomeado por Z0_DCL_EC2, o qual corresponde a Zona 0 projetada pelo Eurocódigo 2 em classe de ductilidade DCL sem vento. Tal qual ilustrado na Figura 4.9, este dimensionamento se classifica para um região de muito baixa sismicidade, motivo pelo qual apenas o Eurocódigo 2 é aplicado. Desta forma, trata-se de um projeto baseado apenas em cargas gravitacionais.

Isto posto, foi adotado como estratégia neste dimensionamento a manutenção de seções quadradas de pilares, visto que, a máxima dimensão foi de 40cm facilitando não só a análise dos pilares como a representação dos resultados obtidos. As Tabelas 5.9 e 5.10 sintetizam os detalhes deste dimensionamento tanto para as vigas como para os pilares. Salienta-se como resultado a utilização de 7 seções distintas dentre os 150 pilares da estrutura. Para todos os pilares foram consideradas armaduras transversais de ϕ 6, 3mm 2ramos com espaçamento s indicado tal qual na Tabela 5.10. A Figura 5.17 apresenta graficamente a correspondência entre os pilares por pórtico e as seções transversais. Pontua-se que o Eurocódigo 2 não define zonas críticas aos elementos, portanto, diferentemente dos modelos que seguem o Eurocódigo 8, este apresenta um detalhamento contínuo ao longo de todo comprimento tanto para os pilares como para as vigas.

Tipo	Seção	Armadura transversal	Armadura l	%	
	[cm x cm]		(superior)	(inferior)	
Cobertura	25x35	ϕ 6, 3mm s = 23cm 2ramos	$4\phi 12, 5mm$	$4\phi 12, 5mm$	1,1
Piso	25x50	ϕ 6, 3 <i>mm</i> s = 23 <i>cm</i> 2 <i>ramos</i>	$3\phi 20,0mm$	$3\phi 16,0mm$	1,2

Tabela 5.9: Dimensionamento vigas modelo Z0_DCL_EC2.

Posição	Piso	Seção	Armadura	longitudinal	D/C ratio	%	S
		[cm x cm]	calculada	adotada			[cm]
P1	6	25x25	470mm ²	$4\phi 12, 5mm$	0,766	0,79	25
P2	6	30x30	758mm ²	$4\phi 16,0mm$	0,864	0,89	30
P3	6	30x30	756mm ²	$4\phi 16,0mm$	0,860	0,89	30
P4	6	25x25	125mm ²	$4\phi 8,0mm$	0,194	0,32	16
P5	6	25x25	125mm ²	$4\phi 8,0mm$	0,192	0,32	16
P6	6	25x25	125mm ²	$4\phi 8,0mm$	0,192	0,32	16
P1	5	25x25	125mm ²	$4\phi 12, 5mm$	0,989	0,79	25
P2	5	30x30	180mm ²	$4\phi 12, 5mm$	0,755	0,55	25
P3	5	30x30	180mm ²	$4\phi 12, 5mm$	0,775	0,55	25
P4	5	25x25	540mm ²	$4\phi 16,0mm$	0,615	1,29	25
P5	5	25x25	546mm ²	$4\phi 16,0mm$	0,616	1,29	25
P6	5	25x25	548mm ²	$4\phi 16,0mm$	0,622	1,29	25
P1	4	25x25	316mm ²	$4\phi 12, 5mm$	0,460	0,79	25
P2	4	30x30	180mm ²	$4\phi 12, 5mm$	0,668	0,55	25
P3	4	30x30	180mm ²	$4\phi 12, 5mm$	0,658	0,55	25
P4	4	30x30	274mm ²	$4\phi 12, 5mm$	0,771	0,55	25
P5	4	30x30	278mm ²	$4\phi 12, 5mm$	0,782	0,55	25
P6	4	30x30	284mm ²	$4\phi 12, 5mm$	0,797	0,55	25
P1	3	25x25	467mm ²	$4\phi 12, 5mm$	0,496	0,79	25
P2	3	30x30	224mm ²	$4\phi 12, 5mm$	0,755	0,55	25
P3	3	30x30	212mm ²	$4\phi 12, 5mm$	0,732	0,55	25
P4	3	30x30	804mm ²	$4\phi 16,0mm$	0,995	0,89	30
P5	3	30x30	792mm ²	$4\phi 16,0mm$	0,987	0,89	30
P6	3	30x30	773mm ²	$4\phi 16,0mm$	0,979	0,89	30
P1	2	25x25	536mm ²	$4\phi 16,0mm$	0,576	1,29	25
P2	2	30x30	389mm ²	$4\phi 12, 5mm$	0,848	0,55	25
P3	2	30x30	307mm ²	$4\phi 12, 5mm$	0,870	0,55	25
P4	2	35x35	726mm ²	$4\phi 16,0mm$	0,977	0,66	32
P5	2	35x35	589mm ²	$4\phi 16,0mm$	0,972	0,66	32
P6	2	35x35	495mm ²	$4\phi 16,0mm$	0,966	0,66	32
P1	1	25x25	559mm ²	$4\phi 16,0mm$	0,720	1,29	25
P2	1	30x30	726mm ²	$4\phi 16,0mm$	0,930	0,89	30
P3	1	30x30	670mm ²	$4\phi 16,0mm$	0,902	0,89	30
P4	1	40x40	659mm ²	$4\phi 16,0mm$	0,942	0,50	32
P5	1	40x40	625mm ²	$4\phi 16,0mm$	0,910	0,50	32
P6	1	40x40	603mm ²	$4\phi 16,0mm$	0,888	0,50	32

Tabela 5.10: Dimensionamento pilares modelo Z0_DCL_EC2.



Figura 5.17: Configuração pórticos modelo Z0_DCL_EC2.

Fonte: elaborado pela autora (2023).

Uma última consideração que se faz, é que o Eurocódigo 2 adota a rigidez dos elementos estruturais sem fissuração para a análise, isto é, em 100% da elástica. No Eurocódigo 8 é prevista a redução em 50% para todos os elementos, de modo que este cenário e implicação também foi considerado nos modelos seguintes.

Para facilitar a fluidez da leitura deste trabalho, nesta seção são apresentados os resultados principais para o modelo sendo informações e resultados complementares indicados no Apêndice A. Neste modelo as linhas de pórtico B e C resultantes do dimensionamento foram similares, assim em termos de resultados individuais do modelo existem apenas duas linhas de pórticos a serem avaliadas, A e B-C.

5.5.1 Análise Modal

No Apêndice A são ilustrados os 12 modos de vibração preponderantes de cada linha de pórtico do modelo analisado nas Figuras A.1 a A.2. As formas destes modos são similares entre si e ao apresentado para o Modelo Z0_DCL_NBR6118 variando apenas a participação modal e os períodos de vibração. Desta forma, as Tabelas 5.11 e 5.12 quantificam respectivamente a participação modal de cada modo e os períodos de vibração correspondentes.

Pontua-se que como os *frames* foram analisados por um modelo 2D e a excitação sísmica é aplicada horizontalmente os seis primeiros modos são os mais importantes para a interpretação do comportamento estrutural. Outro ponto a se salientar é que para esses seis modos em todas as linhas de pórtico a porcentagem de massa mobilizada foi superior a 90%, atendendo aos quesitos para análise espectral de dimensionamento pelos códigos abordados neste trabalho.

	Fran	ne A	Fran	ne B	Frame C	
Modo	Eixo X [%]	Eixo Y [%]	Eixo X [%]	Eixo Y [%]	Eixo X [%]	Eixo Y [%]
1	83,64	0,00	77,44	0,00	77,44	0,00
2	9,61	0,00	11,31	0,00	11,31	0,00
3	3,10	0,00	4,45	0,00	4,45	0,00
4	1,38	0,00	1,96	0,00	1,96	0,00
5	0,61	0,00	1,37	0,00	1,37	0,00
6	0,25	0,00	1,28	0,00	1,28	0,00
7	0,00	67,97	0,00	57,84	0,00	57,84
8	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
9	0,00	2,89	0,00	3,08	0,00	3,08
10	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
11	0,00	14,47	0,00	18,08	0,00	18,08
12	0,00	0,01	0,00	0,00	0,00	0,00
Soma	98,59	85,34	97,79	79,00	97,79	79,00

Tabela 5.11: Massa mobilizada por modo de vibração modelo Z0_DCL_EC2.

Fonte: elaborado pela autora (2023).

A similaridade citada para a forma dos modos de vibração é também visualizada entre os valores de massa mobilizada por respectivo modo de vibração da Tabela 5.11. Esta constatação é importante para inferir a congruência do modelo de dimensionamento resultante assim como a seleção de uma linha de pórtico específica em análises posteriores. Os períodos de vibração da Tabela 5.12 por linha de pórtico também possuem valores próximos, reforçando esta congruência e sendo compatíveis com os valores esperados para um edifício de 6 andares.

Modo	Frame A	Frame B	Frame C
1	1,2943	1,1574	1,1688
2	0,4623	0,4021	0,4051
3	0,2737	0,2381	0,2392
4	0,1930	0,1674	0,1681
5	0,1553	0,1300	0,1308
6	0,1186	0,0990	0,1015
7	0,0725	0,0627	0,0660
8	0,0713	0,0618	0,0618
9	0,0689	0,0603	0,0612
10	0,0593	0,0523	0,0523
11	0,0592	0,0523	0,0523
12	0,0267	0,0252	0,0252

Tabela 5.12: Período de cada modo de vibração modelo Z0_DCL_EC2.

Fonte: elaborado pela autora (2023).

5.5.2 Análise Pushover

A realização da análise estática não linear Pushover foi elementar para o entendimento e comparação dos modelos estudados, isto pois esta permite não só a obtenção da capacidade estrutural para a fragilidade sísmica como também a investigação dos mecanismos de colapso. Conforme definido na Seção 4.5.4 foram considerados dois padrões de carga baseados no Eurocódigo 8, um uniforme e outro modal. Os valores de participação modal da Tabela 5.11 permitiram definir o segundo tipo como baseado no primeiro modo de vibração da estrutura e a análise foi conduzida através de incrementos de deslocamento.

As Figuras A.3 e A.4 do Apêndice A ilustram as curvas de capacidade da estrutura para todos *Frames* em termos de Esforço Cortante na Base x Deslocamento enquanto a Figura 5.18 apresenta estes resultados comparativamente. A partir destas ilustrações constata-se que os pórticos perimetrais do tipo A possuem menor capacidade resistente, o que é congruente, visto que, a análise Pushover foi conduzida para o plano e o dimensionamento resultou em seções menos resistentes para esses pórticos.



Figura 5.18: Cortante na Base x Deslocamento Modelo Z0_DCL_EC2 todos Frames.

Os pórticos internos B e C apresentaram curva de capacidade próxima ao do pórtico A apenas para o carregamento modal, enquanto para o carregamento retangular o resultado foi de uma significativa capacidade resistente maior. Desta forma, concluiu-se que para este modelo o resultado crítico em termos de curva capacidade obtida foi para a linha de pórtico perimetral A sob carregamento incremental a partir do padrão modal.

Acrescenta-se que a comparação das curvas de capacidade destes modelos permite identificar um colapso totalmente frágil para todos os *Frames* sobre ambos padrões de carregamento, com a ausência de um patamar de escoamento. Em termos de deslocamentos máximos atingidos estes são muito pequenos para o tipo de edificação estudada, comparação esta que fica ainda mais evidente a partir das discussões da Seção 5.14. Para discussão de valores não foi considerada a curva de capacidade para o pórticos internos sob carregamento retangular, isto pois, esta teve valores muito superiores as outras três do modelo.

Para as demais três curvas analisadas o deslocamento máximo atingido foi em torno de 12cm, enquanto o deslocamento último foi de cerca de 18cm para as linhas de pórtico sob carregamento modal e 14cm para a linha perimetral externa sob carregamento retangular. Sobre o máximo esforço cortante na base, excetuando-se a curva correspondente aos *Frames* internos sob carregamento retangular, as demais apresentaram valor no intervalo 330kN a 470kN. No entanto, conclusões mais assertivas acerca destes valores são feitas comparando os resultados por tipo de dimensionamento na Seção 5.14.

As Figuras A.5 e A.6 ilustram as curvas de capacidade da estrutura para as linhas de Pórtico A e B-C em termos de Esforço Cortante na Base x *Drift*. A Tabela 5.13 apresenta os *Drifts* máximos de cada pavimento, considerando ponto de colapso em 50% do esforço cortante após máximo atingido e um limite superior de 4%, o qual é elevado e permite associar ao colapso para os estados limites avaliados. Estes valores críticos foram comparados ao estabelecidos pela literatura apresentada na Seção 4.5.4 da Metodologia baseada no Manual FEMA (2003). Salienta-se que este modelo foi enquadrado na definição *Low-Code* do manual.

	Drift máx crítico [%]				Estado Limite de Dano
Pavimento	Frame A	Frame B	Frame C	Crítico	
6 - 5	0,35	0,67	0,67	0,67	Dano Moderado
5 - 4	0,60	0,83	0,83	0,83	Dano Moderado
4 - 3	0,94	4,00	4,00	4,00	Dano Completo
3 - 2	1,50	1,30	1,30	1,50	Dano Extenso
2 - 1	1,37	1,42	1,42	1,42	Dano Extenso
1 - 0	1,74	1,54	1,54	1,74	Dano Extenso

Tabela 5.13: Interstory Drift máximo por pavimento Modelo Z0_DCL_EC2.

Fonte: elaborado pela autora (2023).

Comparando os dados apresentados verifica-se que apenas um dos pavimentos atingiu o Estado Limite de Dano Completo. Em estruturas dimensionadas sismicamente a ductilidade é explorada consideravelmente com os *Drifts* atingindo maiores valores devido a dissipação e energia. No entanto, este modelo não apresenta requisitos sísmicos, de forma que o colapso é frágil e a estrutura tem os últimos pavimentos atingindo apenas o Estado Limite de Dano Moderado. Desta forma, ressalta-se o colapso frágil da estrutura sem exploração da capacidade de dissipação de energia de seus componentes estruturais.

O último aspecto avaliado a partir das curvas Pushover foi o mecanismo de colapso resultante na estrutura. Para isto, foram considerados os valores médios para a estrutura da relação entre momentos resistentes de pilares e vigas de um mesmo nó *(SCWB factor)* da Tabela 5.14 e as Figuras de A.7 e A.8.

	Frame A	Frame B	Frame C
SCWB factor	0,7002	0,7556	0,7556

Tabela 5.14: Valor coeficiente SCWB Z0_DCL_EC2.

Fonte: elaborado pela autora (2023).

Em termos de comparação dos momentos resistentes para vigas e pilares de um mesmo nó, como este modelo não emprega o Eurocódigo 8 e, portanto, não é aplicada a condição de ductilidade global, os valores obtidos para ambas linhas de pórtico são bem inferiores ao entorno de 1,300 esperado para os modelos que aplicam esta restrição. Para o Pórtico A o valor foi de 0,7002 e para os Pórticos B e C de 0,7556, ressalta-se que valores próximos entre os *Frames* analisados indicam a congruência do dimensionamento resultante. Desta forma, esperava-se que a estrutura apresentada tivesse um mecanismo de colapso totalmente frágil e brusco a partir da plastificação de pilares críticos nos primeiros passos da análise já estabelecendo o colapso. Isto foi refletido nas curvas de capacidade já analisadas.

As Figuras A.7 a A.8 que ilustram o mecanismo de colapso corroboram com a inferência supracitada. Acrescenta-se que como não foi adotada uma condição de ductilidade global neste modelo, a evolução do mecanismo de colapso esperada era caracterizada pelo envolvimento de cada vez mais pilares, com pouquíssimas vigas plastificando, e levando a um colapso frágil de baixa ductilidade.

Considerando o cenário exposto e discutido ao longo da aplicação da Análise Pushover, definiu-se a linha de Pórtico A como crítica para este modelo de estrutura. Nesta perspectiva, tendo em vista o custo computacional envolvido para as próximas análises, mais de 4 horas por modelo, adotou-se apenas esta linha de pórtico para as próximas etapas.

5.5.3 Análise Dinâmica Incremental

A Análise Dinâmica Incremental (IDA) foi conduzida a partir do histórico sísmico definido na Seção 5.1. Os sinais foram escalonados a partir da aceleração espectral para o período fundamental de vibração da estrutura $S_a(T_1)$. Como os terremotos são aplicados na direção X, foi considerado o período do primeiro modo de vibração representado na Tabela 5.12 ($T_1 =$ 1, 2943s). Ao todo, foram conduzidas 600 análises para cada modelo e o fator de multiplicação escalar para amplificar a intensidade do terremoto variado de 0, 05g até 3g. Os resultados são apresentados na Figura 5.19.



Figura 5.19: Curvas IDA Modelo Z0_DCL_EC2 Frame A.

A análise da Figura 5.19 permite verificar que para todos os acelerogramas que constituem o histórico sísmico deste trabalho as curvas IDA apresentaram um comportamento de instabilidade dinâmica, onde os *Drifts* passam a aumentar de forma ilimitada. Este tipo de desempenho é associado ao colapso, convergindo com os resultados apresentados para as discussões acerca da análise Pushover neste modelo, isto é, refletindo um colapso frágil.

5.5.4 Demanda Sísmica (PSDM)

Neste trabalho, a IDA foi utilizada como ferramenta para a construção do modelo de demanda sísmica. Desta forma, seguindo o procedimento detalhado na Seção 4.5.3 da metodologia, os resultados foram analisados probabilisticamente de forma a obter os parâmetros de mediana e a dispersão logarítmica da análise. Como os resultados de PSDM obtidos seriam comparados entre os modelos de dimensionamento na Seção 5.15 e cada modelo resulta em estruturas diferentes com correspondentes período de vibração para os pórticos diferentes foi feita a seguinte adequação. Os resultados da análise PSDM foram também avaliados para a aceleração espectral S_a no período de 1 segundo $S_a(T = 1)$. Desta forma, garante-se a congruência entre os modelos para as comparações necessárias. A Figura 5.20 ilustra os dados de $S_a(T = 1)$ e *Drift* plotados no espaço logarítmico assim como a respectiva curva de calibração. As análises com valor de *Drift* maiores que 0,5 foram descartadas da PSDM.



Figura 5.20: PSDM Modelo Z0_DCL_EC2 Frame A.

Fonte: elaborado pela autora (2023).

A partir da regressão linear obtida pelo PSDM os valores obtidos para a mediana e dispersão da demanda que são utilizados na construção das curvas de fragilidade deste modelo foram: a = -1,7142 e b = 1,0217 e $\beta = 0,5487$. Um último comentário acerca do PSDM do Modelo Z0_DCL_EC2 é que este apresentou uma grande dispersão de dados com *Drift* superiores a 0,5, comportamento este diferente do encontrando para os modelos em que foram aplicadas premissas sísmicas.

5.5.5 Curvas de fragilidade

Ao fim, estabelecida a demanda e a capacidade do modelo Z0_DCL_EC2 nas etapas anteriores foram construídas as curvas de fragilidade para este dimensionamento, seguindo a conceituação exposta na Seção 4.5.5 da metodologia. Ressalta-se apenas que o modelo de capacidade adotado foi o do manual FEMA (2003) com os valores de mediana tabelados pelo grau de requisitos anti-sísmicos do modelo e a dispersão $\beta_C = 0, 30$. A Figura 5.21 ilustra as curvas de fragilidade resultantes para este modelo em duas escalas de plotagem em termos dos quatro estados limites de dano adotados neste trabalho, isto é: Leve, Moderado, Extenso e Completo. Reforça-se que os resultados são ilustrados considerando $S_a(T = 1)$ e não $S_a(T1)$.

Entendendo o foco deste trabalho da avaliação de dimensionamentos por meio de fragilidade sísmica, as discussões a cerca da fragilidade foram concentradas na Seção 5.15, sendo aqui apenas exposto o resultado individual para o modelo Z0_DCL_EC2. Os valores de mediana e dispersão para as quatros curvas de fragilidade deste modelo são apresentadas na Tabela 5.15.





Fonte: elaborado pela autora (2023).

Tabela 5.15: Dispersão e Mediana Fragilidade Modelo Z0_DCL_EC2.

	Mediana	Dispersão
Dano Leve	-3,9149	0,5379
Dano Moderado	-3,4511	0,5379
Dano Extenso	-2,5506	0,5379
Dano Completo	-1,6522	0,5379

5.6 Z0_DCM_EC2_EC8-NSCWB

O dimensionamento nomeado por Z0_DCM_EC2_EC8-NSCWB corresponde à primeira configuração dentre as baseadas apenas em regulamentações europeias na qual se considera a ação sísmica. Trata-se do cenário de Zona 0 com classe de ductilidade DCM e, portanto, dimensionada tanto pelo Eurocódigo 2 como pelo Eurocódigo 8, sem consideração da ação de vento para retratar uma análise puramente sísmica. Apesar da classificação indicada na Figura 4.9 de uma zona de muito baixa sismicidade, a classe de ductilidade DCM obriga a realização da análise espectral para dimensionamento. A aceleração sísmica de projeto considerada foi de $a_g = 0,025g$ por ser localizada na Zona 0. Neste modelo não foi adotada a condição de ductilidade global (NSCWB), com o intuito de investigar seu impacto no dimensionamento.

Nos modelos que englobam ação sísmica, a configuração de pilares resultante é de seção transversal retangular, com linhas de pórtico detalhadas na Figura 5.3. Deste modo, são verificadas as Linhas de Pórtico A, B e C, compostas por pilares posicionados em tipos P1, P2, P3, P4, P5 e P6. Nos dimensionamentos do Eurocódigo 8 foram realizadas as verificações de: ductilidade local, pêndulo invertido, torsionalmente flexível, Pdelta e estado limite de danos.

As Tabelas 5.16 e 5.17 sintetizam os detalhes deste dimensionamento tanto para as vigas como para os pilares. Salienta-se como resultado a utilização de 10 seções distintas dentre os 150 pilares da estrutura. Para todos os pilares e vigas foram consideradas armaduras transversais de ϕ 6, 3*mm 2ramos* com espaçamentos *s* e *s*_{critico} indicados nas referidas tabelas. A Figura 5.22 apresenta graficamente a correspondência entre os pilares por pórtico e as seções transversais. Pontua-se que o Eurocódigo 8 define zonas críticas aos elementos com correspondente detalhamento específico, sendo neste caso de 54cm para os pilares, 35cm para as vigas de cobertura e 50cm para as vigas de piso. Informações adicionais acerca deste detalhamento específico podem ser consultadas no Capítulo 3.

Tabela 5.16: Dimensionamento vigas modelo Z0_DCM_EC2_EC8-NSCWB.

Tipo	Seção	Armadura longitudinal		%	S	S _{critico}
	[cm x cm]	(superior)	(inferior)		[cm]	[cm]
Cobertura	25x35	$4\phi 12, 5mm$	3 <i>ф</i> 12, 5 <i>mm</i>	1,0	23	8
Piso	25x50	$4\phi 20,0mm$	3 <i>ф</i> 16, 0 <i>mm</i>	1,5	18	11

Posição	Piso	Seção	Armadura longitudinal		D/C ratio	%	S	S _{critico}
		[cm x cm]	calculada	adotada			[cm]	[cm]
P1	6	20x30	600mm ²	$8\phi 10,0mm$	0,567	1,05	20	6
P2	6	20x30	600mm ²	$8\phi 10,0mm$	0,560	1,05	20	6
P3	6	20x30	600mm ²	$8\phi 10,0mm$	0,543	1,05	20	6
P4	6	20x30	600mm ²	$8\phi 10,0mm$	0,133	1,05	20	6
P5	6	20x30	600mm ²	$8\phi10,0mm$	0,131	1,05	20	6
P6	6	25x25	625mm ²	$8\phi10,0mm$	0,108	1,01	20	8
P1	5	20x30	600mm ²	$8\phi 10,0mm$	0,708	1,05	20	6
P2	5	20x30	600mm ²	$8\phi10,0mm$	0,532	1,05	20	6
P3	5	20x30	600mm ²	$8\phi 10,0mm$	0,517	1,05	20	6
P4	5	20x30	600mm ²	$8\phi 10,0mm$	0,410	1,05	20	6
P5	5	20x30	600mm ²	$8\phi 10,0mm$	0,393	1,05	20	6
P6	5	25x25	625mm ²	$8\phi10,0mm$	0,356	1,01	20	8
P1	4	20x40	800mm ²	$8\phi 12,5mm$	0,514	1,23	20	6
P2	4	20x40	1137mm ²	$8\phi 16,0mm$	0,680	2,01	20	6
P3	4	20x40	1115mm ²	$8\phi 16,0mm$	0,684	2,01	20	6
P4	4	20x40	800mm ²	$8\phi 12,5mm$	0,492	1,23	20	6
P5	4	20x40	800mm ²	$8\phi 12, 5mm$	0,481	1,23	20	6
P6	4	30x30	900mm ²	$8\phi 12, 5mm$	0,394	1,09	20	10
P1	3	20x40	800mm ²	$8\phi 12, 5mm$	0,465	1,23	20	6
P2	3	20x40	1456mm ²	$8\phi 16,0mm$	0,822	2,01	20	6
P3	3	20x40	1452mm ²	$8\phi 16,0mm$	0,801	2,01	20	6
P4	3	25x45	1125mm ²	$8\phi 16,0mm$	0,472	1,43	20	8
P5	3	25x45	1125mm ²	$8\phi 16,0mm$	0,459	1,43	20	8
P6	3	35x35	1225mm ²	$8\phi 16,0mm$	0,397	1,31	20	12
P1	2	20x40	800mm ²	$8\phi 12,5mm$	0,449	1,23	20	6
P2	2	25x45	1125mm ²	$8\phi 16,0mm$	0,471	1,43	20	8
P3	2	25x45	1125mm ²	$8\phi 16,0mm$	0,446	1,43	20	8
P4	2	25x45	2062mm ²	$8\phi 20,0mm$	0,995	2,23	20	8
P5	2	25x45	2049mm ²	$8\phi 20,0mm$	0,961	2,23	20	8
P6	2	35x35	1225mm ²	$8\phi 16,0mm$	0,502	1,31	20	12
P1	1	20x40	1329mm ²	$8\phi 16,0mm$	0,656	2,01	20	6
P2	1	25x45	1125mm ²	$8\phi 16,0mm$	0,481	1,43	20	8
P3	1	25x45	1125mm ²	$8\phi 16,0mm$	0,426	1,43	20	8
P4	1	30x50	1500mm ²	$8\phi 16,0mm$	0,530	1,07	20	11
P5	1	30x50	1500mm ²	$8\phi 16,0mm$	0,513	1,07	20	11
P6	1	40x40	1600mm ²	$8\phi 16,0mm$	0,455	1,01	20	12

Tabela 5.17: Dimensionamento pilares modelo Z0_DCM_EC2_EC8-NSCWB.



Figura 5.22: Configuração pórticos modelo Z0_DCM_EC2_EC8-NSCWB.

Fonte: elaborado pela autora (2023).

Pontua-se que as três linhas de pórtico resultantes do dimensionamento são diferentes, assim em termos de resultados individuais do modelo são três linhas de pórticos para análise: A, B e C.

Uma última consideração que se faz, é que o Eurocódigo 8 adota a rigidez dos elementos estruturais com fissuração para a análise, prevendo uma redução em 50% para todos os elementos. Para facilitar a fluidez da leitura deste trabalho, nesta seção são apresentados os resultados principais para o modelo sendo informações e resultados complementares indicados no Apêndice B.

5.6.1 Análise Modal

No Apêndice B são ilustrados os 12 modos de vibração preponderantes de cada linha de pórtico do modelo analisado nas Figuras B.1 a B.2. As formas destes modos são similares entre si e ao apresentado para os Modelos anteriores variando apenas a participação modal e os períodos de vibração. Ressalta-se apenas uma singela alteração para o Eixo Y na ordem de ocorrência dos modos de 7 a 12, mas como tratam-se de modos de mobilização verticais dos pórticos analisados não geram preocupações às análises sísmicas, isto pois estas análises consideram o deslocamento e mobilização horizontal ao plano da estrutura os quais são dominantes e de maior impacto. Desta forma, as Tabelas 5.18 e 5.19 quantificam respectivamente a participação modal de cada modo e os períodos de vibração correspondentes.

	Fran	ne A	Frame B		Frame C	
Modo	Eixo X [%]	Eixo Y [%]	Eixo X [%]	Eixo Y [%]	Eixo X [%]	Eixo Y [%]
1	78,47	0,00	76,71	0,00	76,63	0,00
2	11,32	0,00	10,50	0,00	11,17	0,00
3	4,37	0,00	4,28	0,00	4,25	0,00
4	1,70	0,00	2,16	0,00	2,18	0,00
5	1,28	0,00	1,96	0,00	1,95	0,00
6	0,93	0,00	1,04	0,00	1,16	0,00
7	0,00	39,77	0,00	21,10	0,00	0,00
8	0,00	0,01	0,00	11,94	0,00	45,75
9	0,00	13,42	0,00	35,04	0,00	13,02
10	0,00	16,16	0,00	0,04	0,00	0,00
11	0,00	9,46	0,00	9,14	0,00	18,09
12	0,00	6,22	0,00	2,95	0,00	0,00
Soma	98,06	85,05	96,65	80,22	97,34	76,85

Tabela 5.18: Massa mobilizada por modo de vibração modelo Z0_DCM_EC2_EC8-NSCWB.

Fonte: elaborado pela autora (2023).

Pontua-se que como os *frames* foram analisados por um modelo 2D e a excitação sísmica é aplicada horizontalmente os seis primeiros modos são os mais importantes para a interpretação do comportamento estrutural. Outro ponto a se salientar é que para esses seis modos em todas as linhas de pórtico a porcentagem de massa mobilizada foi superior a 90%, atendendo aos quesitos para análise espectral de dimensionamento pelos códigos abordados neste trabalho.

A similaridade citada para a forma dos modos de vibração é também visualizada entre os valores de massa mobilizada por respectivo modo de vibração da Tabela 5.18. Esta constatação é importante para inferir a congruência do modelo de dimensionamento resultante assim como a seleção de uma linha de pórtico específica em análises posteriores. Os períodos de vibração da Tabela 5.19 por linha de pórtico também possuem valores próximos, reforçando esta congruência e sendo compatíveis com os valores esperados para um edifício de 6 andares.

Modo	Frame A	Frame B	Frame C
1	1,3802	1,1526	1,2461
2	0,4808	0,4214	0,4607
3	0,2820	0,2363	0,2583
4	0,1984	0,1701	0,1863
5	0,1467	0,1181	0,1330
6	0,1072	0,0842	0,0959
7	0,0897	0,0772	0,0777
8	0,0844	0,0641	0,0771
9	0,0714	0,0490	0,0603
10	0,0515	0,0482	0,0390
11	0,0412	0,0390	0,0389
12	0,0322	0,0300	0,0301

Tabela 5.19: Período de cada modo de vibração modelo Z0_DCM_EC2_EC8-NSCWB.

Fonte: elaborado pela autora (2023).

5.6.2 Análise Pushover

A realização da análise estática não linear Pushover foi elementar para o entendimento e comparação dos modelos estudados, isto pois esta permite não só a obtenção da capacidade estrutural para a fragilidade sísmica como também a investigação dos mecanismos de colapso. Conforme definido na Seção 4.5.4 foram considerados dois padrões de carga baseados no Eurocódigo 8, um uniforme e outro modal. Os valores de participação modal da Tabela 5.18 permitiram definir o segundo tipo como baseado no primeiro modo de vibração da estrutura e a análise foi conduzida através de incrementos de deslocamento.

As Figuras B.4 e B.6 do Apêndice B ilustram as curvas de capacidade da estrutura para todos *Frames* em termos de Esforço Cortante na Base x Deslocamento enquanto a Figura 5.23 apresenta estes resultados comparativamente.



Figura 5.23: Cortante na Base x Deslocamento Modelo Z0_DCM_EC2_EC8-NSCWB todos *Frames*.

A partir destas ilustrações constata-se que para todas as linhas de pórtico a capacidade da estrutura é menor quando solicitada por um padrão de carregamento modal em comparação ao uniforme. Além disso, para ambos os casos a Linha de Pórtico A é a que apresenta menor resistência, o que é congruente, visto que, a análise Pushover foi conduzida para o plano e o dimensionamento resultou em seções menos resistentes para esse pórtico. Desta forma, concluiu-se que para este modelo o resultado crítico em termos de curva capacidade obtida foi para a linha de pórtico perimetral A sob carregamento incremental a partir do padrão modal.

Salienta-se que neste Capítulo de resultados individuais o objetivo era discutir as linhas de pórtico críticas que seriam adotadas nas próximas análises. Todos os *frames* apresentaram significativa ductilidade, propriedade esta sendo um dos alvos principais deste estudo e verificada em comparação entre os modelos.

Acrescenta-se que a comparação das curvas de capacidade destes modelos permite identificar um colapso dúctil para todos os *Frames* sobre ambos padrões de carregamento, com a presença de um patamar de escoamento. Em termos de deslocamentos máximos atingidos estes são mais significativos do que os anteriores encontrados para os modelos de dimensionamento que não consideram requisitos anti-sísmicos. No entanto, este modelo não adotou a condição de ductilidade global de forma que o efeito aqui analisado refere-se ao detalhamento sísmico. Ademais, comparações efetivas e discussões entre os modelos são apresentadas na Seção 5.14.

O deslocamento elástico máximo atingido foi em torno de 12cm e 18cm, enquanto o deslocamento último foi de cerca de 42cm a 48cm para as seis curvas de capacidades deste modelo. Sobre o máximo esforço cortante na base, este foi caracterizado no intervalo de 450kN a 550kN para o carregamento retangular e 300kN a 380kN para o carregamento modal. No entanto, conclusões mais assertivas acerca destes valores são feitas comparando os resultados por tipo de dimensionamento na Seção 5.14.

As Figuras B.7 e B.9 ilustram as curvas de capacidade da estrutura para as linhas de Pórtico A, B e C em termos de Esforço Cortante na Base x *Drift*. A Tabela 5.20 apresenta os *Drifts* máximos de cada pavimento, considerando ponto de colapso em 50% do esforço cortante após máximo atingido e um limite superior de 4%, o qual é elevado e permite associar ao colapso para os estados limites avaliados. Estes valores críticos foram comparados ao estabelecidos pela literatura apresentada na Seção 4.5.4 da Metodologia baseada no Manual FEMA (2003). Salienta-se que este modelo foi enquadrado na definição *Moderate-Code* do manual.

Tabela 5.20: Interstory Drift máximo por pavimento Modelo Z0_DCM_EC2_EC8-NSCWB.

	Drift máx crítico [%]				Estado Limite de Dano
Pavimento	Frame A	Frame B	Frame C	Crítico	
6 - 5	0,47	0,49	0,63	0,63	Dano Moderado
5 - 4	4,00	4,00	4,00	4,00	Dano Completo
4 - 3	1,12	0,86	1,21	1,21	Dano Moderado
3 - 2	1,81	1,09	3,30	3,30	Dano Extenso
2 - 1	4,00	1,24	4,00	4,00	Dano Completo
1 - 0	4,00	1,07	4,00	4,00	Dano Completo

Fonte: elaborado pela autora (2023).

Comparando os dados apresentados verifica-se que os *Drifts* foram superiores neste modelo, indicando que a adoção de detalhamento sísmico, grande diferencial deste modelo em relação aos anteriores levou a uma maior mobilização da estrutura. Esses maiores *Drifts* reflete em Estados Limites de Dano mais severos, com três pavimentos atingindo o estágio completo. Essa propriedade associada a uma ductilidade da estrutura corroboram para um bom desempenho sísmico. No entanto ressalta-se que resultados superiores devem ser encontrados para o modelo que além do detalhamento sísmico considera a condição de ductilidade global. Desta forma, ressalta-se o colapso dúctil da estrutura com certa exploração da capacidade de dissipação de energia de seus componentes estruturais.

O último aspecto avaliado a partir das curvas Pushover foi o mecanismo de colapso resultante na estrutura. Para isto, foram considerados os valores médios para a estrutura da relação entre momentos resistentes de pilares e vigas de um mesmo nó *(SCWB factor)* da Tabela 5.21 e as Figuras de B.10 e B.12.

	Frame A	Frame B	Frame C	
SCWB factor	0,8698	1,1764	1,1192	

Tabela 5.21: Valor coeficiente SCWB Z0_DCM_EC2_EC8-NSCWB.

Fonte: elaborado pela autora (2023).

Em termos de comparação dos momentos resistentes para vigas e pilares de um mesmo nó, apesar deste modelo empregar o Eurocódigo 8, não foi adotada a condição de ductilidade global exatamente para verificar o impacto da adoção ou não desta ao dimensionamento resultante. Logo, os valores obtidos para todas linhas de pórtico são inferiores ao entorno de 1,30 esperado para os modelos que aplicam esta restrição. Para o Pórtico A o valor foi de 0,87, para o Pórtico B 1,18 e para o Pórtico C 1,12. Comparando estes valores, verifica-se que as linhas de pórtico internas apresentam valores de relação mais próxima entre si e do valor de 1,30 referência, indicando que a linha de pórtico externa, como esperado, é consideravelmente menos solicitada.

O valor ponderado por todos nós da estrutura para a relação entre momentos fletores de pilares e vigas de um mesmo nó foi denominado por *SCWB factor*, o qual é diretamente correlacionado ao mecanismo de colapso da estrutura. Tal qual ilustram as Figuras B.10, a B.12, para todas as linhas de pórtico o mecanismo de colapso atingido foi por domínio dos pilares, indicando um colapso global em que as rótulas plásticas da estrutura foram formadas primordialmente aos pilares antes as vigas de mesma ligação. No entanto, já em comparação ao modelo Z0_DCL_EC2 no qual as vigas não tinham sido mobilizadas, neste verifica-se a mobilização de algumas vigas, ainda que seja insuficiente para mudar o mecanismo do colapso por domínio de pilares mas com certo ganho de ductilidade.

Esse resultado corrobora com o apresentado para a análise das curvas de capacidade, isto é, resulta em um colapso dúctil da estrutura ainda que não suficiente ao esperado para o dimensionamento sísmico. Acrescenta-se que este mecanismo era esperado, pois o valor do *SCWB factor* era próximo de 1,00 mas ainda inferior ao limitar estabelecido pela condição de ductilidade global, indicando que para os nós da estrutura vigas e pilares possuem momentos resistentes próximos ou ainda inferiores do último versus o primeiro.

Considerando o cenário exposto e discutido ao longo da aplicação da Análise Pushover, definiu-se a linha de Pórtico A como crítica para este modelo de estrutura. Nesta perspectiva, tendo em vista o custo computacional envolvido para as próximas análises, mais de 4 horas por modelo, adotou-se apenas esta linha de pórtico para as próximas etapas.

5.6.3 Análise Dinâmica Incremental

A Análise Dinâmica Incremental (IDA) foi conduzida a partir do histórico sísmico definido na Seção 5.1. Os sinais foram escalonados a partir da aceleração espectral para o período fundamental de vibração da estrutura $S_a(T_1)$. Como os terremotos são aplicados na direção X, foi considerado o período do primeiro modo de vibração representado na Tabela 5.19 ($T_1 =$ 1, 3802s). Ao todo, foram conduzidas 600 análises para cada modelo e o fator de multiplicação escalar para amplificar a intensidade do terremoto variado de 0, 05g até 3g. Os resultados são apresentados na Figura 5.24.



Figura 5.24: Curvas IDA Modelo Z0_DCM_EC2_EC8-NSCWB Frame A.

A análise da Figura 5.24 permite verificar que diferentemente do apresentado para os modelos sem requisitos anti-sísmicos, algumas curvas IDA não são horizontais. Desta forma,
conclui-se que este modelo se demonstrou menos instável dinamicamente. Este tipo de desempenho é associado ao colapso, convergindo com os resultados apresentados para as discussões acerca da análise Pushover neste modelo, isto é, refletindo um colapso com certa ductilidade.

5.6.4 Demanda Sísmica (PSDM)

Neste trabalho, a IDA foi utilizada como ferramenta para a construção do modelo de demanda sísmica. Desta forma, seguindo o procedimento detalhado na Seção 4.5.3 da metodologia, os resultados foram analisados probabilisticamente de forma a obter os parâmetros de mediana e a dispersão logarítmica da análise. Como os resultados de PSDM obtidos seriam comparados entre os modelos de dimensionamento na Seção 5.15 e cada modelo resulta em estruturas diferentes com correspondentes período de vibração para os pórticos diferentes foi feita a seguinte adequação. Os resultados da análise PSDM foram também avaliados para a aceleração espectral S_a no período de 1 segundo $S_a(T = 1)$. Desta forma, garante-se a congruência entre os modelos para as comparações necessárias. A Figura 5.25 ilustra os dados de $S_a(T = 1)$ e *Drift* plotados no espaço logarítmico assim como a respectiva curva de calibração. As análises com valor de *Drift* maiores que 0,5 foram descartadas da PSDM.







A partir da regressão linear obtida pelo PSDM os valores obtidos para a mediana e dispersão da demanda que são utilizados na construção das curvas de fragilidade deste modelo foram: a = -1,0603 e b = 1,3316 e $\beta = 0,4409$. Um último comentário acerca do PSDM do Modelo Z0_DCM_EC2_EC8-NSCWB é que este apresentou uma pequena dispersão de dados com *Drift* superiores a 0,5, comportamento este diferente do encontrando para os modelos em que não foram aplicadas premissas sísmicas.

5.6.5 Curvas de fragilidade

Ao fim, estabelecida a demanda e a capacidade do modelo Z0_DCM_EC2_EC8-NSCWB nas etapas anteriores foram construídas as curvas de fragilidade para este dimensionamento, seguindo a conceituação exposta na Seção 4.5.5 da metodologia. Ressalta-se apenas que o modelo de capacidade adotado foi o do manual FEMA (2003) com os valores de mediana tabelados pelo grau de requisitos anti-sísmicos do modelo e a dispersão $\beta_C = 0, 30$. A Figura 5.26 ilustra as curvas de fragilidade resultantes para este modelo em duas escalas de plotagem em termos dos quatro estados limites de dano adotados neste trabalho, isto é: Leve, Moderado, Extenso e Completo. Reforça-se que os resultados são ilustrados considerando $S_a(T = 1)$ e não $S_a(T1)$.

Entendendo o foco deste trabalho da avaliação de dimensionamentos por meio de fragilidade sísmica, as discussões a cerca da fragilidade foram concentradas na Seção 5.15, sendo aqui apenas exposto o resultado individual para o modelo Z0_DCM_EC2_EC8-NSCWB. Os valores de mediana e dispersão para as quatros curvas de fragilidade deste modelo são apresentadas na Tabela 5.22.



Figura 5.26: Curva de Fragilidade Modelo Z0_DCM_EC2_EC8-NSCWB Frame A.



	Mediana	Dispersão
Dano Leve	-3,4947	0,3319
Dano Moderado	-3,0712	0,3319
Dano Extenso	-2,3282	0,3319
Dano Completo	-1,6211	0,3319

Tabela 5.22: Dispersão e Mediana Fragilidade Modelo Z0_DCM_EC2_EC8-NSCWB.

Fonte: elaborado pela autora (2023).

5.7 Z0_DCM_EC2_EC8-WSCWB

O dimensionamento nomeado por Z0_DCM_EC2_EC8-WSCWB corresponde ao cenário de Zona 0 com classe de ductilidade DCM e, portanto, dimensionada tanto pelo Eurocódigo 2 como pelo Eurocódigo 8, sem consideração da ação de vento para retratar uma análise puramente sísmica. Apesar da classificação indicada na Figura 4.9 de uma zona de muito baixa sismicidade, a classe de ductilidade DCM obriga a realização da análise espectral para dimensionamento. A aceleração sísmica de projeto considerada foi de $a_g = 0,025g$ por ser localizada na Zona 0. Neste modelo foi adotada a condição de ductilidade global (WSCWB), com o intuito de investigar seu impacto no dimensionamento.

Nos modelos que englobam ação sísmica, a configuração de pilares resultante é de seção transversal retangular, com linhas de pórtico detalhadas na Figura 5.3. Deste modo, são verificadas as Linhas de Pórtico A, B e C, compostas por pilares posicionados em tipos P1, P2, P3, P4, P5 e P6. Nos dimensionamentos do Eurocódigo 8 foram realizadas as verificações de: ductilidade local, pêndulo invertido, torsionalmente flexível, Pdelta e estado limite de danos.

As Tabelas 5.24 e 5.23 sintetizam os detalhes deste dimensionamento para vigas e pilares. São empregadas 8 seções distintas para os 150 pilares da estrutura e todos elementos possuem estribos de ϕ 6, 3*mm 2ramos* com espaçamentos *s* e *s*_{critico} indicados nestas tabelas. A Figura 5.27 associa os pilares por pórtico e suas seções transversais. A zona crítica prescrita pelo Eurocódigo 8 foi de 54cm para os pilares, 35cm para as vigas de cobertura e 50cm para as vigas de piso. Informações adicionais acerca deste detalhamento específico podem ser consultadas no Capítulo 3.

Posição	Piso	Seção	Armadura longitudinal		D/C ratio	%	S	S _{critico}
		[cm x cm]	calculada	adotada			[cm]	[cm]
P1	6	20x35	700mm ²	$8\phi 12, 5mm$	0,471	1,40	20	6
P2	6	20x35	700mm ²	$8\phi 12, 5mm$	0,525	1,40	20	6
P3	6	20x35	700mm ²	$8\phi 12, 5mm$	0,512	1,40	20	6
P4	6	20x35	700mm ²	$8\phi 12, 5mm$	0,119	1,40	20	6
P5	6	20x35	700mm ²	$8\phi 12, 5mm$	0,110	1,40	20	6
P6	6	25x25	625mm ²	$8\phi 10,0mm$	0,104	1,01	20	8
P1	5	25x45	1125mm ²	$10\phi 12, 5mm$	0,454	1,09	20	8
P2	5	25x45	1125mm ²	$10\phi 12, 5mm$	0,401	1,09	20	8
P3	5	25x45	1125mm ²	$10\phi 12, 5mm$	0,395	1,09	20	8
P4	5	25x45	1125mm ²	$10\phi 12, 5mm$	0,207	1,09	20	8
P5	5	25x45	1125mm ²	$10\phi 12, 5mm$	0,191	1,09	20	8
P6	5	30x30	900mm ²	$8\phi 12, 5mm$	0,224	1,09	20	10
P1	4	25x45	1125mm ²	$10\phi 12, 5mm$	0,366	1,09	20	8
P2	4	25x45	1125mm ²	$10\phi 12, 5mm$	0,373	1,09	20	8
P3	4	25x45	1125mm ²	$10\phi 12, 5mm$	0,364	1,09	20	8
P4	4	25x45	1125mm ²	$10\phi 12, 5mm$	0,322	1,09	20	8
P5	4	25x45	1125mm ²	$10\phi 12, 5mm$	0,317	1,09	20	8
P6	4	35x35	1225mm ²	$8\phi 16,0mm$	0,284	1,09	20	12
P1	3	25x45	1125mm ²	$10\phi 12, 5mm$	0,368	1,09	20	8
P2	3	25x45	1125mm ²	$10\phi 12, 5mm$	0,407	1,09	20	8
P3	3	25x45	1125mm ²	$10\phi 12, 5mm$	0,394	1,09	20	8
P4	3	25x45	1125mm ²	$10\phi 12, 5mm$	0,451	1,09	20	8
P5	3	25x45	1125mm ²	$10\phi 12, 5mm$	0,449	1,09	20	8
P6	3	35x35	1225mm ²	$8\phi 16,0mm$	0,397	1,31	20	12
P1	2	25x45	1125mm ²	$10\phi 12, 5mm$	0,392	1,09	20	8
P2	2	25x45	1125mm ²	$10\phi 12, 5mm$	0,462	1,09	20	8
P3	2	25x45	1125mm ²	$10\phi 12, 5mm$	0,445	1,09	20	8
P4	2	25x45	2050mm ²	$10\phi 16, 0mm$	0,966	1,79	20	8
P5	2	25x45	2042mm ²	$10\phi 16, 0mm$	0,953	1,79	20	8
P6	2	35x35	1225mm ²	$8\phi 16,0mm$	0,507	1,31	20	12
P1	1	25x45	1125mm ²	$10\phi 12, 5mm$	0,334	1,09	20	8
P2	1	25x45	1125mm ²	$10\phi 12, 5mm$	0,458	1,09	20	8
P3	1	25x45	1125mm ²	$10\phi 12, 5mm$	0,440	1,09	20	8
P4	1	30x50	1500mm ²	$10\phi 16, 0, mm$	0,524	1,34	20	11
P5	1	30x50	1500mm ²	$10\phi 16, 0, mm$	0,513	1,34	20	11
P6	1	40x40	1600mm ²	$8\phi 16,0mm$	0,456	1,01	20	12

Tabela 5.23: Dimensionamento pilares modelo Z0_DCM_EC2_EC8-WSCWB.

Tipo	Seção	Armadura longitudinal		%	S	S _{critico}
	[cm x cm]	(superior)	(inferior)		[cm]	[cm]
Cobertura	25x35	$4\phi 12, 5mm$	3 <i>ф</i> 12, 5 <i>mm</i>	1,0	23	8
Piso	25x50	$4\phi 20,0mm$	$3\phi 16,0mm$	1,5	18	12

Tabela 5.24: Dimensionamento vigas modelo Z0_DCM_EC2_EC8-WSCWB.

Fonte: elaborado pela autora (2023).

Figura 5.27: Configuração pórticos modelo Z0_DCM_EC2_EC8-WSCWB.



Fonte: elaborado pela autora (2023).

Pontua-se que as três linhas de pórtico resultantes do dimensionamento são diferentes, assim em termos de resultados individuais do modelo são três linhas de pórticos para análise: A, B e C.

Uma última consideração que se faz, é que o Eurocódigo 8 adota a rigidez dos elementos estruturais com fissuração para a análise, prevendo uma redução em 50% para todos os elementos. Para facilitar a fluidez da leitura deste trabalho, nesta seção são apresentados os resultados principais para o modelo sendo informações e resultados complementares indicados no Apêndice C.

5.7.1 Análise Modal

No Apêndice C são ilustrados os 12 modos de vibração preponderantes de cada linha de pórtico do modelo analisado nas Figuras C.1 a C.3. As formas destes modos são similares entre si e ao apresentado para os Modelos anteriores variando apenas a participação modal e os períodos de vibração. Ressalta-se apenas uma singela alteração para o Eixo Y na ordem de ocorrência dos modos de 7 a 12, mas como tratam-se de modos de mobilização verticais dos pórticos analisados não geram preocupações às análises sísmicas, isto pois estas análises consideram o deslocamento e mobilização horizontal ao plano da estrutura os quais são dominantes e de maior impacto. Desta forma, as Tabelas 5.25 e 5.26 quantificam respectivamente a participação modal de cada modo e os períodos de vibração correspondentes.

	Fran	ne A	Frame B		Frame C	
Modo	Eixo X [%]	Eixo Y [%]	Eixo X [%]	Eixo Y [%]	Eixo X [%]	Eixo Y [%]
1	81,34	0,00	77,21	0,00	79,07	0,00
2	9,40	0,00	9,84	0,00	9,48	0,00
3	3,73	0,00	4,85	0,00	4,30	0,00
4	2,00	0,00	3,39	0,00	2,42	0,00
5	1,03	0,00	1,63	0,00	1,43	0,00
6	0,45	0,00	0,31	0,00	0,69	0,00
7	0,00	42,09	0,00	38,98	0,00	0,00
8	0,00	0,01	0,00	0,05	0,00	45,81
9	0,00	14,32	0,00	24,88	0,00	14,13
10	0,00	16,17	0,00	5,61	0,00	0,00
11	0,00	10,29	0,00	11,27	0,00	20,73
12	0,00	4,41	0,00	4,38	0,00	0,00
Soma	97,95	87,28	97,23	85,16	97,39	80,67

Tabela 5.25: Massa mobilizada por modo de vibração modelo Z0_DCM_EC2_EC8-WSCWB.

Fonte: elaborado pela autora (2023).

Pontua-se que como os *frames* foram analisados por um modelo 2D e a excitação sísmica é aplicada horizontalmente os seis primeiros modos são os mais importantes para a interpretação do comportamento estrutural. Outro ponto a se salientar é que para esses seis modos em todas as linhas de pórtico a porcentagem de massa mobilizada foi superior a 90%, atendendo aos quesitos para análise espectral de dimensionamento pelos códigos abordados neste trabalho.

A similaridade citada para a forma dos modos de vibração é também visualizada entre os valores de massa mobilizada por respectivo modo de vibração da Tabela 5.25. Esta constatação é importante para inferir a congruência do modelo de dimensionamento resultante assim como a seleção de uma linha de pórtico específica em análises posteriores. Os períodos de vibração da Tabela 5.26 por linha de pórtico também possuem valores próximos, reforçando esta congruência e sendo compatíveis com os valores esperados para um edifício de 6 andares.

Modo	Frame A	Frame B	Frame C
1	1,2509	1,1832	1,2275
2	0,4261	0,4058	0,4228
3	0,2515	0,2407	0,2479
4	0,1668	0,1626	0,1637
5	0,1188	0,1209	0,1162
6	0,0925	0,0952	0,0898
7	0,0817	0,0721	0,0763
8	0,0776	0,0693	0,0758
9	0,0591	0,0580	0,0582
10	0,0489	0,0525	0,0378
11	0,0378	0,0495	0,0378
12	0,0292	0,0262	0,0280

Tabela 5.26: Período de cada modo de vibração modelo Z0_DCM_EC2_EC8-WSCWB.

Fonte: elaborado pela autora (2023).

5.7.2 Análise Pushover

A realização da análise estática não linear Pushover foi elementar para o entendimento e comparação dos modelos estudados, isto pois esta permite não só a obtenção da capacidade estrutural para a fragilidade sísmica como também a investigação dos mecanismos de colapso. Conforme definido na Seção 4.5.4 foram considerados dois padrões de carga baseados no Eurocódigo 8, um uniforme e outro modal. Os valores de participação modal da Tabela 5.26 permitiram definir o segundo tipo como baseado no primeiro modo de vibração da estrutura e a análise foi conduzida através de incrementos de deslocamento.

As Figuras B.4 e B.6 do Apêndice C ilustram as curvas de capacidade da estrutura para todos *Frames* em termos de Esforço Cortante na Base x Deslocamento enquanto a Figura 5.28 apresenta estes resultados comparativamente.

A partir destas ilustrações constata-se que para todas as linhas de pórtico a capacidade da estrutura é menor quando solicitada por um padrão de carregamento modal em comparação ao uniforme. Além disso, para ambos os casos a Linha de Pórtico A é a que apresenta menor resistência, o que é congruente, visto que, a análise Pushover foi conduzida para o plano e o

Figura 5.28: Cortante na Base x Deslocamento Modelo Z0_DCM_EC2_EC8-WSCWB todos *Frames*.



dimensionamento resultou em seções menos resistentes para esse pórtico. Outro ponto é que a aplicação da condição de ductilidade global implica em seções muito similares as linhas de Pórtico B e C com singelas pequenas alterações, desta forma, as curvas apresentadas na Figura 5.28 para esses *Frames* sob o mesmo tipo de incremento de carregamento, rentagular ou modal, são muito próximas. Por conseguinte, concluiu-se que para este modelo o resultado crítico em termos de curva capacidade obtida foi para a linha de pórtico perimetral A sob carregamento incremental a partir do padrão modal.

Salienta-se que neste Capítulo de resultados individuais o objetivo era discutir as linhas de pórtico críticas que seriam adotadas nas próximas análises. Todos os *frames* apresentaram significativa ductilidade, propriedade esta sendo um dos alvos principais deste estudo e verificada em comparação entre os modelos.

Acrescenta-se que a comparação das curvas de capacidade destes modelos permite identificar um colapso dúctil para todos os *Frames* sobre ambos padrões de carregamento, com a presença de um patamar de escoamento considerável retratando uma desejável capacidade de dissipação de energia. Em termos de deslocamentos máximos atingidos estes são mais significativos do que os anteriores encontrados para os modelos de dimensionamento que não consideram requisitos anti-sísmicos e o que não adotava a condição de ductilidade global. Ademais, comparações efetivas e discussões entre os modelos são apresentadas na Seção 5.14.

O deslocamento elástico máximo atingido foi em torno de 22cm paraas seis curvas, valor muito superior aos três modelos anteriormente avaliados. Enquanto o deslocamento último foi de cerca de 60cm para as curvas de capacidades deste modelo. Sobre o máximo esforço cortante na base, este foi caracterizado no intervalo de 450kN a 510kN para o carregamento modal e 300kN a 600kN para o carregamento retangular. Assim os valores encontrados são muito superiores aos inicialmente analisados. Reforça-se apenas que o Pórtico A possui considerável menos capacidade inclusive sob carregamento retangular. No entanto, conclusões mais assertivas acerca destes valores são feitas comparando os resultados por tipo de dimensionamento na Seção 5.14.

As Figuras C.7 e C.9 ilustram as curvas de capacidade da estrutura para as linhas de Pórtico A, B e C em termos de Esforço Cortante na Base x *Drift*. A Tabela 5.27 apresenta os *Drifts* máximos de cada pavimento, considerando ponto de colapso em 50% do esforço cortante após máximo atingido e um limite superior de 4%, o qual é elevado e permite associar ao colapso para os estados limites avaliados. Estes valores críticos foram comparados ao estabelecidos pela literatura apresentada na Seção 4.5.4 da Metodologia baseada no Manual FEMA (2003). Salienta-se que este modelo foi enquadrado na definição *Moderate-Code* do manual.

Tabela 5.27: Interstory <i>Drift</i> máximo por pavimento Modelo Z0_1	DCM_EC2	_EC8-WSCWB.
---	---------	-------------

		<i>Drift</i> máx c	Estado Limite de Dano		
Pavimento	Frame A	Frame B	Frame C	Crítico	
6 - 5	0,61	0,72	0,79	0,79	Dano Moderado
5 - 4	0,80	0,98	1,22	1,22	Dano Moderado
4 - 3	1,21	1,96	4,00	4,00	Dano Completo
3 - 2	2,19	4,00	4,00	4,00	Dano Completo
2 - 1	4,00	4,00	4,00	4,00	Dano Completo
1 - 0	4,00	4,00	4,00	4,00	Dano Completo

Fonte: elaborado pela autora (2023).

Comparando os dados apresentados verifica-se que os *Drifts* foram superiores neste modelo, com os quatro primeiro pavimentos atingindo o Estado Limite de Dano Completo. Desta forma, comparando com os modelos anteriores verifica-se que a maior dissipação de energia foi atingida com este modelo. Essa propriedade associada a grande ductilidade da estrutura corroboram para um bom desempenho sísmico. Desta forma, ressalta-se o colapso dúctil da estrutura com grande exploração da capacidade de dissipação de energia de seus componentes estruturais.

O último aspecto avaliado a partir das curvas Pushover foi o mecanismo de colapso resultante na estrutura. Para isto, foram considerados os valores médios para a estrutura da relação entre momentos resistentes de pilares e vigas de um mesmo nó *(SCWB factor)* da Tabela 5.28 e as Figuras de C.10 e C.12.

	Frame A	Frame B	Frame C
SCWB factor	1,2656	1,2254	1,3762

Tabela 5.28: Valor coeficiente SCWB Z0_DCM_EC2_EC8-WSCWB.

Em termos de comparação dos momentos resistentes para vigas e pilares de um mesmo nó, este modelo emprega a condição de ductilidade global do Eurocódigo 8, logo, os valores obtidos para todas linhas de pórtico são próximos de 1,30. Para o Pórtico A o valor foi de 1,27, para o Pórtico B 1,23 e para o Pórtico C 1,38. Salienta-se que uma pequena variação inferior decorre da aproximação para o cálculo do *SCWB factor* e do fato da condição de ductilidade global dever ser aplicada a apenas 90% da estrutura e excetuando-se o último pavimento. Comparando-se esses valores verifica-se que a Linha de Pórtico externa A apresenta valor inferior, como esperado, visto que é consideravelmente menos solicitada.

Com a adoção da condição de ductilidade global era esperado que o mecanismo de colapso da estrutura fosse alterado de forma a mobilização ocorrer primordialmente às vigas do que aos pilares para um mesmo nó. As Figuras C.10 a C.12 ilustram o mecanismo de colapso de cada *frame* da estrutura, a partir das quais conclui-se que este foi significantemente alterado em relação aos anteriores, isto pois, as vigas passaram a ser mobilizadas em maioria a priori aos pilares de mesmo nó já no passo de 30% do deslocamento máximo alvo. Com isto, a capacidade dúctil da estrutura foi aumentada consideravelmente, sendo o mecanismo de colapso do tipo dúctil que é o esperado para o dimensionamento sísmico.

Esse resultado corrobora com o apresentado para a análise das curvas de capacidade, isto é, resulta em um colapso dúctil da estrutura suficiente ao esperado para o dimensionamento sísmico.

Considerando o cenário exposto e discutido ao longo da aplicação da Análise Pushover, definiu-se a linha de Pórtico A como crítica para este modelo de estrutura. Nesta perspectiva,

Fonte: elaborado pela autora (2023).

tendo em vista o custo computacional envolvido para as próximas análises, mais de 4 horas por modelo, adotou-se apenas esta linha de pórtico para as próximas etapas.

5.7.3 Análise Dinâmica Incremental

A Análise Dinâmica Incremental (IDA) foi conduzida a partir do histórico sísmico definido na Seção 5.1. Os sinais foram escalonados a partir da aceleração espectral para o período fundamental de vibração da estrutura $S_a(T_1)$. Como os terremotos são aplicados na direção X, foi considerado o período do primeiro modo de vibração representado na Tabela 5.26 ($T_1 =$ 1, 2509s). Ao todo, foram conduzidas 600 análises para cada modelo e o fator de multiplicação escalar para amplificar a intensidade do terremoto variado de 0, 05g até 3g. Os resultados são apresentados na Figura 5.29.



Figura 5.29: Curvas IDA Modelo Z0_DCM_EC2_EC8-WSCWB.

A análise da Figura 5.29 permite verificar que para todos os acelerogramas que constituem o histórico sísmico deste trabalho as curvas IDA apresentaram um comportamento não horizontal com um contínuo crescimento. Desta forma os *Drifts* não passam a aumentar de forma ilimitada. Este tipo de desempenho é associado à uma estrutura de considerável ductilidade e capacidade de dissipação de energia, desta forma, retratando o desempenho esperado para estruturas dimensionadas considerando o cenário sísmico. Este resultado converge com os apresentados para as discussões acerca da análise Pushover neste modelo, isto é, refletindo um colapso dúctil de grande dissipação de energia.

5.7.4 Demanda Sísmica (PSDM)

Neste trabalho, a IDA foi utilizada como ferramenta para a construção do modelo de demanda sísmica. Desta forma, seguindo o procedimento detalhado na Seção 4.5.3 da metodologia, os resultados foram analisados probabilisticamente de forma a obter os parâmetros de mediana e a dispersão logarítmica da análise. Como os resultados de PSDM obtidos seriam comparados entre os modelos de dimensionamento na Seção 5.15 e cada modelo resulta em estruturas diferentes com correspondentes período de vibração para os pórticos diferentes foi feita a seguinte adequação. Os resultados da análise PSDM foram também avaliados para a aceleração espectral S_a no período de 1 segundo $S_a(T = 1)$. Desta forma, garante-se a congruência entre os modelos para as comparações necessárias. A Figura 5.30 ilustra os dados de $S_a(T = 1)$ e Drift plotados no espaço logarítmico assim como a respectiva curva de calibração. As análises com valor de Drift maiores que 0,5 foram descartadas da PSDM.

A partir da regressão linear obtida pelo PSDM os valores obtidos para a mediana e dispersão da demanda que são utilizados na construção das curvas de fragilidade deste modelo foram: a = -1,7293 e b = 1,0552 e $\beta = 0,2909$. Um último comentário acerca do PSDM do Modelo Z0_DCM_EC2_EC8-WSCWB é que este apresentou a menor dispersão de dados com *Drift* superiores a 0,5, para a Zona 0, comportamento este que indica a convergência do desempenho sísmico atingido.



Figura 5.30: PSDM Modelo Z0_DCM_EC2_EC8-WSCWB Frame A.

5.7.5 Curvas de fragilidade

Ao fim, estabelecida a demanda e a capacidade do modelo Z0_DCM_EC2_EC8-WSCWB nas etapas anteriores foram construídas as curvas de fragilidade para este dimensionamento, seguindo a conceituação exposta na Seção 4.5.5 da metodologia. Ressalta-se apenas que o modelo de capacidade adotado foi o do manual FEMA (2003) com os valores de mediana tabelados pelo grau de requisitos anti-sísmicos do modelo e a dispersão $\beta_C = 0, 30$. A Figura 5.31 ilustra as curvas de fragilidade resultantes para este modelo em duas escalas de plotagem em termos dos quatro estados limites de dano adotados neste trabalho, isto é: Leve, Moderado, Extenso e Completo. Reforça-se que os resultados são ilustrados considerando $S_a(T = 1)$ e não $S_a(T1)$.

Entendendo o foco deste trabalho da avaliação de dimensionamentos por meio de fragilidade sísmica, as discussões a cerca da fragilidade foram concentradas na Seção 5.15, sendo aqui apenas exposto o resultado individual para o modelo Z0_DCM_EC2_EC8-WSCWB. Os valores de mediana e dispersão para as quatros curvas de fragilidade deste modelo são apresentadas na Tabela 5.29.



Figura 5.31: Curva de Fragilidade Modelo Z0_DCM_EC2_EC8-WSCWB Frame A.

Tabela 5.29: Dispersão e Mediana Fragilidade Modelo Z0_DCM_EC2_EC8-WSCWB.

	Mediana	Dispersão
Dano Leve	-3,7762	0,2771
Dano Moderado	-3,2417	0,2771
Dano Extenso	-3,2417	0,2771
Dano Completo	-2,3041	0,2771

Fonte: elaborado pela autora (2023).

5.8 Z1_DCL_NBR6118_NBR15421

O dimensionamento nomeado por Z1_DCL_NBR6118_NBR15421 corresponde ao segundo modelo que considera apenas as normas brasileiras. Trata-se do cenário de Zona 1 projetada tanto pela norma brasileira ABNT NBR6118(2023) como a ABNT NBR15421(2023) para classe de ductilidade DCL. No entanto, ressalta-se que para a Zona 1 a norma sísmica brasileira preconiza que a ação sísmica seja considerada pela aplicação de um método simplificado, considerando forças sísmicas horizontais em duas direções. Novamente, pontua-se que foi conduzida uma análise puramente sísmica, desconsiderando, desta forma o vento para a estrutura.

Nos modelos que englobam ação sísmica, a configuração de pilares resultante é de seção transversal retangular, com linhas de pórtico detalhadas na Figura 5.3. Deste modo, são verificadas as Linhas de Pórtico A, B e C, compostas por pilares posicionados em tipos P1, P2, P3, P4, P5 e P6.

As Tabelas 5.30 e 5.31 sintetizam os detalhes deste dimensionamento tanto para as vigas como para os pilares. Salienta-se como resultado a utilização de 13 seções distintas dentre os 150 pilares da estrutura. Para todos os pilares e vigas foram consideradas armaduras transversais de ϕ 6, 3mm 2ramos com espaçamentos s indicados nas referidas tabelas. A Figura 5.32 apresenta graficamente a correspondência entre os pilares por pórtico e as seções transversais. Pontua-se que as normas brasileiras não preconizam zonas críticas aos elementos, portanto, diferentemente dos modelos que seguem o Eurocódigo 8, este apresenta um detalhamento contínuo ao longo de todo comprimento tanto para os pilares como para as vigas. Informações adicionais acerca deste detalhamento específico podem ser consultadas no Capítulo 3. Ressalta-se que para os modelos dimensionados pelo TQS®a armadura final já é obtida não sendo apresentada a taxa de armadura calculada e a relação entre demanda e capacidade (D/C).

Tabela 5.30: Dimensionamento vigas modelo Z1_	DCL	_NBR6118_	_NBR15421.
Tabela 5.30: Dimensionamento vigas modelo Z1_	_DCL	_NBR6118_	$_$ NBR15421.

Tipo	Seção	Armadura transversal	Armadura l	ongitudinal	%
	[cm x cm]		(superior)	(inferior)	
Cobertura	19x30	ϕ 6, 3mm s = 17cm 2ramos	$4\phi 12, 5mm$	$3\phi 12, 5mm$	1,5
Piso	19x45	ϕ 6, 3 <i>mm</i> s = 12 <i>cm</i> 2 <i>ramos</i>	$3\phi 20,0mm$	$3\phi 16,0mm$	1,8

Posição	Piso	Seção	Armadura longitudinal	%	S
		[cm x cm]	adotada		[cm]
P1	6	20x30	$4\phi 16,0mm$	1,34	20
P2	6	20x30	$4\phi 16,0mm$	1,34	20
P3	6	20x30	$4\phi 16,0mm$	1,34	20
P4	6	20x45	$4\phi 10, 0mm$	0,35	20
P5	6	20x45	$4\phi 10,0mm$	0,35	20
P6	6	30x30	$4\phi 10,0mm$	0,35	20
P1	5	20x30	$4\phi 16,0mm$	1,34	20
P2	5	20x30	$4\phi 16,0mm$	1,34	20
P3	5	20x30	$4\phi 16,0mm$	1,34	20
P4	5	20x45	$4\phi 20,0mm$	1,40	20
P5	5	20x45	$4\phi 20,0mm$	1,40	20
P6	5	30x30	$4\phi 10,0mm$	0,35	20
P1	4	20x30	$4\phi 20,0mm$	2,09	20
P2	4	20x30	$4\phi 20,0mm$	2,09	20
P3	4	20x30	$4\phi 20,0mm$	2,09	20
P4	4	20x45	$8\phi 20,0mm$	2,79	20
P5	4	20x45	$6\phi 20,0mm$	2,09	20
P6	4	30x30	$4\phi 10,0mm$	0,35	20
P1	3	20x30	$4\phi 20,0mm$	2,09	20
P2	3	20x45	$6\phi 20,0mm$	2,09	20
P3	3	20x45	$6\phi 20,0mm$	2,09	20
P4	3	25x50	$8\phi 20,0mm$	2,01	20
P5	3	25x50	$8\phi 20,0mm$	2,01	20
P6	3	30x30	$4\phi 16,0mm$	0,89	20
P1	2	20x30	$4\phi 20,0mm$	2,09	20
P2	2	20x45	$6\phi 20, 0mm$	2,09	20
P3	2	20x45	$6\phi 20,0mm$	2,09	20
P4	2	25x50	$8\phi 20,0mm$	2,01	20
P5	2	25x50	$8\phi 20,0mm$	2,01	20
P6	2	30x30	$6\phi 20,0mm$	2,09	20
P1	1	20x30	$4\phi 20,0mm$	2,09	20
P2	1	25x50	$6\phi 20, 0mm$	1,51	20
P3	1	25x50	$6\phi 20,0mm$	1,51	20
P4	1	30x55	$8\phi 20,0mm$	1,52	20
P5	1	30x55	$8\phi 20,0mm$	1,52	20
P6	1	35x35	$6\phi 20,0mm$	1,54	20

Tabela 5.31: Dimensionamento pilares modelo Z1_DCL_NBR6118_NBR15421.



Figura 5.32: Configuração pórticos modelo Z1_DCL_NBR6118_NBR15421.

Fonte: elaborado pela autora (2023).

Pontua-se que as três linhas de pórtico resultantes do dimensionamento são diferentes, assim em termos de resultados individuais do modelo são três linhas de pórticos para análise: A, B e C. Uma última consideração é feita quanto a não-linearidade física pela ABNT NBR6118(2023). Esta norma define que a fissuração deve ser considerada na rigidez dos elementos estruturais para a análise, estabelecendo uma correspondência em porcentagem com a rigidez elástica. Para lajes este valor é definido em 30%, para vigas com armaduras assimétricas 40%, para vigas com armaduras simétricas 50% e para colunas em 80%. Ressalta-se que no caso de dimensionamentos que precisam de requisitos sísmicos pela ABNT NBR15421(2023) essa consideração é inalterada.

5.8.1 Análise Modal

No Apêndice D são ilustrados os 12 modos de vibração preponderantes de cada linha de pórtico do modelo analisado nas Figuras D.1 a D.3. As formas destes modos são similares entre si e ao apresentado para os Modelos anteriores variando apenas a participação modal e os períodos de vibração. Ressalta-se apenas uma singela alteração para o Eixo Y na ordem de ocorrência dos modos de 7 a 12, mas como tratam-se de modos de mobilização verticais dos pórticos analisados não geram preocupações às análises sísmicas, isto pois estas análises consideram o deslocamento e mobilização horizontal ao plano da estrutura os quais são dominantes e de maior impacto. Desta forma, as Tabelas 5.32 e 5.33 quantificam respectivamente a participação modal de cada modo e os períodos de vibração correspondentes.

	Frame A		Fran	ne B	Frame C		
Modo	Eixo X [%]	Eixo Y [%]	Eixo X [%]	Eixo Y [%]	Eixo X [%]	Eixo Y [%]	
1	78,52	0,00	75,77	0,00	75,04	0,00	
2	10,47	0,00	10,71	0,00	11,81	0,00	
3	3,87	0,00	4,37	0,00	3,59	0,00	
4	2,30	0,00	2,33	0,00	2,31	0,00	
5	1,32	0,00	1,46	0,00	1,82	0,00	
6	1,42	0,00	1,27	0,04	1,72	0,00	
7	0,00	40,62	0,00	19,96	0,00	0,00	
8	0,00	0,01	0,00	11,19	0,00	44,06	
9	0,00	12,56	0,00	37,96	0,00	14,64	
10	0,00	23,06	0,00	0,01	0,00	0,00	
11	0,00	2,65	0,00	7,98	0,00	15,63	
12	0,00	5,11	0,01	0,00	0,00	0,00	
Soma	97,89	84,01	95,91	77,14	96,30	74,33	

Fonte: elaborado pela autora (2023).

Pontua-se que como os *frames* foram analisados por um modelo 2D e a excitação sísmica é aplicada horizontalmente os seis primeiros modos são os mais importantes para a interpretação do comportamento estrutural. Outro ponto a se salientar é que para esses seis modos em todas as linhas de pórtico a porcentagem de massa mobilizada foi superior a 90%, atendendo aos quesitos para análise espectral de dimensionamento pelos códigos abordados neste trabalho.

A similaridade citada para a forma dos modos de vibração é também visualizada entre os valores de massa mobilizada por respectivo modo de vibração da Tabela 5.32. Esta constatação é importante para inferir a congruência do modelo de dimensionamento resultante assim como a seleção de uma linha de pórtico específica em análises posteriores. Os períodos de vibração da Tabela 5.33 por linha de pórtico também possuem valores próximos, reforçando esta congruência e sendo compatíveis com os valores esperados para um edifício de 6 andares.

Modo	Frame A	Frame B	Frame C
1	1,5770	1,3054	1,4192
2	0,5290	0,4301	0,4950
3	0,3046	0,2342	0,2818
4	0,2094	0,1504	0,1888
5	0,1618	0,1086	0,1447
6	0,1185	0,0792	0,0983
7	0,0918	0,0782	0,0784
8	0,0879	0,0659	0,0782
9	0,0700	0,0438	0,0640
10	0,0504	0,0434	0,0383
11	0,0503	0,0383	0,0383
12	0,0317	0,0303	0,0309

Tabela 5.33: Período de cada modo de vibração modelo Z1_DCL_NBR6118_NBR15421.

Fonte: elaborado pela autora (2023).

5.8.2 Análise Pushover

A realização da análise estática não linear Pushover foi elementar para o entendimento e comparação dos modelos estudados, isto pois esta permite não só a obtenção da capacidade estrutural para a fragilidade sísmica como também a investigação dos mecanismos de colapso. Conforme definido na Seção 4.5.4 foram considerados dois padrões de carga baseados no Eurocódigo 8, um uniforme e outro modal. Os valores de participação modal da Tabela 5.32 permitiram definir o segundo tipo como baseado no primeiro modo de vibração da estrutura e a análise foi conduzida através de incrementos de deslocamento.

As Figuras D.4 e D.6 do Apêndice D ilustram as curvas de capacidade da estrutura para todos *Frames* em termos de Esforço Cortante na Base x Deslocamento enquanto a Figura 5.33 apresenta estes resultados comparativamente.

Figura 5.33: Cortante na Base x Deslocamento Modelo Z1_DCL_NBR6118_NBR15421 todos *Frames*.



A partir destas ilustrações constata-se que para todas as linhas de pórtico a capacidade da estrutura é menor quando solicitada por um padrão de carregamento modal em comparação ao uniforme. Além disso, para ambos os casos a Linha de Pórtico A é a que apresenta menor resistência, o que é congruente, visto que, a análise Pushover foi conduzida para o plano e o dimensionamento resultou em seções menos resistentes para esse pórtico. Desta forma, concluiu-se que para este modelo o resultado crítico em termos de curva capacidade obtida foi para a linha de pórtico perimetral A sob carregamento incremental a partir do padrão modal.

Acrescenta-se que a comparação das curvas de capacidade destes modelos permite identificar uma ductilidade mínima para os Frames B e C, enquanto o Frame A teve um colapso do tipo frágil, sem patamar de ductilidade. Em termos de deslocamentos máximos atingidos estes são pequenos para o tipo de edificação estudada, comparação esta que fica ainda mais evidente a partir das discussões da Seção 5.14.

Excetuando-se a curva do *Frame B* Modal, para as demais curvas analisadas o deslocamento elástico máximo atingido foi em torno de 24cm, para a anterior este foi de 20cm. Já os valores de deslocamento último variam bastante por linha de pórtico. Para os *Frames B e* C sob carregamento modal foi em torno de 26cm, para as demais no intervalo 35cm a 43cm. Sobre o máximo esforço cortante na base, este variou considerando as três linhas de pórtico e padrão de carregamento no intervalo 300kN a 550kN, no entanto, conclusões mais assertivas acerca destes valores são feitas comparando os resultados por tipo de dimensionamento na Seção 5.14.

As Figuras D.7 e D.9 ilustram as curvas de capacidade da estrutura para as linhas de Pórtico A, B e C em termos de Esforço Cortante na Base x *Drift*. A Tabela 5.34 apresenta os *Drifts* máximos de cada pavimento, considerando ponto de colapso em 50% do esforço cortante após máximo atingido e um limite superior de 4%, o qual é elevado e permite associar ao colapso para os estados limites avaliados. Estes valores críticos foram comparados ao estabelecidos pela literatura apresentada na Seção 4.5.4 da Metodologia baseada no Manual FEMA (2003). Salienta-se que este modelo foi enquadrado na definição *Low-Code* do manual.

		<i>Drift</i> máx o	Estado Limite de Dano		
Pavimento	Frame A	Frame B	Frame C	Crítico	
6 - 5	0,66	0,53	3,66	3,66	Dano Completo
5 - 4	2,45	3,71	3,05	3,71	Dano Completo
4 - 3	1,60	2,07	3,05	3,05	Dano Extenso
3 - 2	1,99	2,76	3,44	3,44	Dano Completo
2 - 1	2,68	3,75	3,76	3,76	Dano Completo
1 - 0	2,63	3,76	1,57	3,76	Dano Completo

Tabela 5.34: Interstory *Drift* máximo por pavimento Modelo Z1_DCL_NBR6118_NBR15421.

Fonte: elaborado pela autora (2023).

Comparando os dados apresentados verifica-se que os cinco dos seis pavimentos da estrutura são muito exigidos em termos de capacidade, resultando no Estado Limite de Dano Completo. Como a curva Pushover foi conduzida para um deslocamento alvo muito elevado, isto é, um metro, é esperado que a maioria dos modelos atinjam este estado limite para esta consideração no último passo. No entanto, a análise anterior para as curvas de capacidade em função de deslocamento indicaram a baixa ductilidade das estruturas resultantes deste dimensionamento. Portanto, esta definição de estados limites associada a uma baixa ductilidade demonstra uma falha no dimensionamento quanto a sismicidade, visto que, para o dimensionamento sísmico a ductilidade é elementar na garantia de dissipação de energia. Conclui-se apenas que este era um resultado esperado, visto que, trata-se de um modelo para o qual a ABNT NBR15421 adota um dimensionamento mais simplificado e menos restritivo. O último aspecto avaliado a partir das curvas Pushover foi o mecanismo de colapso resultante na estrutura. Para isto, foram considerados os valores médios para a estrutura da relação entre momentos resistentes de pilares e vigas de um mesmo nó *(SCWB factor)* da Tabela 5.35 e as Figuras de D.10 e D.12.

	Frame A	Frame B	Frame C
SCWB factor	0,9038	1,4172	1,1592

Tabela 5.35: Valor coeficiente SCWB Z1_DCL_NBR6118_NBR15421.

Fonte: elaborado pela autora (2023).

A análise dos *SCWB factor* apresenta valores inferiores aos prescritos pelas normas sismoresistentes internacionais para a garantia de uma condição de ductilidade global como apresentado no Capítulo 3 para as linhas de Pórtico A e C, apenas para a linha B particularmente foi atingido valor superior. Desta forma, esperava-se que a estrutura apresentada tivesse um mecanismo de colapso com certo envolvimento das vigas mas com o predomínio da formação de rótulas plásticas nos pilares. Isto foi refletido nas curvas de capacidade já analisadas.

Comparando a consideração acima exposta com os mecanismos de colapso das Figuras D.10 a D.12 verifica-se que para todas as linhas de pórtico no passo 15% pouquíssimas molas atingiram a plastificação, no entanto, no passo 30% verifica-se o início da plastificação comandado por pilares. Assim cada vez mais pilares são envolvidos na dissipação de energia, com pouquíssimas vigas plastificando, e o mecanismo de colapso apresentado é frágil ou de pouquíssima ductilidade a depender da linha de pórtico. Esta inferência corrobora com os resultados já apresentados e discutidos para as curvas de capacidade.

Considerando o cenário exposto e discutido ao longo da aplicação da Análise Pushover, definiu-se a linha de Pórtico A como crítica para este modelo de estrutura. Nesta perspectiva, tendo em vista o custo computacional envolvido para as próximas análises, mais de 4 horas por modelo, adotou-se apenas esta linha de pórtico para as próximas etapas.

5.8.3 Análise Dinâmica Incremental

A Análise Dinâmica Incremental (IDA) foi conduzida a partir do histórico sísmico definido na Seção 5.1. Os sinais foram escalonados a partir da aceleração espectral para o período fundamental de vibração da estrutura $S_a(T_1)$. Como os terremotos são aplicados na direção X, foi considerado o período do primeiro modo de vibração representado na Tabela 5.33 (T_1 = 1, 5770s). Ao todo, foram conduzidas 600 análises para cada modelo e o fator de multiplicação escalar para amplificar a intensidade do terremoto variado de 0, 05g até 3g. Os resultados são apresentados na Figura 5.34.



Figura 5.34: Curvas IDA Modelo Z1_DCL_NBR6118_NBR15421 Frame A.

A análise da Figura 5.34 permite verificar que similar ao apresentado para os modelos sem requisitos anti-sísmicos, para todos os acelerogramas que constituem o histórico sísmico deste trabalho as curvas IDA apresentaram um comportamento de instabilidade dinâmica. Este comportamento é verificado quando os *Drifts* passam a aumentar de forma ilimitada. Este tipo de desempenho é associado ao colapso, convergindo com os resultados apresentados para as discussões acerca da análise Pushover neste modelo, isto é, refletindo um colapso frágil ou de baixíssima ductilidade.

5.8.4 Demanda Sísmica (PSDM)

Neste trabalho, a IDA foi utilizada como ferramenta para a construção do modelo de demanda sísmica. Desta forma, seguindo o procedimento detalhado na Seção 4.5.3 da metodologia, os resultados foram analisados probabilisticamente de forma a obter os parâmetros de mediana e a dispersão logarítmica da análise. Como os resultados de PSDM obtidos seriam comparados entre os modelos de dimensionamento na Seção 5.15 e cada modelo resulta em estruturas diferentes com correspondentes período de vibração para os pórticos diferentes foi feita a seguinte adequação. Os resultados da análise PSDM foram também avaliados para a aceleração espectral S_a no período de 1 segundo $S_a(T = 1)$. Desta forma, garante-se a congruência entre os modelos para as comparações necessárias. A Figura 5.35 ilustra os dados de $S_a(T = 1)$ e *Drift* plotados no espaço logarítmico assim como a respectiva curva de calibração. As análises com valor de *Drift* maiores que 0,5 foram descartadas da PSDM.



Figura 5.35: PSDM Modelo Z1_DCL_NBR6118_NBR15421 Frame A.

Fonte: elaborado pela autora (2023).

A partir da regressão linear obtida pelo PSDM os valores obtidos para a mediana e dispersão da demanda que são utilizados na construção das curvas de fragilidade deste modelo foram: a = -1,6299 e b = 1,1780 e $\beta = 0,7621$. Um último comentário acerca do PSDM do Modelo Z1_DCL_NBR6118_NBR15421 é que este apresentou uma grande dispersão de dados com *Drift* superiores a 0,5, comportamento este diferente do encontrando para os modelos dimensionados pelos *Eurocódigos*.

5.8.5 Curvas de fragilidade

0

0.2

0.4

Sa (g)

0.6

0.8

Ao fim, estabelecida a demanda e a capacidade do modelo Z1_DCL_NBR6118_NBR15421 nas etapas anteriores foram construídas as curvas de fragilidade para este dimensionamento, seguindo a conceituação exposta na Seção 4.5.5 da metodologia. Ressalta-se apenas que o modelo de capacidade adotado foi o do manual FEMA (2003) com os valores de mediana tabelados pelo grau de requisitos anti-sísmicos do modelo e a dispersão $\beta_C = 0, 30$. A Figura 5.36 ilustra as curvas de fragilidade resultantes para este modelo em duas escalas de plotagem em termos dos quatro estados limites de dano adotados neste trabalho, isto é: Leve, Moderado, Extenso e Completo. Reforça-se que os resultados são ilustrados considerando $S_a(T = 1)$ e não $S_a(T1)$.

Entendendo o foco deste trabalho da avaliação de dimensionamentos por meio de fragilidade sísmica, as discussões a cerca da fragilidade foram concentradas na Seção 5.15, sendo aqui apenas exposto o resultado individual para o modelo Z1_DCL_NBR6118_NBR15421. Os valores de mediana e dispersão para as quatros curvas de fragilidade deste modelo são apresentadas na Tabela 5.36.



Figura 5.36: Curva de Fragilidade Modelo Z1_DCL_NBR6118_NBR15421 Frame A.

Fonte: elaborado pela autora (2023).

0

0.1

0.2

Sa (g)

0.3

0.4

0.5

Tabela 5.36: Dispersão e Mediana Fragilidade Modelo Z1_DCL_NBR6118_NBR15421.

	Mediana	Dispersão
Dano Leve	-3,6370	0,6474
Dano Moderado	-3,2420	0,6474
Dano Extenso	-2,4681	0,6474
Dano Completo	-1,6919	0,6474

5.9 Z1_DCM_EC2_EC8-NSCWB

O modelo Z1_DCM_EC2_EC8 representa o dimensionamento da estrutura para o cenário de ação sísmica correspondente à Zona 1 com classe de ductilidade DCM e, portanto, dimensionada tanto pelo Eurocódigo 2 como pelo Eurocódigo 8, sem consideração da ação de vento para retratar uma análise puramente sísmica. Apesar da classificação indicada na Figura 4.9 de uma zona de baixa sismicidade, a classe de ductilidade DCM obriga a realização da análise espectral para dimensionamento. A aceleração sísmica de projeto considerada foi de $a_g = 0,050g$ por ser localizada na Zona 1. Neste modelo não foi adotada a condição de ductilidade global (NSCWB), com o intuito de investigar seu impacto no dimensionamento.

Nos modelos que englobam ação sísmica, a configuração de pilares resultante é de seção transversal retangular, com linhas de pórtico detalhadas na Figura 5.3. Deste modo, são verificadas as Linhas de Pórtico A, B e C, compostas por pilares posicionados em tipos P1, P2, P3, P4, P5 e P6. Nos dimensionamentos do Eurocódigo 8 foram realizadas as verificações de: ductilidade local, pêndulo invertido, torsionalmente flexível, Pdelta e estado limite de danos.

As Tabelas 5.37 e 5.38 sintetizam os detalhes deste dimensionamento tanto para as vigas como para os pilares. Salienta-se como resultado a utilização de 10 seções distintas dentre os 150 pilares da estrutura. Para todos os pilares e vigas foram consideradas armaduras transversais de ϕ 6, 3*mm 2ramos* com espaçamentos *s* e *s*_{critico} indicados nas referidas tabelas. A Figura 5.37 apresenta graficamente a correspondência entre os pilares por pórtico e as seções transversais. Pontua-se que o Eurocódigo 8 define zonas críticas aos elementos com correspondente detalhamento específico, sendo neste caso de 54cm para os pilares, 35cm para as vigas de cobertura e 50cm para as vigas de piso. Informações adicionais acerca deste detalhamento específico podem ser consultadas no Capítulo 3.

Tipo	Seção	Armadura longitudinal		%	S	S _{critico}
	[cm x cm]	(superior) (inferior)			[cm]	[cm]
Cobertura	25x35	$4\phi 12, 5mm$	$3\phi 12, 5mm$	1,0	23	8
Piso	25x50	$4\phi 20,0mm$	$3\phi 16,0mm$	1,5	18	11

Tabela 5.37: Dimensionamento vigas modelo Z1_DCM_EC2_EC8-NSCWB.

Posição	Piso	Seção	Armadura	longitudinal	D/C ratio	%	S	S _{critico}
		[cm x cm]	calculada	adotada			[cm]	[cm]
P1	6	20x30	600mm ²	$8\phi 10,0mm$	0,688	1,05	20	6
P2	6	20x30	600mm ²	$8\phi 10,0mm$	0,717	1,05	20	6
P3	6	20x30	600mm ²	$8\phi 10,0mm$	0,693	1,05	20	6
P4	6	20x30	600mm ²	$8\phi 10,0mm$	0,232	1,05	20	6
P5	6	20x30	600mm ²	$8\phi 10,0mm$	0,219	1,05	20	6
P6	6	25x25	625mm ²	$8\phi 10,0mm$	0,182	1,01	20	8
P1	5	25x40	1113mm ²	$10\phi 12, 5mm$	0,955	1,23	20	8
P2	5	20x30	600mm ²	$8\phi 10,0mm$	0,837	1,05	20	6
P3	5	20x30	600mm ²	$8\phi 10,0mm$	0,784	1,05	20	6
P4	5	20x40	856mm ²	$8\phi 12, 5mm$	0,746	1,23	20	6
P5	5	20x40	800mm ²	$8\phi 12, 5mm$	0,428	1,23	20	6
P6	5	25x25	625mm ²	$8\phi 10,0mm$	0,416	1,01	20	8
P1	4	25x40	1000mm ²	$10\phi 12, 5mm$	0,652	1,23	20	8
P2	4	20x40	1162mm ²	$8\phi 16,0mm$	0,698	2,01	20	6
P3	4	20x40	1164mm ²	$8\phi 16,0mm$	0,682	2,01	20	6
P4	4	25x45	1125mm ²	$10\phi 12, 5mm$	0,428	1,09	20	8
P5	4	25x45	1125mm ²	$10\phi 12, 5mm$	0,422	1,09	20	8
P6	4	30x30	900mm ²	$8\phi 12, 5mm$	0,440	1,09	20	10
P1	3	25x40	1000mm ²	$10\phi 12, 5mm$	0,628	1,23	20	8
P2	3	20x40	1455mm ²	$8\phi 16,0mm$	0,826	2,01	20	6
P3	3	20x40	1454mm ²	$8\phi 16,0mm$	0,822	2,01	20	6
P4	3	25x45	1125mm ²	$10\phi 12, 5mm$	0,559	1,09	20	8
P5	3	25x45	1125mm ²	$10\phi 12, 5mm$	0,546	1,09	20	8
P6	3	35x35	1225mm ²	$8\phi 16,0mm$	0,479	1,31	20	12
P1	2	25x40	1000mm ²	$10\phi 12, 5mm$	0,547	1,23	20	8
P2	2	25x45	1125mm ²	$10\phi 12, 5mm$	0,638	1,09	20	8
P3	2	25x45	1125mm ²	$10\phi 12, 5mm$	0,590	1,09	20	8
P4	2	30x50	1500mm ²	$10\phi 16,0mm$	0,505	1,34	20	11
P5	2	30x50	1500mm ²	$10\phi 16,0mm$	0,487	1,34	20	11
P6	2	35x35	1225mm ²	$8\phi 16,0mm$	0,512	1,31	20	12
P1	1	25x40	1000mm ²	$10\phi 12, 5mm$	0,470	1,23	20	8
P2	1	25x45	1125mm ²	$10\phi 12, 5mm$	0,540	1,09	20	8
P3	1	25x45	1125mm ²	$10\phi 12, 5mm$	0,509	1,09	20	8
P4	1	30x50	1500mm ²	$10\phi 16,0mm$	0,574	1,34	20	11
P5	1	30x50	1500mm ²	$10\phi 16,0mm$	0,552	1,34	20	11
P6	1	40x40	1600mm ²	$8\phi 16,0mm$	0,480	1,01	20	12

Tabela 5.38: Dimensionamento pilares modelo Z1_DCM_EC2_EC8-NSCWB.



Figura 5.37: Configuração pórticos modelo Z1_DCM_EC2_EC8-NSCWB.

Fonte: elaborado pela autora (2023).

Pontua-se que as três linhas de pórtico resultantes do dimensionamento são diferentes, assim em termos de resultados individuais do modelo são três linhas de pórticos para análise: A, B e C.

Uma última consideração que se faz, é que o Eurocódigo 8 adota a rigidez dos elementos estruturais com fissuração para a análise, prevendo uma redução em 50% para todos os elementos. Para facilitar a fluidez da leitura deste trabalho, nesta seção são apresentados os resultados principais para o modelo sendo informações e resultados complementares indicados no Apêndice E.

5.9.1 Análise Modal

No Apêndice E são ilustrados os 12 modos de vibração preponderantes de cada linha de pórtico do modelo analisado nas Figuras E.1 a E.3. As formas destes modos são similares entre si e ao apresentado para os Modelos anteriores variando apenas a participação modal e os períodos de vibração. Ressalta-se apenas uma singela alteração para o Eixo Y na ordem de ocorrência dos modos de 7 a 12, mas como tratam-se de modos de mobilização verticais dos pórticos analisados não geram preocupações às análises sísmicas, isto pois estas análises consideram o deslocamento e mobilização horizontal ao plano da estrutura os quais são dominantes e de maior impacto. Desta forma, as Tabelas 5.39 e 5.40 quantificam respectivamente a participação modal de cada modo e os períodos de vibração correspondentes.

	Frame A		Fran	ne B	Frame C		
Modo	Eixo X [%]	Eixo Y [%]	Eixo X [%]	Eixo Y [%]	Eixo X [%]	Eixo Y [%]	
1	78,57	0,00	76,98	0,00	75,62	0,00	
2	11,28	0,00	10,37	0,00	12,28	0,00	
3	4,34	0,00	4,66	0,00	4,56	0,00	
4	1,89	0,00	2,30	0,00	2,13	0,00	
5	1,16	0,00	1,39	0,00	1,64	0,00	
6	0,85	0,00	1,01	0,00	1,13	0,00	
7	0,00	39,56	0,00	20,83	0,00	0,00	
8	0,00	0,01	0,00	11,58	0,00	46,09	
9	0,00	15,46	0,00	36,50	0,00	12,24	
10	0,00	13,89	0,00	0,04	0,00	0,00	
11	0,00	10,12	0,00	9,12	0,00	17,94	
12	0,00	6,13	0,00	3,45	0,00	0,00	
Soma	98,09	85,18	96,72	81,53	97,35	76,27	

Tabela 5.39: Massa mobilizada por modo de vibração modelo Z1_DCM_EC2_EC8-NSCWB.

Fonte: elaborado pela autora (2023).

Pontua-se que como os *frames* foram analisados por um modelo 2D e a excitação sísmica é aplicada horizontalmente os seis primeiros modos são os mais importantes para a interpretação do comportamento estrutural. Outro ponto a se salientar é que para esses seis modos em todas as linhas de pórtico a porcentagem de massa mobilizada foi superior a 90%, atendendo aos quesitos para análise espectral de dimensionamento pelos códigos abordados neste trabalho.

A similaridade citada para a forma dos modos de vibração é também visualizada entre os valores de massa mobilizada por respectivo modo de vibração da Tabela 5.39. Esta constatação é importante para inferir a congruência do modelo de dimensionamento resultante assim como a seleção de uma linha de pórtico específica em análises posteriores. Os períodos de vibração da Tabela 5.40 por linha de pórtico também possuem valores próximos, reforçando esta congruência e sendo compatíveis com os valores esperados para um edifício de 6 andares.

Modo	Frame A	Frame B	Frame C
1	1,3328	1,1280	1,2149
2	0,4646	0,4033	0,4542
3	0,2750	0,2357	0,2580
4	0,1904	0,1604	0,1864
5	0,1381	0,1114	0,1315
6	0,1038	0,0807	0,0930
7	0,0897	0,0743	0,0747
8	0,0843	0,0641	0,0743
9	0,0592	0,0468	0,0602
10	0,0514	0,0461	0,0390
11	0,0410	0,0390	0,0389
12	0,0322	0,0295	0,0296

Tabela 5.40: Período de cada modo de vibração modelo Z1_DCM_EC2_EC8-NSCWB.

Fonte: elaborado pela autora (2023).

5.9.2 Análise Pushover

A realização da análise estática não linear Pushover foi elementar para o entendimento e comparação dos modelos estudados, isto pois esta permite não só a obtenção da capacidade estrutural para a fragilidade sísmica como também a investigação dos mecanismos de colapso. Conforme definido na Seção 4.5.4 foram considerados dois padrões de carga baseados no Eurocódigo 8, um uniforme e outro modal. Os valores de participação modal da Tabela 5.39 permitiram definir o segundo tipo como baseado no primeiro modo de vibração da estrutura e a análise foi conduzida através de incrementos de deslocamento.

As Figuras E.4 e E.6 do Apêndice E ilustram as curvas de capacidade da estrutura para todos *Frames* em termos de Esforço Cortante na Base x Deslocamento enquanto a Figura 5.38 apresenta estes resultados comparativamente. A partir destas ilustrações constata-se que os pórticos perimetrais do tipo A possuem menor capacidade resistente, o que é congruente, visto que, a análise Pushover foi conduzida para o plano e o dimensionamento resultou em seções menos resistentes para esses pórticos.



Figura 5.38: Cortante na Base x Deslocamento Modelo Z1_DCM_EC2_EC8-NSCWB todos *Frames*.

A partir destas ilustrações constata-se que para todas as linhas de pórtico a capacidade da estrutura é menor quando solicitada por um padrão de carregamento modal em comparação ao uniforme. Além disso, para ambos os casos a Linha de Pórtico A é a que apresenta menor resistência, o que é congruente, visto que, a análise Pushover foi conduzida para o plano e o dimensionamento resultou em seções menos resistentes para esse pórtico. Desta forma, concluiu-se que para este modelo o resultado crítico em termos de curva capacidade obtida foi para a linha de pórtico perimetral A sob carregamento incremental a partir do padrão modal.

Salienta-se que neste Capítulo de resultados individuais o objetivo era discutir as linhas de pórtico críticas que seriam adotadas nas próximas análises. Todos os *frames* apresentaram significativa ductilidade, propriedade esta sendo um dos alvos principais deste estudo e verificada em comparação entre os modelos.

Acrescenta-se que a comparação das curvas de capacidade destes modelos permite identificar um colapso dúctil para todos os *Frames* sobre ambos padrões de carregamento, com a presença de um patamar de escoamento. Em termos de deslocamentos máximos atingidos estes são mais significativos do que os anteriores encontrados para os modelos de dimensionamento que não consideram requisitos anti-sísmicos. No entanto, este modelo não adotou a condição de ductilidade global de forma que o efeito aqui analisado refere-se ao detalhamento sísmico. Ademais, comparações efetivas e discussões entre os modelos são apresentadas na Seção 5.14.

O deslocamento elástico máximo atingido foi em torno de 20cm para todas as curvas e o deslocamento último foi de cerca de 42cm para os pórticos A e C sob carregamento modal e 60cm para os demais. Sobre o máximo esforço cortante na base, este foi caracterizado no intervalo de 400kN a 450kN para as curvas do pórtico A e a curva C Modal, e de 550kN a 620kN nos demais casos. No entanto, conclusões mais assertivas acerca destes valores são feitas comparando os resultados por tipo de dimensionamento na Seção 5.14.

As Figuras E.7 e E.9 ilustram as curvas de capacidade da estrutura para as linhas de Pórtico A, B e C em termos de Esforço Cortante na Base x *Drift*. A Tabela 5.41 apresenta os *Drifts* máximos de cada pavimento, considerando ponto de colapso em 50% do esforço cortante após máximo atingido e um limite superior de 4%, o qual é elevado e permite associar ao colapso para os estados limites avaliados. Estes valores críticos foram comparados ao estabelecidos pela literatura apresentada na Seção 4.5.4 da Metodologia baseada no Manual FEMA (2003). Salienta-se que este modelo foi enquadrado na definição *Moderate-Code* do manual.

		<i>Drift</i> máx o	Estado Limite de Dano		
Pavimento	Frame A	Frame B	Frame C	Crítico	
6 - 5	0,75	4,00	0,77	4,00	Dano Completo
5 - 4	1,39	1,31	4,00	4,00	Dano Completo
4 - 3	1,64	1,58	1,30	1,64	Dano Extenso
3 - 2	4,00	4,00	4,00	4,00	Dano Completo
2 - 1	4,00	4,00	4,00	4,00	Dano Completo
1 - 0	4,00	4,00	4,00	4,00	Dano Completo

Fonte: elaborado pela autora (2023).

Comparando os dados apresentados verifica-se que os *Drifts* foram superiores neste modelo, indicando que a adoção de detalhamento sísmico, grande diferencial deste modelo em relação aos anteriores levou a uma maior mobilização da estrutura. Esses maiores *Drifts* reflete em Estados Limites de Dano mais severos, com três pavimentos atingindo o estágio completo. Essa propriedade associada a uma ductilidade da estrutura corroboram para um bom desempenho sísmico. No entanto ressalta-se que resultados superiores devem ser encontrados para o modelo que além do detalhamento sísmico considera a condição de ductilidade global. Desta forma, ressalta-se o colapso dúctil da estrutura com certa exploração da capacidade de dissipação de energia de seus componentes estruturais.

O último aspecto avaliado a partir das curvas Pushover foi o mecanismo de colapso resultante na estrutura. Para isto, foram considerados os valores médios para a estrutura da relação entre momentos resistentes de pilares e vigas de um mesmo nó *(SCWB factor)* da Tabela 5.42 e as Figuras de E.10 e E.12.

	Frame A	Frame B	Frame C
SCWB factor	0,9566	1,3268	1,1808

Tabela 5.42: Valor coeficiente SCWB Z1_DCM_EC2_EC8-NSCWB.

Em termos de comparação dos momentos resistentes para vigas e pilares de um mesmo nó, apesar deste modelo empregar o Eurocódigo 8, não foi adotada a condição de ductilidade global exatamente para verificar o impacto da adoção ou não desta ao dimensionamento resultante. Logo, os valores obtidos para a maioria das linhas de pórtico são inferiores ao entorno de 1,30 esperado para os modelos que aplicam esta restrição. Para o Pórtico A o valor foi de 0,96, para o Pórtico B 1,33 e para o Pórtico C 1,18. Comparando estes valores, verifica-se que as linhas de pórtico internas apresentam valores de relação mais próxima entre si e do valor de 1,30 referência, indicando que a linha de pórtico externa, como esperado, é consideravelmente menos solicitada.

O valor ponderado por todos nós da estrutura para a relação entre momentos fletores de pilares e vigas de um mesmo nó foi denominado por *SCWB factor*, o qual é diretamente correlacionado ao mecanismo de colapso da estrutura. Tal qual ilustram as Figuras E.10, E.11 e E.12, a Linha de Pórtico A que possui este valor de 0,96 possui um mecanismo de colapso com predomínio de pilares, o *Frame B* um mecanismo com envolvimento considerável de vigas e o Pórtico C um mecanismo intermediário, desta forma, evidencia-se a importância da relação de momentos resistentes de pilares e vigas de mesmo nó para o mecanismo de colapso da estrutura.

Esse resultado corrobora com o apresentado para a análise das curvas de capacidade, isto é, o mecanismo mais dúctil é estabelecido para o *Frame B*, enquanto que o A possui um colapso mais frágil e o C uma configuração dúctil com menor dissipação de energia.

Considerando o cenário exposto e discutido ao longo da aplicação da Análise Pushover, definiu-se a linha de Pórtico A como crítica para este modelo de estrutura. Nesta perspectiva,

Fonte: elaborado pela autora (2023).

tendo em vista o custo computacional envolvido para as próximas análises, mais de 4 horas por modelo, adotou-se apenas esta linha de pórtico para as próximas etapas.

5.9.3 Análise Dinâmica Incremental

A Análise Dinâmica Incremental (IDA) foi conduzida a partir do histórico sísmico definido na Seção 5.1. Os sinais foram escalonados a partir da aceleração espectral para o período fundamental de vibração da estrutura $S_a(T_1)$. Como os terremotos são aplicados na direção X, foi considerado o período do primeiro modo de vibração representado na Tabela 5.40 ($T_1 =$ 1, 3328*s*). Ao todo, foram conduzidas 600 análises para cada modelo e o fator de multiplicação escalar para amplificar a intensidade do terremoto variado de 0, 05*g* até 3*g*. Os resultados são apresentados na Figura 5.39.



Figura 5.39: Curvas IDA Modelo Z1_DCM_EC2_EC8-NSCWB Frame A.

A análise da Figura 5.39 permite verificar que diferentemente do apresentado para os modelos sem requisitos anti-sísmicos, a maioria das curvas IDA não são horizontais. Desta forma, conclui-se que este modelo se demonstrou menos instável dinamicamente. Este tipo de desempenho é associado ao colapso, convergindo com os resultados apresentados para as discussões acerca da análise Pushover neste modelo, isto é, refletindo um colapso com certa ductilidade.

5.9.4 Demanda Sísmica (PSDM)

Neste trabalho, a IDA foi utilizada como ferramenta para a construção do modelo de demanda sísmica. Desta forma, seguindo o procedimento detalhado na Seção 4.5.3 da metodologia, os resultados foram analisados probabilisticamente de forma a obter os parâmetros de mediana e a dispersão logarítmica da análise. Como os resultados de PSDM obtidos seriam comparados entre os modelos de dimensionamento na Seção 5.15 e cada modelo resulta em estruturas diferentes com correspondentes período de vibração para os pórticos diferentes foi feita a seguinte adequação. Os resultados da análise PSDM foram também avaliados para a aceleração espectral S_a no período de 1 segundo $S_a(T = 1)$. Desta forma, garante-se a congruência entre os modelos para as comparações necessárias. A Figura 5.40 ilustra os dados de $S_a(T = 1)$ e *Drift* plotados no espaço logarítmico assim como a respectiva curva de calibração. As análises com valor de *Drift* maiores que 0,5 foram descartadas da PSDM.



Figura 5.40: PSDM Modelo Z1_DCM_EC2_EC8-NSCWB Frame A.

A partir da regressão linear obtida pelo PSDM os valores obtidos para a mediana e dispersão da demanda que são utilizados na construção das curvas de fragilidade deste modelo foram: a = -1,8597 e b = 1,0799 e $\beta = 0,3248$. O PSDM do Modelo Z1_DCM_EC2_EC8-NSCWB apresentou uma pequena dispersão de dados com *Drift* superiores a 0,5, comportamento este diferente do encontrando para os modelos em que não foram aplicadas premissas sísmicas.

5.9.5 Curvas de fragilidade

Ao fim, estabelecida a demanda e a capacidade do modelo Z1_DCM_EC2_EC8-NSCWB nas etapas anteriores foram construídas as curvas de fragilidade para este dimensionamento, seguindo a conceituação exposta na Seção 4.5.5 da metodologia. Ressalta-se apenas que o modelo de capacidade adotado foi o do manual FEMA (2003) com os valores de mediana tabelados pelo grau de requisitos anti-sísmicos do modelo e a dispersão $\beta_C = 0, 30$. A Figura 5.41 ilustra as curvas de fragilidade resultantes para este modelo em duas escalas de plotagem em termos dos quatro estados limites de dano adotados neste trabalho, isto é: Leve, Moderado, Extenso e Completo. Reforça-se que os resultados são ilustrados considerando $S_a(T = 1)$ e não $S_a(T1)$.

Entendendo o foco deste trabalho da avaliação de dimensionamentos por meio de fragilidade sísmica, as discussões a cerca da fragilidade foram concentradas na Seção 5.15, sendo aqui apenas exposto o resultado individual para o modelo Z1_DCM_EC2_EC8-NSCWB. Os valores de mediana e dispersão para as quatros curvas de fragilidade deste modelo são apresentadas na Tabela 5.43.





Fonte: elaborado pela autora (2023).

Tabela 5.43: Dispersão e Mediana Fragilidade Modelo Z1_DCM_EC2_EC8-NSCWB.

	Mediana	Dispersão
Dano Leve	-3,5689	0,3020
Dano Moderado	-3,0467	0,3020
Dano Extenso	-2,1306	0,3020
Dano Completo	-1,2586	0,3020
5.10 Z1_DCM_EC2_EC8-WSCWB

O dimensionamento nomeado por Z1_DCM_EC2_EC8-WSCWB corresponde ao cenário de Zona 1 com classe de ductilidade DCM e, portanto, dimensionada tanto pelo Eurocódigo 2 como pelo Eurocódigo 8, sem consideração da ação de vento para retratar uma análise puramente sísmica. Apesar da classificação indicada na Figura 4.9 de uma zona de baixa sismicidade, a classe de ductilidade DCM obriga a realização da análise espectral para dimensionamento. A aceleração sísmica de projeto considerada foi de $a_g = 0,050g$ por ser localizada na Zona 1. Neste modelo foi adotada a condição de ductilidade global (WSCWB), com o intuito de investigar seu impacto no dimensionamento.

Nos modelos que englobam ação sísmica, a configuração de pilares resultante é de seção transversal retangular, com linhas de pórtico detalhadas na Figura 5.3. Deste modo, são verificadas as Linhas de Pórtico A, B e C, compostas por pilares posicionados em tipos P1, P2, P3, P4, P5 e P6. Nos dimensionamentos do Eurocódigo 8 foram realizadas as verificações de: ductilidade local, pêndulo invertido, torsionalmente flexível, Pdelta e estado limite de danos.

As Tabelas 5.44 e 5.45 sintetizam os detalhes deste dimensionamento para vigas e pilares. São empregadas 10 seções distintas para os 150 pilares da estrutura e todos elementos possuem estribos de ϕ 6, 3*mm 2ramos* com espaçamentos *s* e *s*_{critico} indicados nestas tabelas. A Figura 5.42 associa os pilares por pórtico e suas seções transversais. A zona crítica prescrita pelo Eurocódigo 8 foi de 54cm para os pilares, 35cm para as vigas de cobertura e 50cm para as vigas de piso. Informações adicionais acerca deste detalhamento específico podem ser consultadas no Capítulo 3.

Tipo	Seção	Armadura longitudinal		%	S	S _{critico}
	[cm x cm]	(superior)	(inferior)		[cm]	[cm]
Cobertura	25x35	$4\phi 12, 5mm$	$3\phi 12, 5mm$	1,0	23	8
Piso	25x50	$4\phi 25,0mm$	$3\phi 16,0mm$	2,1	17	12

Tabela 5.44: Dimensionamento vigas modelo Z1_DCM_EC2_EC8-WSCWB.

Posição	Piso	Seção	Armadura	longitudinal	D/C ratio	%	S	S _{critico}
		[cm x cm]	calculada	adotada			[cm]	[cm]
P1	6	20x35	700mm ²	$8\phi 12, 5mm$	0,539	1,40	20	6
P2	6	20x35	700mm ²	$8\phi 12, 5mm$	0,662	1,40	20	6
P3	6	20x35	700mm ²	$8\phi 12, 5mm$	0,630	1,40	20	6
P4	6	20x35	700mm ²	$8\phi 12, 5mm$	0,230	1,40	20	6
P5	6	20x35	700mm ²	$8\phi 12, 5mm$	0,189	1,40	20	6
P6	6	25x25	625mm ²	$8\phi 10,0mm$	0,173	1,01	20	8
P1	5	25x45	1125mm ²	$10\phi 12, 5mm$	0,523	1,09	20	8
P2	5	30x50	1500mm ²	$8\phi 16,0mm$	0,519	1,07	20	11
P3	5	25x45	1125mm ²	$10\phi 12, 5mm$	0,513	1,09	20	8
P4	5	25x45	1125mm ²	$8\phi 16,0mm$	0,303	1,43	20	8
P5	5	25x45	1125mm ²	$8\phi 16,0mm$	0,248	1,43	20	8
P6	5	30x30	900mm ²	$8\phi 12, 5mm$	0,260	1,09	20	10
P1	4	25x45	1125mm ²	$10\phi 12, 5mm$	0,483	1,09	20	8
P2	4	30x50	1500mm ²	$8\phi 16,0mm$	0,428	1,07	20	11
P3	4	25x45	1125mm ²	$10\phi 12, 5mm$	0,483	1,09	20	8
P4	4	25x45	1125mm ²	$8\phi 16,0mm$	0,412	1,43	20	8
P5	4	25x45	1125mm ²	$8\phi 16,0mm$	0,373	1,43	20	8
P6	4	35x35	1225mm ²	$8\phi 16,0mm$	0,341	1,31	20	12
P1	3	25x45	1125mm ²	$10\phi 12, 5mm$	0,511	1,09	20	8
P2	3	30x50	1500mm ²	$8\phi 16,0mm$	0,454	1,07	20	11
P3	3	25x45	1125mm ²	$10\phi12,5mm$	0,523	1,09	20	8
P4	3	25x45	1125mm ²	$8\phi 16,0mm$	0,525	1,43	20	8
P5	3	25x45	1125mm ²	$8\phi 16,0mm$	0,495	1,43	20	8
P6	3	35x35	1225mm ²	$8\phi 16,0mm$	0,448	1,31	20	12
P1	2	25x45	1125mm ²	$10\phi 12, 5mm$	0,538	1,09	20	8
P2	2	30x50	1500mm ²	$8\phi 16,0mm$	0,493	1,07	20	11
P3	2	25x45	1125mm ²	$10\phi 12, 5mm$	0,568	1,09	20	8
P4	2	25x45	2003mm ²	$8\phi 20,0mm$	0,933	2,23	20	8
P5	2	25x45	2038mm ²	$8\phi 20,0mm$	0,949	2,23	20	8
P6	2	35x35	1225mm ²	$8\phi 16,0mm$	0,556	1,31	20	12
P1	1	25x45	1125mm ²	$10\phi 12, 5mm$	0,414	1,09	20	8
P2	1	30x50	1500mm ²	$8\phi 16,0mm$	0,437	1,07	20	11
P3	1	25x45	1125mm ²	$10\phi 12, 5mm$	0,498	1,09	20	8
P4	1	30x50	1500mm ²	$8\phi 20,0mm$	0,641	1,68	20	11
P5	1	30x50	1500mm ²	$8\phi 20,0mm$	0,543	1,68	20	11
P6	1	40x40	1600mm ²	$8\phi 16,0mm$	0,490	1,01	20	12

Tabela 5.45: Dimensionamento pilares modelo Z1_DCM_EC2_EC8-WSCWB.



Figura 5.42: Configuração pórticos modelo Z1_DCM_EC2_EC8-WSCWB.

Fonte: elaborado pela autora (2023).

Pontua-se que as três linhas de pórtico resultantes do dimensionamento são diferentes, assim em termos de resultados individuais do modelo são três linhas de pórticos para análise: A, B e C.

Uma última consideração que se faz, é que o Eurocódigo 8 adota a rigidez dos elementos estruturais com fissuração para a análise, prevendo uma redução em 50% para todos os elementos. Para facilitar a fluidez da leitura deste trabalho, nesta seção são apresentados os resultados principais para o modelo sendo informações e resultados complementares indicados no Apêndice F.

5.10.1 Análise Modal

No Apêndice F são ilustrados os 12 modos de vibração preponderantes de cada linha de pórtico do modelo analisado nas Figuras F.1 a F.3. As formas destes modos são similares entre si e ao apresentado para os Modelos anteriores variando apenas a participação modal e os períodos de vibração. Ressalta-se apenas uma singela alteração para o Eixo Y na ordem de ocorrência dos modos de 7 a 12, mas como tratam-se de modos de mobilização verticais dos pórticos analisados não geram preocupações às análises sísmicas, isto pois estas análises consideram o deslocamento e mobilização horizontal ao plano da estrutura os quais são dominantes e de maior impacto. Desta forma, as Tabelas 5.46 e 5.47 quantificam respectivamente a participação modal de cada modo e os períodos de vibração correspondentes.

	Fran	ime A Frame B Fi		Frame B		ne C
Modo	Eixo X [%]	Eixo Y [%]	Eixo X [%]	Eixo Y [%]	Eixo X [%]	Eixo Y [%]
1	80,62	0,00	78,85	0,00	79,07	0,00
2	9,46	0,00	9,22	0,00	9,48	0,00
3	3,91	0,00	4,25	0,00	4,30	0,00
4	2,14	0,00	2,35	0,00	2,42	0,00
5	1,10	0,00	1,35	0,00	1,43	0,00
6	0,47	0,00	0,71	0,01	0,69	0,00
7	0,00	26,55	0,00	20,89	0,00	0,00
8	0,00	15,36	0,00	17,81	0,00	45,81
9	0,00	13,12	0,00	30,89	0,00	14,13
10	0,00	17,79	0,00	0,02	0,00	0,00
11	0,00	10,02	0,00	10,70	0,00	20,73
12	0,00	2,19	0,00	2,49	0,00	0,00
Soma	97,71	85,04	96,73	82,80	97,39	80,67

Tabela 5.46: Massa mobilizada por modo de vibração modelo Z1_DCM_EC2_EC8-WSCWB.

Fonte: elaborado pela autora (2023).

Pontua-se que como os *frames* foram analisados por um modelo 2D e a excitação sísmica é aplicada horizontalmente os seis primeiros modos são os mais importantes para a interpretação do comportamento estrutural. Outro ponto a se salientar é que para esses seis modos em todas as linhas de pórtico a porcentagem de massa mobilizada foi superior a 90%, atendendo aos quesitos para análise espectral de dimensionamento pelos códigos abordados neste trabalho.

A similaridade citada para a forma dos modos de vibração é também visualizada entre os valores de massa mobilizada por respectivo modo de vibração da Tabela 5.46. Esta constatação é importante para inferir a congruência do modelo de dimensionamento resultante assim como a seleção de uma linha de pórtico específica em análises posteriores. Os períodos de vibração da Tabela 5.47 por linha de pórtico também possuem valores próximos, reforçando esta congruência e sendo compatíveis com os valores esperados para um edifício de 6 andares.

Modo	Frame A	Frame B	Frame C
1	1,1918	1,1144	1,2275
2	0,4111	0,3766	0,4228
3	0,2425	0,2196	0,2479
4	0,1584	0,1433	0,1637
5	0,1111	0,1002	0,1162
6	0,0851	0,0769	0,0898
7	0,0797	0,0758	0,0763
8	0,0682	0,0510	0,0758
9	0,0590	0,0478	0,0582
10	0,0451	0,0470	0,0378
11	0,0378	0,0351	0,0378
12	0,0291	0,0279	0,0280

Tabela 5.47: Período de cada modo de vibração modelo Z1_DCM_EC2_EC8-WSCWB.

Fonte: elaborado pela autora (2023).

5.10.2 Análise Pushover

A realização da análise estática não linear Pushover foi elementar para o entendimento e comparação dos modelos estudados, isto pois esta permite não só a obtenção da capacidade estrutural para a fragilidade sísmica como também a investigação dos mecanismos de colapso. Conforme definido na Seção 4.5.4 foram considerados dois padrões de carga baseados no Eurocódigo 8, um uniforme e outro modal. Os valores de participação modal da Tabela 5.46 permitiram definir o segundo tipo como baseado no primeiro modo de vibração da estrutura e a análise foi conduzida através de incrementos de deslocamento.

As Figuras F.4 a F.6 do Apêndice F ilustram as curvas de capacidade da estrutura para todos *Frames* em termos de Esforço Cortante na Base x Deslocamento enquanto a Figura 5.43 apresenta estes resultados comparativamente. A partir destas ilustrações constata-se que os pórticos perimetrais do tipo A possuem menor capacidade resistente, o que é congruente, visto que, a análise Pushover foi conduzida para o plano e o dimensionamento resultou em seções menos resistentes para esses pórticos.



Figura 5.43: Cortante na Base x Deslocamento Modelo Z1_DCM_EC2_EC8-WSCWB todos *Frames*.

A partir destas ilustrações constata-se que para todas as linhas de pórtico a capacidade da estrutura é menor quando solicitada por um padrão de carregamento modal em comparação ao uniforme. Além disso, para ambos os casos a Linha de Pórtico A é a que apresenta menor resistência, o que é congruente, visto que, a análise Pushover foi conduzida para o plano e o dimensionamento resultou em seções menos resistentes para esse pórtico. Desta forma, concluiu-se que para este modelo o resultado crítico em termos de curva capacidade obtida foi para a linha de pórtico perimetral A sob carregamento incremental a partir do padrão modal.

Salienta-se que neste Capítulo de resultados individuais o objetivo era discutir as linhas de pórtico críticas que seriam adotadas nas próximas análises. Todos os *frames* apresentaram significativa ductilidade, propriedade esta sendo um dos alvos principais deste estudo e verificada em comparação entre os modelos.

Acrescenta-se que a comparação das curvas de capacidade destes modelos permite identificar um colapso dúctil para todos os *Frames* sobre ambos padrões de carregamento, com a presença de um patamar de escoamento considerável retratando uma desejável capacidade de dissipação de energia. Em termos de deslocamentos máximos atingidos estes são mais significativos do que os anteriores encontrados para os modelos de dimensionamento que não consideram requisitos anti-sísmicos e o que não adotava a condição de ductilidade global. Ademais, comparações efetivas e discussões entre os modelos são apresentadas na Seção 5.14.

O deslocamento elástico máximo atingido foi em torno de 22cm para as seis curvas, valor muito superior aos dos modelos menos dúcteis apresentados. Enquanto o deslocamento último variou de 60cm a 80cm para as curvas de capacidades deste modelo. Sobre o máximo esforço cortante na base, este foi caracterizado no intervalo de 480kN a 650kN. Assim os valores encontrados são muito superiores aos inicialmente analisados. No entanto, conclusões mais assertivas acerca destes valores são feitas comparando os resultados por tipo de dimensionamento na Seção 5.14.

As Figuras F.7 e F.9 ilustram as curvas de capacidade da estrutura para as linhas de Pórtico A, B e C em termos de Esforço Cortante na Base x *Drift*. A Tabela 5.48 apresenta os *Drifts* máximos de cada pavimento, considerando ponto de colapso em 50% do esforço cortante após máximo atingido e um limite superior de 4%, o qual é elevado e permite associar ao colapso para os estados limites avaliados. Estes valores críticos foram comparados ao estabelecidos pela literatura apresentada na Seção 4.5.4 da Metodologia baseada no Manual FEMA (2003). Salienta-se que este modelo foi enquadrado na definição *Moderate-Code* do manual.

Tabela 5.48: Interstory Drift máximo por pavimento Modelo Z1_DCM_EC2_EC8-WSCWB.

	Drift máx crítico [%]				Estado Limite de Dano
Pavimento	Frame A	Frame B	Frame C	Crítico	
6 - 5	0,67	0,69	0,79	0,79	Dano Moderado
5 - 4	0,81	0,96	1,21	1,21	Dano Moderado
4 - 3	1,26	3,74	4,00	4,00	Dano Completo
3 - 2	3,59	4,00	4,00	4,00	Dano Completo
2 - 1	4,00	4,00	4,00	4,00	Dano Completo
1 - 0	4,00	4,00	4,00	4,00	Dano Completo

Fonte: elaborado pela autora (2023).

Comparando os dados apresentados verifica-se que os *Drifts* foram superiores neste modelo, com os quatro primeiro pavimentos atingindo o Estado Limite de Dano Completo. Desta forma, comparando com os modelos anteriores verifica-se que a maior dissipação de energia foi atingida com este modelo. Essa propriedade associada a grande ductilidade da estrutura corroboram para um bom desempenho sísmico. Desta forma, ressalta-se o colapso dúctil da estrutura com grande exploração da capacidade de dissipação de energia de seus componentes estruturais. O último aspecto avaliado a partir das curvas Pushover foi o mecanismo de colapso resultante na estrutura. Para isto, foram considerados os valores médios para a estrutura da relação entre momentos resistentes de pilares e vigas de um mesmo nó *(SCWB factor)* da Tabela 5.49 e as Figuras de F.10 e F.12.

	Frame A	Frame B	Frame C
SCWB factor	1,391	1,6112	1,393

Tabela 5.49: Valor coeficiente SCWB Z1_DCM_EC2_EC8-WSCWB.

Fonte: elaborado pela autora (2023).

Em termos de comparação dos momentos resistentes para vigas e pilares de um mesmo nó, este modelo emprega a condição de ductilidade global do Eurocódigo 8, logo, os valores obtidos para todas as linhas de pórtico são superiores a 1,30. Para o Pórtico A o valor foi de 1,39, para o Pórtico B 1,61 e para o Pórtico C 1,39. Comparando os valores supracitados verifica-se a similaridade para os *Frames A e C* enquanto que o *Frame B* possui uma relação superior a 1,30.

Com a adoção da condição de ductilidade global era esperado que o mecanismo de colapso da estrutura fosse alterado de forma a mobilização ocorrer primordialmente às vigas do que aos pilares para um mesmo nó. As Figuras F.10, F.11 e F.12 ilustram o mecanismo de colapso de cada *frame* da estrutura, a partir das quais conclui-se que este foi significantemente alterado em relação aos anteriores, isto pois, as vigas passaram a ser mobilizadas em maioria a priori aos pilares de mesmo nó já no passo de 30% do deslocamento máximo alvo. Ademais a similaridade indicada para o *SCWB factor* é visualizada no mecanismo de colapso, isto é, os *Frames A e C* possuem mecanismo de plastificação equivalentes com mobilização considerável das vigas, enquanto que o *Frame B* de maior valor desta relação possui um mecanismo em que as vigas são totalmente preponderantes na maioria dos nós da estrutura.

Com isto, a capacidade dúctil da estrutura foi aumentada consideravelmente, sendo o mecanismo de colapso do tipo dúctil que é o esperado para o dimensionamento sísmico. Esse resultado corrobora com o apresentado para a análise das curvas de capacidade, isto é, resulta em um colapso dúctil da estrutura suficiente ao esperado para o dimensionamento sísmico.

Considerando o cenário exposto e discutido ao longo da aplicação da Análise Pushover, definiu-se a linha de Pórtico A como crítica para este modelo de estrutura. Nesta perspectiva, tendo em vista o custo computacional envolvido para as próximas análises, mais de 4 horas por modelo, adotou-se apenas esta linha de pórtico para as próximas etapas.

5.10.3 Análise Dinâmica Incremental

A Análise Dinâmica Incremental (IDA) foi conduzida a partir do histórico sísmico definido na Seção 5.1. Os sinais foram escalonados a partir da aceleração espectral para o período fundamental de vibração da estrutura $S_a(T_1)$. Como os terremotos são aplicados na direção X, foi considerado o período do primeiro modo de vibração representado na Tabela 5.47 ($T_1 =$ 1, 1918s). Ao todo, foram conduzidas 600 análises para cada modelo e o fator de multiplicação escalar para amplificar a intensidade do terremoto variado de 0, 05g até 3g. Os resultados são apresentados na Figura 5.44.



Figura 5.44: Curvas IDA Modelo Z1_DCM_EC2_EC8-WSCWB Frame A.

A análise da Figura 5.44 permite verificar que para todos os acelerogramas que constituem o histórico sísmico deste trabalho as curvas IDA apresentaram um comportamento não horizontal com um contínuo crescimento. Desta forma os *Drifts* não passam a aumentar de forma ilimitada. Este tipo de desempenho é associado à uma estrutura de considerável ductilidade e capacidade de dissipação de energia, desta forma, retratando o desempenho esperado para estruturas dimensionadas considerando o cenário sísmico. Este resultado converge com os apresentados para as discussões acerca da análise Pushover neste modelo, isto é, refletindo um colapso dúctil de grande dissipação de energia.

5.10.4 Demanda Sísmica (PSDM)

Neste trabalho, a IDA foi utilizada como ferramenta para a construção do modelo de demanda sísmica. Desta forma, seguindo o procedimento detalhado na Seção 4.5.3 da metodologia, os resultados foram analisados probabilisticamente de forma a obter os parâmetros de mediana e a dispersão logarítmica da análise. Como os resultados de PSDM obtidos seriam comparados entre os modelos de dimensionamento na Seção 5.15 e cada modelo resulta em estruturas diferentes com correspondentes período de vibração para os pórticos diferentes foi feita a seguinte adequação. Os resultados da análise PSDM foram também avaliados para a aceleração espectral S_a no período de 1 segundo $S_a(T = 1)$. Desta forma, garante-se a congruência entre os modelos para as comparações necessárias. A Figura 5.45 ilustra os dados de $S_a(T = 1)$ e *Drift* plotados no espaço logarítmico assim como a respectiva curva de calibração. As análises com valor de *Drift* maiores que 0,5 foram descartadas da PSDM.

Figura 5.45: PSDM Modelo Z1_DCM_EC2_EC8-WSCWB Frame A.



Fonte: elaborado pela autora (2023).

A partir da regressão linear obtida pelo PSDM os valores obtidos para a mediana e dispersão da demanda que são utilizados na construção das curvas de fragilidade deste modelo foram: a = -1,8992 e b = 1,0350 e $\beta = 0,3287$. O PSDM do Modelo Z1_DCM_EC2_EC8-WSCWB é que este apresentou a menor dispersão de dados com *Drift* superiores a 0,5, para a Zona 0, comportamento este que indica a convergência do desempenho sísmico atingido.

5.10.5 Curvas de fragilidade

Ao fim, estabelecida a demanda e a capacidade do modelo Z1_DCM_EC2_EC8-WSCWB nas etapas anteriores foram construídas as curvas de fragilidade para este dimensionamento, seguindo a conceituação exposta na Seção 4.5.5 da metodologia. Ressalta-se apenas que o modelo de capacidade adotado foi o do manual FEMA (2003) com os valores de mediana tabelados pelo grau de requisitos anti-sísmicos do modelo e a dispersão $\beta_C = 0, 30$. A Figura 5.46 ilustra as curvas de fragilidade resultantes para este modelo em duas escalas de plotagem em termos dos quatro estados limites de dano adotados neste trabalho, isto é: Leve, Moderado, Extenso e Completo. Reforça-se que os resultados são ilustrados considerando $S_a(T = 1)$ e não $S_a(T1)$.

Entendendo o foco deste trabalho da avaliação de dimensionamentos por meio de fragilidade sísmica, as discussões a cerca da fragilidade foram concentradas na Seção 5.15, sendo aqui apenas exposto o resultado individual para o modelo Z1_DCM_EC2_EC8-WSCWB. Os valores de mediana e dispersão para as quatros curvas de fragilidade deste modelo são apresentadas na Tabela 5.50.



Figura 5.46: Curva de Fragilidade Modelo Z1_DCM_EC2_EC8-WSCWB Frame A.

Fonte: elaborado pela autora (2023).

Tabela 5.50: Dispersão e Mediana Fragilidade Modelo Z1_DCM_EC2_EC8-WSCWB.

	Mediana	Dispersão
Dano Leve	-3,6858	0,3189
Dano Moderado	-3,1409	0,3189
Dano Extenso	-2,1849	0,3189
Dano Completo	-1,2751	0,3189

5.11 Z2_DCL_NBR6118_NBR15421

O dimensionamento nomeado por Z2_DCL_NBR6118_NBR15421 corresponde ao terceiro modelo que considera apenas as normas brasileiras. Trata-se do cenário de Zona 2 projetada tanto pela norma brasileira ABNT NBR6118(2023) como a ABNT NBR15421(2023) para classe de ductilidade DCL. No entanto, ressalta-se que este é o primeiro modelo baseado nas normas brasileiras que demanda a aplicação do espectro de resposta no dimensionamento. Novamente, pontua-se que foi conduzida uma análise puramente sísmica, desconsiderando, desta forma o vento para a estrutura.

Nos modelos que englobam ação sísmica, a configuração de pilares resultante é de seção transversal retangular, com linhas de pórtico detalhadas na Figura 5.3. Deste modo, são verificadas as Linhas de Pórtico A, B e C, compostas por pilares posicionados em tipos P1, P2, P3, P4, P5 e P6.

As Tabelas 5.51 e 5.52 sintetizam os detalhes deste dimensionamento tanto para as vigas como para os pilares. Salienta-se como resultado a utilização de 12 seções distintas dentre os 150 pilares da estrutura. Para todos os pilares e vigas foram consideradas armaduras transversais de ϕ 6, 3mm 2ramos com espaçamentos s indicados nas referidas tabelas. A Figura 5.47 apresenta graficamente a correspondência entre os pilares por pórtico e as seções transversais. Pontua-se que as normas brasileiras não preconizam zonas críticas aos elementos, portanto, diferentemente dos modelos que seguem o Eurocódigo 8, este apresenta um detalhamento contínuo ao longo de todo comprimento tanto para os pilares como para as vigas. Informações adicionais acerca deste detalhamento específico podem ser consultadas no Capítulo 3. Ressalta-se que para os modelos dimensionados pelo TQS®a armadura final já é obtida não sendo apresentada a taxa de armadura calculada e a relação entre demanda e capacidade (D/C).

Tabela 5.51: Dimensionamento vi	igas modelo Z2_	_DCL_NBR6118_	_NBR15421
---------------------------------	-----------------	---------------	-----------

Tipo	Seção	Armadura transversal	Armadura longitudinal		%
	[cm x cm]		(superior)	(inferior)	
Cobertura	19x30	ϕ 6, 3mm s = 17cm 2ramos	$4\phi 12, 5mm$	$3\phi 12, 5mm$	1,5
Piso	19x45	ϕ 6, 3 <i>mm s</i> = 12 <i>cm</i> 2 <i>ramos</i>	$3\phi 20,0mm$	$3\phi 16,0mm$	1,8

Posição	Piso	Seção	Armadura longitudinal	%	S
		[cm x cm]	adotada		[cm]
P1	6	20x30	$4\phi 16,0mm$	1,34	20
P2	6	20x30	$4\phi 16,0mm$	1,34	20
P3	6	20x30	$4\phi 16,0mm$	1,34	20
P4	6	20x45	$4\phi 10, 0mm$	0,35	20
P5	6	20x45	$4\phi 10,0mm$	0,35	20
P6	6	30x30	$4\phi 10,0mm$	0,35	20
P1	5	20x30	$4\phi 20,0mm$	2,09	20
P2	5	20x30	$4\phi 20,0mm$	2,09	20
P3	5	20x30	$4\phi 20,0mm$	2,09	20
P4	5	20x45	$4\phi 20,0mm$	1,40	20
P5	5	20x45	$4\phi 20,0mm$	1,40	20
P6	5	30x30	$4\phi 16,0mm$	0,89	20
P1	4	20x45	$4\phi 20,0mm$	1,40	20
P2	4	20x45	$6\phi 20,0mm$	2,09	20
P3	4	20x30	$4\phi 20,0mm$	2,09	20
P4	4	25x50	$6\phi 20,0mm$	1,51	20
P5	4	20x45	$6\phi 20,0mm$	2,09	20
P6	4	30x30	$4\phi 16,0mm$	0,89	20
P1	3	20x45	$4\phi 20,0mm$	1,40	20
P2	3	20x45	$6\phi 20,0mm$	2,09	20
P3	3	20x45	$6\phi 20,0mm$	2,09	20
P4	3	25x50	$6\phi 20, 0mm$	1,51	20
P5	3	25x50	$6\phi 20,0mm$	1,51	20
P6	3	30x30	$4\phi 16,0mm$	0,89	20
P1	2	20x45	$4\phi 20,0mm$	1,40	20
P2	2	20x45	$6\phi 20, 0mm$	2,09	20
P3	2	20x45	$6\phi 20,0mm$	2,09	20
P4	2	25x50	$8\phi 20,0mm$	2,01	20
P5	2	25x50	$8\phi 20,0mm$	2,01	20
P6	2	30x30	$6\phi 20, 0mm$	2,09	20
P1	1	20x45	$4\phi 20,0mm$	1,40	20
P2	1	25x50	$6\phi 20, 0mm$	1,51	20
P3	1	25x50	$6\phi 20,0mm$	1,51	20
P4	1	30x55	$8\phi 20,0mm$	1,52	20
P5	1	30x55	$8\phi 20,0mm$	1,52	20
P6	1	35x35	$6\phi 20,0mm$	1,54	20

Tabela 5.52: Dimensionamento pilares modelo Z2_DCL_NBR6118_NBR15421.



Figura 5.47: Configuração pórticos modelo Z2_DCL_NBR6118_NBR15421.

Fonte: elaborado pela autora (2023).

Pontua-se que as três linhas de pórtico resultantes do dimensionamento são diferentes, assim em termos de resultados individuais do modelo são três linhas de pórticos para análise: A, B e C. Uma última consideração é feita quanto a não-linearidade física pela ABNT NBR6118(2023). Esta norma define que a fissuração deve ser considerada na rigidez dos elementos estruturais para a análise, estabelecendo uma correspondência em porcentagem com a rigidez elástica. Para lajes este valor é definido em 30%, para vigas com armaduras assimétricas 40%, para vigas com armaduras simétricas 50% e para colunas em 80%. Ressalta-se que no caso de dimensionamentos que precisam de requisitos sísmicos pela ABNT NBR15421(2023) essa consideração é inalterada.

5.11.1 Análise Modal

No Apêndice G são ilustrados os 12 modos de vibração preponderantes de cada linha de pórtico do modelo analisado nas Figuras G.1 a G.3. As formas destes modos são similares entre si e ao apresentado para os Modelos anteriores variando apenas a participação modal e os períodos de vibração. Ressalta-se apenas uma singela alteração para o Eixo Y na ordem de ocorrência dos modos de 7 a 12, mas como tratam-se de modos de mobilização verticais dos pórticos analisados não geram preocupações às análises sísmicas, isto pois estas análises consideram o deslocamento e mobilização horizontal ao plano da estrutura os quais são dominantes e de maior impacto. Desta forma, as Tabelas 5.53 e 5.54 quantificam respectivamente a participação modal de cada modo e os períodos de vibração correspondentes.

	Fran	Frame A		Frame B		ne C
Modo	Eixo X [%]	Eixo Y [%]	Eixo X [%]	Eixo Y [%]	Eixo X [%]	Eixo Y [%]
1	77,48	0,00	76,52	0,00	75,04	0,00
2	9,17	0,00	9,94	0,00	11,81	0,00
3	4,24	0,00	4,60	0,00	3,59	0,00
4	2,21	0,00	2,18	0,00	2,31	0,00
5	2,04	0,00	1,62	0,00	1,82	0,00
6	0,00	39,97	1,03	0,03	1,72	0,00
7	0,95	0,01	0,00	20,52	0,00	0,00
8	0,00	0,01	0,00	11,25	0,00	44,07
9	0,00	19,73	0,00	31,48	0,00	14,64
10	0,00	7,65	0,00	6,73	0,00	0,00
11	0,00	9,89	0,00	8,23	0,00	15,62
12	0,00	5,16	0,01	0,00	0,00	0,00
Soma	96,10	82,40	95,90	78,24	96,30	74,33

Tabela 5.53: Massa mobilizada por modo de vibração modelo Z2_DCL_NBR6118_NBR15421.

Fonte: elaborado pela autora (2023).

Pontua-se que como os *frames* foram analisados por um modelo 2D e a excitação sísmica é aplicada horizontalmente os seis primeiros modos são os mais importantes para a interpretação do comportamento estrutural. Outro ponto a se salientar é que para esses seis modos em todas as linhas de pórtico a porcentagem de massa mobilizada foi superior a 90%, atendendo aos quesitos para análise espectral de dimensionamento pelos códigos abordados neste trabalho.

A similaridade citada para a forma dos modos de vibração é também visualizada entre os valores de massa mobilizada por respectivo modo de vibração da Tabela 5.53. Esta constatação é importante para inferir a congruência do modelo de dimensionamento resultante assim como a seleção de uma linha de pórtico específica em análises posteriores. Os períodos de vibração da Tabela 5.54 por linha de pórtico também possuem valores próximos, reforçando esta congruência e sendo compatíveis com os valores esperados para um edifício de 6 andares.

Modo	Frame A	Frame B	Frame C
1	1,4490	1,2919	1,4191
2	0,4887	0,4261	0,4949
3	0,2704	0,2303	0,2818
4	0,1836	0,1483	0,1888
5	0,1292	0,1054	0,1447
6	0,0917	0,0774	0,0983
7	0,0901	0,0755	0,0784
8	0,0878	0,0659	0,0782
9	0,0473	0,0437	0,0640
10	0,0373	0,0431	0,0383
11	0,0372	0,0363	0,0383
12	0,0317	0,0303	0,0309

Tabela 5.54: Período de cada modo de vibração modelo Z2_DCL_NBR6118_NBR15421.

Fonte: elaborado pela autora (2023).

5.11.2 Análise Pushover

A realização da análise estática não linear Pushover foi elementar para o entendimento e comparação dos modelos estudados, isto pois esta permite não só a obtenção da capacidade estrutural para a fragilidade sísmica como também a investigação dos mecanismos de colapso. Conforme definido na Seção 4.5.4 foram considerados dois padrões de carga baseados no Eurocódigo 8, um uniforme e outro modal. Os valores de participação modal da Tabela 5.53 permitiram definir o segundo tipo como baseado no primeiro modo de vibração da estrutura e a análise foi conduzida através de incrementos de deslocamento.

As Figuras G.4 e G.6 do Apêndice G ilustram as curvas de capacidade da estrutura para todos *Frames* em termos de Esforço Cortante na Base x Deslocamento enquanto a Figura 5.48 apresenta estes resultados comparativamente. A partir destas ilustrações constata-se que os pórticos perimetrais do tipo A possuem menor capacidade resistente, o que é congruente, visto que, a análise Pushover foi conduzida para o plano e o dimensionamento resultou em seções menos resistentes para esses pórticos.

Figura 5.48: Cortante na Base x Deslocamento Modelo Z2_DCL_NBR6118_NBR15421 todos *Frames*.



A partir destas ilustrações constata-se que para todas as linhas de pórtico a capacidade da estrutura é menor quando solicitada por um padrão de carregamento modal em comparação ao uniforme. Além disso, para ambos os casos a Linha de Pórtico A é a que apresenta menor resistência, o que é congruente, visto que, a análise Pushover foi conduzida para o plano e o dimensionamento resultou em seções menos resistentes para esse pórtico. Desta forma, concluiu-se que para este modelo o resultado crítico em termos de curva capacidade obtida foi para a linha de pórtico perimetral A sob carregamento incremental a partir do padrão modal. Acrescenta-se que de todos os modelos avaliados neste trabalho, as curvas do dimensionamento Z2_DCL_NBR6118_NBR15421 são as mais críticas.

Adiciona-se que a comparação das curvas de capacidade destes modelos permite identificar uma ductilidade mínima para os Frames B e C, enquanto o Frame A teve um colapso do tipo frágil, com um patamar de ductilidade muito pequeno. Em termos de deslocamentos máximos atingidos estes são pequenos para o tipo de edificação estudada, comparação esta que fica ainda mais evidente a partir das discussões da Seção 5.14.

Em termos de deslocamento elástico máximo atingido, para o pórtico externo este foi de cerca de 15cm e para os internos 20cm. Já os valores de deslocamento último variam conside-

ravelmente no intervalo 30cm a 40cm. Sobre o máximo esforço cortante na base, este variou considerando as três linhas de pórtico e padrão de carregamento no intervalo 350kN a 500kN para as linhas de pórtico internas e 200kN para a linha externa sob carregamento modal e 320kN para a linha externa sob carregamento retangular. No entanto, conclusões mais assertivas acerca destes valores são feitas comparando os resultados por tipo de dimensionamento na Seção 5.14.

As Figuras G.7 a G.9 ilustram as curvas de capacidade da estrutura para as linhas de Pórtico A, B e C em termos de Esforço Cortante na Base x *Drift*. A Tabela 5.55 apresenta os *Drifts* máximos de cada pavimento, considerando ponto de colapso em 50% do esforço cortante após máximo atingido e um limite superior de 4%, o qual é elevado e permite associar ao colapso para os estados limites avaliados. Estes valores críticos foram comparados ao estabelecidos pela literatura apresentada na Seção 4.5.4 da Metodologia baseada no Manual FEMA (2003). Salienta-se que este modelo foi enquadrado na definição *Low-Code* do manual.

		<i>Drift</i> máx o	Estado Limite de Dano		
Pavimento	Frame A	Frame B	Frame C	Crítico	
6 - 5	0,72	0,72	0,37	0,72	Dano Moderado
5 - 4	3,81	3,96	2,70	3,96	Dano Completo
4 - 3	1,68	1,56	1,08	1,68	Dano Extenso
3 - 2	2,07	2,39	1,13	2,39	Dano Extenso
2 - 1	3,17	3,26	1,19	3,26	Dano Extenso
1 - 0	3,65	3,50	0,84	3,65	Dano Completo

Tabela 5.55: Interstory Drift máximo por pavimento Modelo Z2_DCL_NBR6118_NBR15421.

Fonte: elaborado pela autora (2023).

Comparando os dados apresentados verifica-se que os *Drifts* foram superiores neste modelo, indicando que a adoção de detalhamento sísmico, grande diferencial deste modelo em relação aos anteriores levou a uma maior mobilização da estrutura. Esses maiores *Drifts* reflete em Estados Limites de Dano mais severos, com três pavimentos atingindo o estágio completo. Essa propriedade associada a uma ductilidade da estrutura corroboram para um bom desempenho sísmico. No entanto ressalta-se que resultados superiores devem ser encontrados para o modelo que além do detalhamento sísmico considera a condição de ductilidade global. Desta forma, ressalta-se o colapso dúctil da estrutura com certa exploração da capacidade de dissipação de energia de seus componentes estruturais. Comparando os dados apresentados verifica-se que diferentes dos modelos anteriores os valores de *Drifts* encontrados e Estados Limites de Danos são inferiores. Isto pois este modelo apresentou um baixo desempenho sísmico, sendo inclusive o mais crítico deste trabalho. Como a curva Pushover foi conduzida para um deslocamento alvo muito elevado, isto é, um metro, era esperado que a maioria dos modelos atingissem o Estado Limite de Dano completo. No entanto, como este modelo apresentou comportamento frágil, foi incapaz de dissipar grande quantidade de energia.

O último aspecto avaliado a partir das curvas Pushover foi o mecanismo de colapso resultante na estrutura. Para isto, foram considerados os valores médios para a estrutura da relação entre momentos resistentes de pilares e vigas de um mesmo nó *(SCWB factor)* da Tabela 5.56 e as Figuras de G.10 a G.12.

Tabela 5.56: Valor coeficiente SCWB Z2_DCL_NBR6118_NBR15421.

	Frame A	Frame B	Frame C
SCWB factor	1,152	1,376	1,052

Fonte: elaborado pela autora (2023).

A análise dos *SCWB factor* apresenta valores inferiores aos prescritos pelas normas sismoresistentes internacionais para a garantia de uma condição de ductilidade global como apresentado no Capítulo 3 para as linhas de Pórtico A e C, apenas para a linha B particularmente foi atingido valor superior. Desta forma, esperava-se que a estrutura apresentada tivesse um mecanismo de colapso com certo envolvimento das vigas mas com o predomínio da formação de rótulas plásticas nos pilares. Isto foi refletido nas curvas de capacidade já analisadas.

Comparando a consideração acima exposta com os mecanismos de colapso das Figuras G.10 a G.12 verifica-se que para todas as linhas de pórtico no passo 15% pouquíssimas molas atingiram a plastificação, no entanto, no passo 30% verifica-se o início da plastificação comandado por pilares. Assim cada vez mais pilares são envolvidos na dissipação de energia, com pouquíssimas vigas plastificando, e o mecanismo de colapso apresentado é frágil ou de pouquíssima ductilidade a depender da linha de pórtico. Esta inferência corrobora com os resultados já apresentados e discutidos para as curvas de capacidade.

Considerando o cenário exposto e discutido ao longo da aplicação da Análise Pushover, definiu-se a linha de Pórtico A como crítica para este modelo de estrutura. Nesta perspectiva, tendo em vista o custo computacional envolvido para as próximas análises, mais de 4 horas por modelo, adotou-se apenas esta linha de pórtico para as próximas etapas.

5.11.3 Análise Dinâmica Incremental

A Análise Dinâmica Incremental (IDA) foi conduzida a partir do histórico sísmico definido na Seção 5.1. Os sinais foram escalonados a partir da aceleração espectral para o período fundamental de vibração da estrutura $S_a(T_1)$. Como os terremotos são aplicados na direção X, foi considerado o período do primeiro modo de vibração representado na Tabela 5.54 ($T_1 =$ 1, 4490s). Ao todo, foram conduzidas 600 análises para cada modelo e o fator de multiplicação escalar para amplificar a intensidade do terremoto variado de 0, 05g até 3g. Os resultados são apresentados na Figura 5.49.

Figura 5.49: Curvas IDA Modelo Z2_DCL_NBR6118_NBR15421 Frame A.



A análise da Figura 5.49 permite verificar que similar ao apresentado para os modelos sem requisitos anti-sísmicos, para todos os acelerogramas que constituem o histórico sísmico deste trabalho as curvas IDA apresentaram um comportamento de instabilidade dinâmica. Este comportamento é verificado quando os *Drifts* passam a aumentar de forma ilimitada. Este tipo de desempenho é associado ao colapso, convergindo com os resultados apresentados para as discussões acerca da análise Pushover neste modelo, isto é, refletindo um colapso frágil ou de baixíssima ductilidade.

5.11.4 Demanda Sísmica (PSDM)

Neste trabalho, a IDA foi utilizada como ferramenta para a construção do modelo de demanda sísmica. Desta forma, seguindo o procedimento detalhado na Seção 4.5.3 da metodologia, os resultados foram analisados probabilisticamente de forma a obter os parâmetros de mediana e a dispersão logarítmica da análise. Como os resultados de PSDM obtidos seriam comparados entre os modelos de dimensionamento na Seção 5.15 e cada modelo resulta em estruturas diferentes com correspondentes período de vibração para os pórticos diferentes foi feita a seguinte adequação. Os resultados da análise PSDM foram também avaliados para a aceleração espectral S_a no período de 1 segundo $S_a(T = 1)$. Desta forma, garante-se a congruência entre os modelos para as comparações necessárias. A Figura 5.50 ilustra os dados de $S_a(T = 1)$ e *Drift* plotados no espaço logarítmico assim como a respectiva curva de calibração. As análises com valor de *Drift* maiores que 0,5 foram descartadas da PSDM.



Figura 5.50: PSDM Modelo Z2_DCL_NBR6118_NBR15421 Frame A.

A partir da regressão linear do PSDM os valores obtidos para a mediana e dispersão da demanda que são utilizados na construção das curvas de fragilidade deste modelo foram: $a = -0,5450 \text{ e } b = 1,0540 \text{ e } \beta = 0,7634$. Acrescenta-se que o PSDM do Modelo Z2_DCL_NBR6118_NBR15421 apresentou uma grande dispersão de dados com *Drift* superiores a 0,5, comportamento este diferente do encontrando para os modelos dimensionados pelos *Eurocódigos*.

5.11.5 Curvas de fragilidade

Ao fim, estabelecida a demanda e a capacidade do modelo Z2_DCL_NBR6118_NBR15421 nas etapas anteriores foram construídas as curvas de fragilidade para este dimensionamento, seguindo a conceituação exposta na Seção 4.5.5 da metodologia. Ressalta-se apenas que o modelo de capacidade adotado foi o do manual FEMA (2003) com os valores de mediana tabelados pelo grau de requisitos anti-sísmicos do modelo e a dispersão $\beta_C = 0, 30$. A Figura 5.51 ilustra as curvas de fragilidade resultantes para este modelo em duas escalas de plotagem em termos dos quatro estados limites de dano adotados neste trabalho, isto é: Leve, Moderado, Extenso e Completo. Reforça-se que os resultados são ilustrados considerando $S_a(T = 1)$ e não $S_a(T1)$.

Entendendo o foco deste trabalho da avaliação de dimensionamentos por meio de fragilidade sísmica, as discussões a cerca da fragilidade foram concentradas na Seção 5.15, sendo aqui apenas exposto o resultado individual para o modelo Z2_DCL_NBR6118_NBR15421. Os valores de mediana e dispersão para as quatros curvas de fragilidade deste modelo são apresentadas na Tabela 5.57.



Figura 5.51: Curva de Fragilidade Modelo Z2_DCL_NBR6118_NBR15421 Frame A.

Fonte: elaborado pela autora (2023).

Tabela 5.57: Dispersão e Mediana Fragilidade Modelo Z2_DCL_NBR6118_NBR15421.

	Mediana	Dispersão
Dano Leve	-3,5701	0,5080
Dano Moderado	-3,2606	0,5080
Dano Extenso	-2,6545	0,5080
Dano Completo	-2,0465	0,5080

5.12 Z2_DCM_EC2_EC8-NSCWB

O modelo Z2_DCM_EC2_EC8-NSCWB representa o dimensionamento da estrutura para o cenário de ação sísmica correspondente à Zona 2 com $a_g = 0,075g$ e classe de ductilidade DCM. Isto posto, aplica-se tanto o Eurocódigo 2 como o Eurocódigo 8 e a ação do vento foi desconsiderada para retratar uma análise puramente sísmica. Ressalta-se que diferentemente dos cenários anteriores, esta aceleração não é considerada de baixa sismicidade, sendo obrigatório, portanto, o dimensionamento para classe de ductilidade DCM. Neste modelo não foi adotada a condição de ductilidade global (NSCWB), com o intuito de investigar seu impacto no dimensionamento.

Nos modelos que englobam ação sísmica, a configuração de pilares resultante é de seção transversal retangular, com linhas de pórtico detalhadas na Figura 5.3. Deste modo, são verificadas as Linhas de Pórtico A, B e C, compostas por pilares posicionados em tipos P1, P2, P3, P4, P5 e P6. Nos dimensionamentos do Eurocódigo 8 foram realizadas as verificações de: ductilidade local, pêndulo invertido, torsionalmente flexível, Pdelta e estado limite de danos.

As Tabelas 5.58 e 5.59 sintetizam os detalhes deste dimensionamento tanto para as vigas como para os pilares. Salienta-se como resultado a utilização de 10 seções distintas dentre os 150 pilares da estrutura. Para todos os pilares e vigas foram consideradas armaduras transversais de ϕ 6, 3*mm 2ramos* com espaçamentos *s* e *s*_{critico} indicados nas referidas tabelas. A Figura 5.52 apresenta graficamente a correspondência entre os pilares por pórtico e as seções transversais. Pontua-se que o Eurocódigo 8 define zonas críticas aos elementos com correspondente detalhamento específico, sendo neste caso de 54cm para os pilares, 35cm para as vigas de cobertura e 50cm para as vigas de piso. Informações adicionais acerca deste detalhamento específico podem ser consultadas no Capítulo 3.

Tipo)	Seção	Armadura l	%	S	S _{critico}	
		[cm x cm]	(superior)	(inferior)		[cm]	[cm]
Cobert	ura	25x35	4 <i>ϕ</i> 12, 5 <i>mm</i>	3 <i>ф</i> 12, 5 <i>mm</i>	1,0	23	8
Pisc)	25x50	$4\phi 20,0mm$	$3\phi 16,0mm$	1,5	18	12

Tabela 5.58: Dimensionamento vigas modelo Z2_DCM_EC2_EC8-NSCWB.

Posição	Piso	Seção	Armadura	longitudinal	D/C ratio	%	S	S _{critico}
		[cm x cm]	calculada	adotada			[cm]	[cm]
P1	6	20x30	600mm ²	$8\phi 10,0mm$	0,850	1,05	20	6
P2	6	20x30	600mm ²	$8\phi 10,0mm$	0,873	1,05	20	6
P3	6	20x30	600mm ²	$8\phi 10,0mm$	0,814	1,05	20	6
P4	6	20x30	600mm ²	$8\phi 10,0mm$	0,397	1,05	20	6
P5	6	20x30	600mm ²	$8\phi 10,0mm$	0,361	1,05	20	6
P6	6	25x25	625mm ²	$8\phi 10,0mm$	0,316	1,01	20	8
P1	5	30x50	1500mm ²	$8\phi 16,0mm$	0,854	1,07	20	11
P2	5	20x40	800mm ²	$8\phi 12, 5mm$	0,939	1,23	20	6
P3	5	20x30	600mm ²	$8\phi 10,0mm$	0,764	1,05	20	6
P4	5	20x40	872mm ²	$8\phi 12, 5mm$	0,730	1,23	20	6
P5	5	20x40	826mm ²	$8\phi 12, 5mm$	0,778	1,23	20	6
P6	5	25x25	625mm ²	$8\phi 10,0mm$	0,462	1,01	20	8
P1	4	30x50	1500mm ²	$8\phi 16,0mm$	0,596	1,07	20	11
P2	4	20x40	1027mm ²	$8\phi 16,0mm$	0,808	2,01	20	6
P3	4	20x40	1060mm ²	$8\phi 16,0mm$	0,691	2,01	20	6
P4	4	25x45	1125mm ²	$10\phi 12, 5mm$	0,570	1,09	20	8
P5	4	25x45	1125mm ²	$10\phi 12, 5mm$	0,558	1,09	20	8
P6	4	30x30	900mm ²	$8\phi 12, 5mm$	0,532	1,09	20	10
P1	3	30x50	1500mm ²	$8\phi 16,0mm$	0,666	1,07	20	11
P2	3	20x40	1446mm ²	$8\phi 16,0mm$	0,788	2,01	20	6
P3	3	20x40	1452mm ²	$8\phi 16,0mm$	0,805	2,01	20	6
P4	3	25x45	1125mm ²	$10\phi 12, 5mm$	0,672	1,09	20	8
P5	3	25x45	1125mm ²	$10\phi 12, 5mm$	0,656	1,09	20	8
P6	3	35x35	1225mm ²	$8\phi 16,0mm$	0,587	1,31	20	12
P1	2	30x50	1500mm ²	$8\phi 16,0mm$	0,462	1,07	20	11
P2	2	25x45	1125mm ²	$10\phi 12, 5mm$	0,757	1,09	20	8
P3	2	25x45	1125mm ²	$10\phi 12, 5mm$	0,690	1,09	20	8
P4	2	30x50	1500mm ²	$10\phi 16,0mm$	0,603	1,34	20	11
P5	2	30x50	1500mm ²	$10\phi 16,0mm$	0,583	1,34	20	11
P6	2	35x35	1225mm ²	$8\phi 16,0mm$	0,582	1,31	20	12
P1	1	30x50	1500mm ²	$8\phi 16,0mm$	0,438	1,07	20	11
P2	1	25x45	1125mm ²	$10\phi 12, 5mm$	0,623	1,09	20	8
P3	1	25x45	1125mm ²	$10\phi 12, 5mm$	0,588	1,09	20	8
P4	1	30x50	1500mm ²	$10\phi 16,0mm$	0,627	1,34	20	11
P5	1	30x50	1500mm ²	$10\phi 16,0mm$	0,603	1,34	20	11
P6	1	40x40	1600mm ²	$8\phi 16,0mm$	0,534	1,01	20	12

Tabela 5.59: Dimensionamento pilares modelo Z2_DCM_EC2_EC8-NSCWB.



Figura 5.52: Configuração pórticos modelo Z2_DCM_EC2_EC8-NSCWB.

Fonte: elaborado pela autora (2023).

Pontua-se que as três linhas de pórtico resultantes do dimensionamento são diferentes, assim em termos de resultados individuais do modelo são três linhas de pórticos para análise: A, B e C.

Uma última consideração que se faz, é que o Eurocódigo 8 adota a rigidez dos elementos estruturais com fissuração para a análise, prevendo uma redução em 50% para todos os elementos. Para facilitar a fluidez da leitura deste trabalho, nesta seção são apresentados os resultados principais para o modelo sendo informações e resultados complementares indicados no Apêndice H.

5.12.1 Análise Modal

No Apêndice H são ilustrados os 12 modos de vibração preponderantes de cada linha de pórtico do modelo analisado nas Figuras H.1 a H.3. As formas destes modos são similares entre si e ao apresentado para os Modelos anteriores variando apenas a participação modal e os períodos de vibração. Ressalta-se apenas uma singela alteração para o Eixo Y na ordem de ocorrência dos modos de 7 a 12, mas como tratam-se de modos de mobilização verticais dos pórticos analisados não geram preocupações às análises sísmicas, isto pois estas análises consideram o deslocamento e mobilização horizontal ao plano da estrutura os quais são dominantes e de maior impacto. Desta forma, as Tabelas 5.60 e 5.61 quantificam respectivamente a participação modal de cada modo e os períodos de vibração correspondentes.

	Fran	ne A	Frame B		Fran	ne C
Modo	Eixo X [%]	Eixo Y [%]	Eixo X [%]	Eixo Y [%]	Eixo X [%]	Eixo Y [%]
1	78,06	0,00	77,13	0,00	75,62	0,00
2	10,88	0,00	10,26	0,00	12,28	0,00
3	4,50	0,00	4,74	0,00	4,56	0,00
4	2,29	0,00	2,31	0,00	2,13	0,00
5	1,20	0,00	1,31	0,00	1,64	0,00
6	0,80	0,01	1,00	0,00	1,13	0,00
7	0,00	38,50	0,00	20,78	0,00	0,00
8	0,00	0,01	0,00	11,66	0,00	46,09
9	0,00	29,14	0,00	36,43	0,00	12,24
10	0,00	0,58	0,00	0,04	0,00	0,00
11	0,00	10,15	0,00	9,51	0,00	17,94
12	0,00	6,04	0,00	3,43	0,00	0,00
Soma	97,72	84,43	96,75	81,85	97,35	76,27

Tabela 5.60: Massa mobilizada por modo de vibração modelo Z2_DCM_EC2_EC8-NSCWB.

Fonte: elaborado pela autora (2023).

Pontua-se que como os *frames* foram analisados por um modelo 2D e a excitação sísmica é aplicada horizontalmente os seis primeiros modos são os mais importantes para a interpretação do comportamento estrutural. Outro ponto a se salientar é que para esses seis modos em todas as linhas de pórtico a porcentagem de massa mobilizada foi superior a 90%, atendendo aos quesitos para análise espectral de dimensionamento pelos códigos abordados neste trabalho.

A similaridade citada para a forma dos modos de vibração é também visualizada entre os valores de massa mobilizada por respectivo modo de vibração da Tabela 5.60. Esta constatação é importante para inferir a congruência do modelo de dimensionamento resultante assim como a seleção de uma linha de pórtico específica em análises posteriores. Os períodos de vibração da Tabela 5.61 por linha de pórtico também possuem valores próximos, reforçando esta congruência e sendo compatíveis com os valores esperados para um edifício de 6 andares.

Modo	Frame A	Frame B	Frame C
1	1,2930	1,1290	1,2149
2	0,4434	0,4015	0,4542
3	0,2644	0,2354	0,2580
4	0,1757	0,1584	0,1864
5	0,1212	0,1097	0,1315
6	0,0916	0,0805	0,0930
7	0,0896	0,0742	0,0747
8	0,0842	0,0641	0,0743
9	0,0516	0,0468	0,0602
10	0,0499	0,0461	0,0390
11	0,0351	0,0386	0,0389
12	0,0322	0,0295	0,0296

Tabela 5.61: Período de cada modo de vibração modelo Z2_DCM_EC2_EC8-NSCWB.

Fonte: elaborado pela autora (2023).

5.12.2 Análise Pushover

A realização da análise estática não linear Pushover foi elementar para o entendimento e comparação dos modelos estudados, isto pois esta permite não só a obtenção da capacidade estrutural para a fragilidade sísmica como também a investigação dos mecanismos de colapso. Conforme definido na Seção 4.5.4 foram considerados dois padrões de carga baseados no Eurocódigo 8, um uniforme e outro modal. Os valores de participação modal da Tabela 5.18 permitiram definir o segundo tipo como baseado no primeiro modo de vibração da estrutura e a análise foi conduzida através de incrementos de deslocamento.

As Figuras H.4 e H.6 do Apêndice H ilustram as curvas de capacidade da estrutura para todos *Frames* em termos de Esforço Cortante na Base x Deslocamento enquanto a Figura 5.53 apresenta estes resultados comparativamente. A partir destas ilustrações constata-se que os pórticos perimetrais do tipo A possuem menor capacidade resistente, o que é congruente, visto que, a análise Pushover foi conduzida para o plano e o dimensionamento resultou em seções menos resistentes para esses pórticos.



Figura 5.53: Cortante na Base x Deslocamento Modelo Z2_DCM_EC2_EC8-NSCWB todos *Frames*.

A partir destas ilustrações constata-se que para todas as linhas de pórtico a capacidade da estrutura é menor quando solicitada por um padrão de carregamento modal em comparação ao uniforme. No entanto, divergindo dos outros modelos, neste caso o Pórtico C sob carregamento modal possui resistência inferior e compatível com o Pórtico A. Isto decorre do incremento da sismicidade aplicada que resultou em um dimensionamento mais demandante da linha de pórtico externa do que nos casos anteriores. Todavia, como a curva apresentada para o *Frame C* é equivalente a do *Frame A* sob carga modal e esta última vinha sendo a crítica para os outros cenários, optou-se por manter assim neste modelo de forma que a análise entre modelos fosse mais congruente empregando um mesmo tipo de linha de pórtico, no caso a externa sobre incremento de carga modal.

Salienta-se que neste Capítulo de resultados individuais o objetivo era discutir as linhas de pórtico críticas que seriam adotadas nas próximas análises. Todos os *frames* apresentaram significativa ductilidade, propriedade esta sendo um dos alvos principais deste estudo e verificada em comparação entre os modelos.

Acrescenta-se que a comparação das curvas de capacidade destes modelos permite identificar um colapso dúctil para todos os *Frames* sobre ambos padrões de carregamento, com a presença de um patamar de escoamento. Em termos de deslocamentos máximos atingidos estes são mais significativos do que os anteriores encontrados para os modelos de dimensionamento que não consideram requisitos anti-sísmicos. No entanto, este modelo não adotou a condição de ductilidade global de forma que o efeito aqui analisado refere-se ao detalhamento sísmico. Ademais, comparações efetivas e discussões entre os modelos são apresentadas na Seção 5.14.

O deslocamento elástico máximo atingido foi em torno de 20cm para todas as curvas e o deslocamento último foi de cerca de 42cm para o pórtico C sob carregamento modal e 60cm para os demais. Sobre o máximo esforço cortante na base, este foi caracterizado no intervalo de 450kN a 500kN para as curvas do pórtico A e a curva C Modal, e de 550kN a 620kN nos demais casos. No entanto, conclusões mais assertivas acerca destes valores são feitas comparando os resultados por tipo de dimensionamento na Seção 5.14.

As Figuras H.7 e H.9 ilustram as curvas de capacidade da estrutura para as linhas de Pórtico A, B e C em termos de Esforço Cortante na Base x *Drift*. A Tabela 5.62 apresenta os *Drifts* máximos de cada pavimento, considerando ponto de colapso em 50% do esforço cortante após máximo atingido e um limite superior de 4%, o qual é elevado e permite associar ao colapso para os estados limites avaliados. Estes valores críticos foram comparados ao estabelecidos pela literatura apresentada na Seção 4.5.4 da Metodologia baseada no Manual FEMA (2003). Salienta-se que este modelo foi enquadrado na definição *Moderate-Code* do manual.

	-	<i>Drift</i> máx c	Estado Limite de Dano		
Pavimento	Frame A	Frame B	Frame C	Crítico	
6 - 5	0,82	3,83	0,77	3,83	Dano Extenso
5 - 4	1,12	1,19	4,00	4,00	Dano Completo
4 - 3	2,00	1,55	1,31	2,00	Dano Extenso
3 - 2	4,00	4,00	4,00	4,00	Dano Completo
2 - 1	4,00	4,00	4,00	4,00	Dano Completo
1 - 0	4,00	4,00	4,00	4,00	Dano Completo

Tabela 5.62: Interstory Drift máximo por pavimento Modelo Z2_DCM_EC2_EC8-NSCWB.

Fonte: elaborado pela autora (2023).

Comparando os dados apresentados verifica-se que os *Drifts* foram superiores neste modelo, indicando que a adoção de detalhamento sísmico, grande diferencial deste modelo em relação aos anteriores levou a uma maior mobilização da estrutura. Esses maiores *Drifts* reflete em Estados Limites de Dano mais severos, com quatro pavimentos atingindo o estágio completo. Essa propriedade associada a uma ductilidade da estrutura corroboram para um bom desempenho sísmico. No entanto ressalta-se que resultados superiores devem ser encontrados para o modelo que além do detalhamento sísmico considera a condição de ductilidade global. Desta forma, ressalta-se o colapso dúctil da estrutura com certa exploração da capacidade de dissipação de energia de seus componentes estruturais.

O último aspecto avaliado a partir das curvas Pushover foi o mecanismo de colapso resultante na estrutura. Para isto, foram considerados os valores médios para a estrutura da relação entre momentos resistentes de pilares e vigas de um mesmo nó *(SCWB factor)* da Tabela 5.63 e as Figuras de H.10 e H.12.

	Frame A	Frame B	Frame C
SCWB factor	1,1568	1,3426	1,1808

Tabela 5.63: Valor coeficiente SCWB Z2_DCM_EC2_EC8-NSCWB.

Fonte: elaborado pela autora (2023).

Em termos de comparação dos momentos resistentes para vigas e pilares de um mesmo nó, apesar deste modelo empregar o Eurocódigo 8, não foi adotada a condição de ductilidade global exatamente para verificar o impacto da adoção ou não desta ao dimensionamento resultante. Logo, os valores obtidos para a maioria das linhas de pórtico são inferiores ao entorno de 1,30 esperado para os modelos que aplicam esta restrição. Para o Pórtico A o valor foi de 1,16, para o Pórtico B 1,34 e para o Pórtico C 1,18. Comparando os valores supracitados verifica-se a similaridade para os *Frames A e C* enquanto que o *Frame B* possui uma relação superior e próxima ao limite da condição de ductilidade global.

O valor ponderado por todos nós da estrutura para a relação entre momentos fletores de pilares e vigas de um mesmo nó foi denominado por *SCWB factor*, o qual é diretamente correlacionado ao mecanismo de colapso da estrutura. Tal qual ilustram as Figuras H.10, H.11 e H.12, todas as linhas de pórtico apresentam um mecanismo de colapso com envolvimento tanto das vigas como dos pilares. Seguindo a similaridade supracitada para este fator, os *Frames A e C* possuem mecanismo de plastificação muito similar enquanto que para o *Frame B* vemos um cenário mais dúctil e compatível com o dimensionamento sísmico.

Esse resultado corrobora com o apresentado para a análise das curvas de capacidade, isto é, o mecanismo mais dúctil é estabelecido para o *Frame B*, enquanto que o A e o C possuem um colapso menos dúctil com menor dissipação de energia mas envolvendo as vigas dos pavimentos inferiores.

Considerando o cenário exposto e discutido ao longo da aplicação da Análise Pushover, definiu-se a linha de Pórtico A como crítica para este modelo de estrutura. Nesta perspectiva, tendo em vista o custo computacional envolvido para as próximas análises, mais de 4 horas por modelo, adotou-se apenas esta linha de pórtico para as próximas etapas.

5.12.3 Análise Dinâmica Incremental

A Análise Dinâmica Incremental (IDA) foi conduzida a partir do histórico sísmico definido na Seção 5.1. Os sinais foram escalonados a partir da aceleração espectral para o período fundamental de vibração da estrutura $S_a(T_1)$. Como os terremotos são aplicados na direção X, foi considerado o período do primeiro modo de vibração representado na Tabela 5.61 ($T_1 =$ 1, 2930s). Ao todo, foram conduzidas 600 análises para cada modelo e o fator de multiplicação escalar para amplificar a intensidade do terremoto variado de 0, 05g até 3g. Os resultados são apresentados na Figura 5.54.



Figura 5.54: Curvas IDA Modelo Z2_DCM_EC2_EC8-NSCWB Frame A.

A análise da Figura 5.54 permite verificar que diferentemente do apresentado para os modelos sem requisitos anti-sísmicos, a maioria da curvas IDA não são horizontais. Desta forma, conclui-se que este modelo se demonstrou menos instável dinamicamente. Este tipo de desempenho é associado ao colapso, convergindo com os resultados apresentados para as discussões acerca da análise Pushover neste modelo, isto é, refletindo um colapso com certa ductilidade.

5.12.4 Demanda Sísmica (PSDM)

Neste trabalho, a IDA foi utilizada como ferramenta para a construção do modelo de demanda sísmica. Desta forma, seguindo o procedimento detalhado na Seção 4.5.3 da metodologia, os resultados foram analisados probabilisticamente de forma a obter os parâmetros de mediana e a dispersão logarítmica da análise. Como os resultados de PSDM obtidos seriam comparados entre os modelos de dimensionamento na Seção 5.15 e cada modelo resulta em estruturas diferentes com correspondentes período de vibração para os pórticos diferentes foi feita a seguinte adequação. Os resultados da análise PSDM foram também avaliados para a aceleração espectral S_a no período de 1 segundo $S_a(T = 1)$. Desta forma, garante-se a congruência entre os modelos para as comparações necessárias. A Figura 5.55 ilustra os dados de $S_a(T = 1)$ e *Drift* plotados no espaço logarítmico assim como a respectiva curva de calibração. As análises com valor de *Drift* maiores que 0,5 foram descartadas da PSDM.



Figura 5.55: PSDM Modelo Z2_DCM_EC2_EC8-NSCWB Frame A.

A partir da regressão linear obtida pelo PSDM os valores obtidos para a mediana e dispersão da demanda que são utilizados na construção das curvas de fragilidade deste modelo foram: a = -1,8372 e b = 1,1021 e $\beta = 0,3738$. O PSDM do Modelo Z2_DCM_EC2_EC8-NSCWB apresentou uma pequena dispersão de dados com *Drift* superiores a 0,5, comportamento este diferente do encontrando para os modelos em que não foram aplicadas premissas sísmicas.

5.12.5 Curvas de fragilidade

Ao fim, estabelecida a demanda e a capacidade do modelo Z2_DCM_EC2_EC8-NSCWB nas etapas anteriores foram construídas as curvas de fragilidade para este dimensionamento, seguindo a conceituação exposta na Seção 4.5.5 da metodologia. Ressalta-se apenas que o modelo de capacidade adotado foi o do manual FEMA (2003) com os valores de mediana tabelados pelo grau de requisitos anti-sísmicos do modelo e a dispersão $\beta_C = 0, 30$. A Figura 5.56 ilustra as curvas de fragilidade resultantes para este modelo em duas escalas de plotagem em termos dos quatro estados limites de dano adotados neste trabalho, isto é: Leve, Moderado, Extenso e Completo. Reforça-se que os resultados são ilustrados considerando $S_a(T = 1)$ e não $S_a(T1)$.

Entendendo o foco deste trabalho da avaliação de dimensionamentos por meio de fragilidade sísmica, as discussões a cerca da fragilidade foram concentradas na Seção 5.15, sendo aqui apenas exposto o resultado individual para o modelo Z2_DCM_EC2_EC8-NSCWB. Os valores de mediana e dispersão para as quatros curvas de fragilidade deste modelo são apresentadas na Tabela 5.64.



Figura 5.56: Curva de Fragilidade Modelo Z2_DCM_EC2_EC8-NSCWB Frame A.

Fonte: elaborado pela autora (2023).

	Mediana	Dispersão
Dano Leve	-3,5175	0,3402
Dano Moderado	-3,0058	0,3402
Dano Extenso	-2,1081	0,3402
Dano Completo	-1,2537	0,3402

Tabela 5.64: Dispersão e Mediana Fragilidade Modelo Z2_DCM_EC2_EC8-NSCWB.

Fonte: elaborado pela autora (2023).

5.13 Z2_DCM_EC2_EC8-WSCWB

O dimensionamento nomeado por Z2_DCM_EC2_EC8-WSCWB corresponde ao cenário de Zona 2 com classe de ductilidade DCM e, portanto, dimensionada tanto pelo Eurocódigo 2 como pelo Eurocódigo 8, sem consideração da ação de vento para retratar uma análise puramente sísmica. Ressalta-se que diferentemente dos cenários anteriores, esta aceleração não é considerada de baixa sismicidade, sendo obrigatório, portanto, o dimensionamento para classe de ductilidade DCM. Neste modelo foi adotada a condição de ductilidade global (WSCWB), com o intuito de investigar seu impacto no dimensionamento.

Nos modelos que englobam ação sísmica, a configuração de pilares resultante é de seção transversal retangular, com linhas de pórtico detalhadas na Figura 5.3. Deste modo, são verificadas as Linhas de Pórtico A, B e C, compostas por pilares posicionados em tipos P1, P2, P3, P4, P5 e P6. Nos dimensionamentos do Eurocódigo 8 foram realizadas as verificações de: ductilidade local, pêndulo invertido, torsionalmente flexível, Pdelta e estado limite de danos.

As Tabelas 5.65 e 5.66 sintetizam os detalhes deste dimensionamento para vigas e pilares. São empregadas 9 seções distintas para os 150 pilares da estrutura e todos elementos possuem estribos de ϕ 6, 3*mm 2ramos* com espaçamentos *s* e *s*_{critico} indicados nestas tabelas. A Figura 5.57 associa os pilares por pórtico e suas seções transversais. A zona crítica prescrita pelo Eurocódigo 8 foi de 54cm para os pilares, 35cm para as vigas de cobertura e 50cm para as vigas de piso. Informações adicionais acerca deste detalhamento específico podem ser consultadas no Capítulo 3.

Pontua-se que as três linhas de pórtico resultantes do dimensionamento são diferentes, assim em termos de resultados individuais do modelo são três linhas de pórticos para análise: A, B e C.

Tipo	Seção	Armadura l	%	S	Scritico	
	[cm x cm]	(superior)	(inferior)		[cm]	[cm]
Cobertura	25x35	$4\phi 12, 5mm$	3 <i>ф</i> 12, 5 <i>mm</i>	1,0	23	8
Piso	25x50	$4\phi 25, 0mm$	3 <i>ф</i> 16, 0 <i>mm</i>	2,1	17	11

Tabela 5.65: Dimensionamento vigas modelo Z2_DCM_EC2_EC8-WSCWB.

Fonte: elaborado pela autora (2023).

Figura 5.57: Configuração pórticos modelo Z2_DCM_EC2_EC8-WSCWB.



Fonte: elaborado pela autora (2023).

Uma última consideração que se faz, é que o Eurocódigo 8 adota a rigidez dos elementos estruturais com fissuração para a análise, prevendo uma redução em 50% para todos os elementos. Para facilitar a fluidez da leitura deste trabalho, nesta seção são apresentados os resultados principais para o modelo sendo informações e resultados complementares indicados no Apêndice I.

Posição	Piso	Seção	Armadura	longitudinal	D/C ratio	%	S	S _{critico}
		[cm x cm]	calculada	adotada			[cm]	[cm]
P1	6	20x35	700mm ²	$8\phi 12, 5mm$	0,661	1,40	20	6
P2	6	20x35	700mm ²	$8\phi 12, 5mm$	0,783	1,40	20	6
P3	6	20x35	700mm ²	$8\phi 12, 5mm$	0,743	1,40	20	6
P4	6	20x35	700mm ²	$8\phi 12, 5mm$	0,348	1,40	20	6
P5	6	20x35	700mm ²	$8\phi 12, 5mm$	0,292	1,40	20	6
P6	6	25x25	625mm ²	$8\phi 10,0mm$	0,257	1,01	20	8
P1	5	25x45	1125mm ²	$10\phi 12, 5mm$	0,657	1,09	20	8
P2	5	30x50	1500mm ²	$8\phi 16,0mm$	0,636	1,07	20	11
P3	5	25x45	1125mm ²	$10\phi 12, 5mm$	0,643	1,09	20	8
P4	5	25x45	1125mm ²	$10\phi 12, 5mm$	0,399	1,09	20	8
P5	5	25x45	1125mm ²	$10\phi 12, 5mm$	0,380	1,09	20	8
P6	5	30x30	900mm ²	$8\phi 12, 5mm$	0,317	1,09	20	10
P1	4	25x45	1125mm ²	$10\phi 12, 5mm$	0,671	1,09	20	8
P2	4	30x50	1500mm ²	$8\phi 16,0mm$	0,561	1,07	20	11
P3	4	25x45	1125mm ²	$10\phi 12, 5mm$	0,638	1,09	20	8
P4	4	25x45	1125mm ²	$10\phi 12, 5mm$	0,527	1,09	20	8
P5	4	25x45	1125mm ²	$10\phi 12, 5mm$	0,456	1,09	20	8
P6	4	35x35	1225mm ²	$8\phi 16,0mm$	0,418	1,31	20	12
P1	3	25x45	1125mm ²	$10\phi 12, 5mm$	0,717	1,09	20	8
P2	3	30x50	1500mm ²	$8\phi 16,0mm$	0,604	1,07	20	11
P3	3	25x45	1125mm ²	$10\phi 12, 5mm$	0,684	1,09	20	8
P4	3	25x45	1125mm ²	$10\phi 12, 5mm$	0,635	1,09	20	8
P5	3	25x45	1125mm ²	$10\phi 12, 5mm$	0,596	1,09	20	8
P6	3	35x35	1225mm ²	$8\phi 16,0mm$	0,534	1,31	20	12
P1	2	25x45	1125mm ²	$10\phi 12, 5mm$	0,746	1,09	20	8
P2	2	30x50	1500mm ²	$8\phi 16,0mm$	0,629	1,07	20	11
P3	2	25x45	1125mm ²	$10\phi 12, 5mm$	0,729	1,09	20	8
P4	2	25x45	2003mm ²	$10\phi 16,0mm$	0,933	1,79	20	8
P5	2	25x45	2038mm ²	$10\phi 16,0mm$	0,949	1,79	20	8
P6	2	35x35	1225mm ²	$8\phi 16,0mm$	0,642	1,31	20	12
P1	1	25x45	1125mm ²	$10\phi 12, 5mm$	0,529	1,09	20	8
P2	1	30x50	1500mm ²	$8\phi 16,0mm$	0,515	1,07	20	11
P3	1	25x45	1125mm ²	$10\phi 12, 5mm$	0,585	1,09	20	8
P4	1	30x50	1500mm ²	$10\phi 16,0mm$	0,629	1,34	20	11
P5	1	30x50	1500mm ²	$10\phi 16,0mm$	0,607	1,34	20	11
P6	1	40x40	1600mm ²	$8\phi 16,0mm$	0,542	1,01	20	12

Tabela 5.66: Dimensionamento pilares modelo Z2_DCM_EC2_EC8-WSCWB.
5.13.1 Análise Modal

No Apêndice I são ilustrados os 12 modos de vibração preponderantes de cada linha de pórtico do modelo analisado nas Figuras I.1 a I.3. As formas destes modos são similares entre si e ao apresentado para os Modelos anteriores variando apenas a participação modal e os períodos de vibração. Ressalta-se apenas uma singela alteração para o Eixo Y na ordem de ocorrência dos modos de 7 a 12, mas como tratam-se de modos de mobilização verticais dos pórticos analisados não geram preocupações às análises sísmicas, isto pois estas análises consideram o deslocamento e mobilização horizontal ao plano da estrutura os quais são dominantes e de maior impacto. Desta forma, as Tabelas 5.67 e 5.68 quantificam respectivamente a participação modal de cada modo e os períodos de vibração correspondentes.

	Frame A		Frame B		Frame C	
Modo	Eixo X [%]	Eixo Y [%]	Eixo X [%]	Eixo Y [%]	Eixo X [%]	Eixo Y [%]
1	80,62	0,00	78,85	0,00	79,07	0,00
2	9,46	0,00	9,22	0,00	9,48	0,00
3	3,91	0,00	4,25	0,00	4,30	0,00
4	2,14	0,00	2,35	0,00	2,42	0,00
5	1,10	0,00	1,35	0,00	1,43	0,00
6	0,47	0,00	0,71	0,01	0,69	0,00
7	0,00	26,55	0,00	20,89	0,00	0,00
8	0,00	15,36	0,00	17,81	0,00	45,81
9	0,00	13,12	0,00	30,89	0,00	14,13
10	0,00	17,79	0,00	0,02	0,00	0,00
11	0,00	10,02	0,00	10,70	0,00	20,73
12	0,00	2,19	0,00	2,49	0,00	0,00
Soma	97,71	85,04	96,73	82,80	97,39	80,67

Tabela 5.67: Massa mobilizada por modo de vibração modelo Z2_DCM_EC2_EC8-WSCWB.

Fonte: elaborado pela autora (2023).

Pontua-se que como os *frames* foram analisados por um modelo 2D e a excitação sísmica é aplicada horizontalmente os seis primeiros modos são os mais importantes para a interpretação do comportamento estrutural. Outro ponto a se salientar é que para esses seis modos em todas as linhas de pórtico a porcentagem de massa mobilizada foi superior a 90%, atendendo aos quesitos para análise espectral de dimensionamento pelos códigos abordados neste trabalho.

A similaridade citada para a forma dos modos de vibração é também visualizada entre os valores de massa mobilizada por respectivo modo de vibração da Tabela 5.67. Esta constatação é importante para inferir a congruência do modelo de dimensionamento resultante assim como a seleção de uma linha de pórtico específica em análises posteriores. Os períodos de vibração da Tabela 5.68 por linha de pórtico também possuem valores próximos, reforçando esta congruência e sendo compatíveis com os valores esperados para um edifício de 6 andares.

Modo	Frame A	Frame B	Frame C
1	1,1918	1,1144	1,2275
2	0,4111	0,3766	0,4228
3	0,2425	0,2196	0,2479
4	0,1584	0,1433	0,1637
5	0,1111	0,1002	0,1162
6	0,0851	0,0769	0,0898
7	0,0797	0,0758	0,0763
8	0,0682	0,0510	0,0758
9	0,0590	0,0478	0,0582
10	0,0451	0,0470	0,0378
11	0,0378	0,0351	0,0378
12	0,0291	0,0279	0,0280

Tabela 5.68: Período de cada modo de vibração modelo Z2_DCM_EC2_EC8-WSCWB.

Fonte: elaborado pela autora (2023).

5.13.2 Análise Pushover

A realização da análise estática não linear Pushover foi elementar para o entendimento e comparação dos modelos estudados, isto pois esta permite não só a obtenção da capacidade estrutural para a fragilidade sísmica como também a investigação dos mecanismos de colapso. Conforme definido na Seção 4.5.4 foram considerados dois padrões de carga baseados no Eurocódigo 8, um uniforme e outro modal. Os valores de participação modal da Tabela 5.67 permitiram definir o segundo tipo como baseado no primeiro modo de vibração da estrutura e a análise foi conduzida através de incrementos de deslocamento.

As Figuras I.4 e I.6 do Apêndice I ilustram as curvas de capacidade da estrutura para todos *Frames* em termos de Esforço Cortante na Base x Deslocamento enquanto a Figura 5.58 apresenta estes resultados comparativamente. A partir destas ilustrações constata-se que os pórticos perimetrais do tipo A possuem menor capacidade resistente, o que é congruente, visto que, a análise Pushover foi conduzida para o plano e o dimensionamento resultou em seções menos resistentes para esses pórticos.



Figura 5.58: Cortante na Base x Deslocamento Modelo Z2_DCM_EC2_EC8-WSCWB todos *Frames*.

A partir destas ilustrações constata-se que para todas as linhas de pórtico a capacidade da estrutura é menor quando solicitada por um padrão de carregamento modal em comparação ao uniforme. Além disso, para ambos os casos a Linha de Pórtico A é a que apresenta menor resistência, o que é congruente, visto que, a análise Pushover foi conduzida para o plano e o dimensionamento resultou em seções menos resistentes para esse pórtico. Desta forma, concluiu-se que para este modelo o resultado crítico em termos de curva capacidade obtida foi para a linha de pórtico perimetral A sob carregamento incremental a partir do padrão modal.

Salienta-se que neste Capítulo de resultados individuais o objetivo era discutir as linhas de pórtico críticas que seriam adotadas nas próximas análises. Todos os *frames* apresentaram significativa ductilidade, propriedade esta sendo um dos alvos principais deste estudo e verificada em comparação entre os modelos.

Acrescenta-se que a comparação das curvas de capacidade destes modelos permite identificar um colapso dúctil para todos os *Frames* sobre ambos padrões de carregamento, com a presença de um patamar de escoamento considerável retratando uma desejável capacidade de dissipação de energia. Em termos de deslocamentos máximos atingidos estes são mais significativos do que os anteriores encontrados para os modelos de dimensionamento que não consideram requisitos anti-sísmicos e o que não adotava a condição de ductilidade global. Ademais, comparações efetivas e discussões entre os modelos são apresentadas na Seção 5.14.

O deslocamento elástico máximo atingido foi em torno de 22cm para as seis curvas, valor muito superior aos dos modelos menos dúcteis apresentados. Enquanto o deslocamento último variou de 60cm a 80cm para as curvas de capacidades deste modelo. Sobre o máximo esforço cortante na base, este foi caracterizado no intervalo de 480kN a 650kN. Assim os valores encontrados são muito superiores aos inicialmente analisados. No entanto, conclusões mais assertivas acerca destes valores são feitas comparando os resultados por tipo de dimensionamento na Seção 5.14.

As Figuras I.7 e I.9 ilustram as curvas de capacidade da estrutura para as linhas de Pórtico A, B e C em termos de Esforço Cortante na Base x *Drift*. A Tabela 5.69 apresenta os *Drifts* máximos de cada pavimento, considerando ponto de colapso em 50% do esforço cortante após máximo atingido e um limite superior de 4%, o qual é elevado e permite associar ao colapso para os estados limites avaliados. Estes valores críticos foram comparados ao estabelecidos pela literatura apresentada na Seção 4.5.4 da Metodologia baseada no Manual FEMA (2003). Salienta-se que este modelo foi enquadrado na definição *Moderate-Code* do manual.

Tabela 5.69: Interstory Drift máximo por pavimento Modelo Z2_DCM_EC2_EC8-WSCWB.

	Drift máx crítico [%]				Estado Limite de Dano
Pavimento	Frame A	Frame B	Frame C	Crítico	
6 - 5	0,67	0,69	0,79	0,79	Dano Moderado
5 - 4	0,82	0,96	1,20	1,20	Dano Moderado
4 - 3	1,25	4,00	4,00	4,00	Dano Completo
3 - 2	3,61	4,00	4,00	4,00	Dano Completo
2 - 1	4,00	4,00	4,00	4,00	Dano Completo
1 - 0	4,00	4,00	4,00	4,00	Dano Completo

Fonte: elaborado pela autora (2023).

Comparando os dados apresentados verifica-se que os *Drifts* foram superiores neste modelo, com os quatro primeiro pavimentos atingindo o Estado Limite de Dano Completo. Desta forma, comparando com os modelos anteriores verifica-se que a maior dissipação de energia foi atingida neste. Essa propriedade associada a grande ductilidade da estrutura corroboram para um bom desempenho sísmico. Desta forma, ressalta-se o colapso dúctil da estrutura com grande exploração da capacidade de dissipação de energia de seus componentes estruturais. O último aspecto avaliado a partir das curvas Pushover foi o mecanismo de colapso resultante na estrutura. Para isto, foram considerados os valores médios para a estrutura da relação entre momentos resistentes de pilares e vigas de um mesmo nó *(SCWB factor)* da Tabela 5.70 e as Figuras de I.10 e I.12.

	Frame A	Frame B	Frame C
SCWB factor	1,391	1,6112	1,393

Tabela 5.70: Valor coeficiente SCWB Z2_DCM_EC2_EC8-WSCWB.

Fonte: elaborado pela autora (2023).

Em termos de comparação dos momentos resistentes para vigas e pilares de um mesmo nó, este modelo emprega a condição de ductilidade global do Eurocódigo 8, logo, os valores obtidos para todas as linhas de pórtico são superiores a 1,30. Para o Pórtico A o valor foi de 1,39, para o Pórtico B 1,61 e para o Pórtico C 1,39. Comparando os valores supracitados verifica-se a similaridade para os *Frames A e C* enquanto que o *Frame B* possui uma relação superior a 1,30. Os valores obtidos são os mesmos do modelo Z1_DCM_EC2_EC8-WSCWB, resultado este muito importante que permite inferir que a condição de ductilidade global é tão preponderante ao dimensionamento que implica para regiões com $a_g = 0,050g$ e $a_g = 0,075g$ o mesmo dimensionamento para a estrutura avaliada.

Com a adoção da condição de ductilidade global era esperado que o mecanismo de colapso da estrutura fosse alterado de forma a mobilização ocorrer primordialmente às vigas do que aos pilares para um mesmo nó. As Figuras I.10, I.11 e I.12 ilustram o mecanismo de colapso de cada *frame* da estrutura, a partir das quais conclui-se que este foi significantemente alterado em relação aos anteriores, isto pois, as vigas passaram a ser mobilizadas em maioria a priori aos pilares de mesmo nó já no passo de 30% do deslocamento máximo alvo. Ademais a similaridade indicada para o *SCWB factor* é visualizada no mecanismo de colapso, isto é, os *Frames A e C* possuem mecanismo de plastificação equivalentes com mobilização considerável das vigas, enquanto que o *Frame B* de maior valor desta relação possui um mecanismo em que as vigas são totalmente preponderantes na maioria dos nós da estrutura.

Esse resultado corrobora com o apresentado para a análise das curvas de capacidade, isto é, resulta em um mecanismo de colapso do tipo dúctil que é o esperado para o dimensionamento sísmico. Considerando o cenário exposto e discutido ao longo da aplicação da Análise Pushover, definiu-se a linha de Pórtico A como crítica para este modelo de estrutura. Nesta perspectiva, tendo em vista o custo computacional envolvido para as próximas análises, mais de 4 horas por modelo, adotou-se apenas esta linha de pórtico para as próximas etapas.

5.13.3 Análise Dinâmica Incremental

A Análise Dinâmica Incremental (IDA) foi conduzida a partir do histórico sísmico definido na Seção 5.1. Os sinais foram escalonados a partir da aceleração espectral para o período fundamental de vibração da estrutura $S_a(T_1)$. Como os terremotos são aplicados na direção X, foi considerado o período do primeiro modo de vibração representado na Tabela 5.68 ($T_1 =$ 1, 1918s). Ao todo, foram conduzidas 600 análises para cada modelo e o fator de multiplicação escalar para amplificar a intensidade do terremoto variado de 0, 05g até 3g. Os resultados são apresentados na Figura 5.59.



Figura 5.59: Curvas IDA Modelo Z2_DCM_EC2_EC8-WSCWB Frame A.

A análise da Figura 5.24 permite verificar que para todos os acelerogramas que constituem o histórico sísmico deste trabalho as curvas IDA apresentaram um comportamento não horizontal com um contínuo crescimento. Desta forma os *Drifts* não passam a aumentar de forma ilimitada. Este tipo de desempenho é associado à uma estrutura de considerável ductilidade e capacidade de dissipação de energia, desta forma, retratando o desempenho esperado para estruturas dimensionadas considerando o cenário sísmico. Este resultado converge com os apresentados para as discussões acerca da análise Pushover neste modelo, isto é, refletindo um colapso dúctil de grande dissipação de energia.

5.13.4 Demanda Sísmica (PSDM)

Neste trabalho, a IDA foi utilizada como ferramenta para a construção do modelo de demanda sísmica. Desta forma, seguindo o procedimento detalhado na Seção 4.5.3 da metodologia, os resultados foram analisados probabilisticamente de forma a obter os parâmetros de mediana e a dispersão logarítmica da análise. Como os resultados de PSDM obtidos seriam comparados entre os modelos de dimensionamento na Seção 5.15 e cada modelo resulta em estruturas diferentes com correspondentes período de vibração para os pórticos diferentes foi feita a seguinte adequação. Os resultados da análise PSDM foram também avaliados para a aceleração espectral S_a no período de 1 segundo $S_a(T = 1)$. Desta forma, garante-se a congruência entre os modelos para as comparações necessárias. A Figura 5.60 ilustra os dados de $S_a(T = 1)$ e *Drift* plotados no espaço logarítmico assim como a respectiva curva de calibração. As análises com valor de *Drift* maiores que 0,5 foram descartadas da PSDM.



Figura 5.60: PSDM Modelo Z2_DCM_EC2_EC8-WSCWB Frame A.

Fonte: elaborado pela autora (2023).

A partir da regressão linear obtida pelo PSDM os valores obtidos para a mediana e dispersão da demanda que são utilizados na construção das curvas de fragilidade deste modelo foram:a = -1,9089 e b = 1,0313 e $\beta = 0,3272$. O PSDM do Modelo Z2_DCM_EC2_EC8-WSCWB é apresentou a menor dispersão de dados com *Drift* superiores a 0,5, para a Zona 0, comportamento este que indica a convergência do desempenho sísmico atingido.

5.13.5 Curvas de fragilidade

Ao fim, estabelecida a demanda e a capacidade do modelo Z2_DCM_EC2_EC8-WSCWB nas etapas anteriores foram construídas as curvas de fragilidade para este dimensionamento, seguindo a conceituação exposta na Seção 4.5.5 da metodologia. Ressalta-se apenas que o modelo de capacidade adotado foi o do manual FEMA (2003) com os valores de mediana tabelados pelo grau de requisitos anti-sísmicos do modelo e a dispersão $\beta_C = 0, 30$. A Figura 5.61 ilustra as curvas de fragilidade resultantes para este modelo em duas escalas de plotagem em termos dos quatro estados limites de dano adotados neste trabalho, isto é: Leve, Moderado, Extenso e Completo. Reforça-se que os resultados são ilustrados considerando $S_a(T = 1)$ e não $S_a(T1)$.

Entendendo o foco deste trabalho da avaliação de dimensionamentos por meio de fragilidade sísmica, as discussões a cerca da fragilidade foram concentradas na Seção 5.15, sendo aqui apenas exposto o resultado individual para o modelo Z2_DCM_EC2_EC8-WSCWB. Os valores de mediana e dispersão para as quatros curvas de fragilidade deste modelo são apresentadas na Tabela 5.71.



Figura 5.61: Curva de Fragilidade Modelo Z2_DCM_EC2_EC8-WSCWB Frame A.

Fonte: elaborado pela autora (2023).

Tabela 5.71: Dispersão e Mediana Fragilidade Modelo Z2_DCM_EC2_EC8-WSCWB.

	Mediana	Dispersão
Dano Leve	-3,6895	0,3186
Dano Moderado	-3,1427	0,3186
Dano Extenso	-2,1833	0,3186
Dano Completo	-1,2702	0,3186

Fonte: elaborado pela autora (2023).

5.14 Comparação Curvas de Capacidade entre Modelos

A partir dos resultados apresentados nas seções anteriores e complementados com os Anexo de A a I, são apresentadas na Figura 5.62 as curvas de capacidade Pushover de cada modelo por padrão de carga e *Frame* em termos de Esforço Cortante na Base x Deslocamento.

Figura 5.62: Curvas de Capacidade Esforço Cortante na Base x Deslocamento.





A análise dos resultados da Figura 5.62 permite verificar um comportamento similar independente dos Frames, com alguns pequenos efeitos localizados que são esperados do processo de dimensionamento global. Nesta seção os resultados foram comparados por zona sísmica, indicando a efetivamente dos diferentes cenários de dimensionamento para cada ameaça.

Em termos da Zona 0, o mecanismo apontado pelas curvas dos dimensionamentos que não adotam requisitos anti-sísmicos, Z0_DCL_NBR6118 e Z0_DCL_EC2, corresponde à um colapso frágil com pequenos deslocamentos. No entanto, os modelos Z0_DCL_EC2_EC8-NSCWB e Z0_DCL_EC2_EC8-WSCWB indicam um comportamento dúctil com grande dissipação de energia sendo o valor do deslocamento máximo triplicado e o esforço cortante máximo na base aumentado em cerca de 50%. Salienta-se que no caso do modelo em que foi adotada a condição de ductilidade global (WSCB) o cenário foi de ainda maior dissipação de energia e capacidade dúctil. Esses resultados referem-se ao padrão de carga retangular, para o padrão modal que se demonstrou crítico os comportamentos são similares exceto pela curva Z0_DCL_EC2_EC8-NSCWB, a qual apesar de apresentar mecanismo dúctil teve um aumento de capacidade muito inferior ao da curva Z0_DCL_EC2_EC8-WSCWB. Por conseguinte, no-vamente reforça-se a condição de ductilidade global como altamente recomendada.

Para a Zona 1 ambas normas prescrevem medidas sísmicas. Entretanto a ABNT NBR15421 adota um procedimento simplificado, enquanto o EC8 determina a análise por espectro de resposta com classe de ductilidade mínima DCM. Para ambos padrões de carga verifica-se que o dimensionamento pela norma brasileira apesenta um mecanismo de colapso frágil com pouca ductilidade e dissipação de energia, enquanto os resultantes dos *Eurocódigos* possuem um comportamento dúctil. Similar a Zona 0, o padrão de carga modal é mais demandante, de forma que os resultados quantitativos são indicados para este. Em relação ao modelo Z1_DCL_NBR6118_NBR15421, o modelo Z1_DCL_EC2_EC8-NSCWB apresenta o deslocamento máximo e esforço cortante na base duplicados, já o modelo Z1_DCL_EC2_EC8-WSCWB apresenta resultados ainda superiores, com o aumento da ductilidade transpassando deslocamento de 90cm e esforço cortante próximo ao modelo que não adota a condição de ductilidade global.

Por fim, a análise para a Zona 2 é similar a apresentada para a Zona 1, isto é com o modelo Z2_DCL_NBR6118_NBR15421 apresentado um mecanismo de colapso frágil com baixa ductilidade e capacidade de energia. Já os dimensionamentos Z2_DCL_EC2_EC8-NSCWB e Z2_DCL_EC2_EC8-WSCWB resultam em um mecanismo dúctil com elevada dissipação de energia, aumentando consideravelmente esforço cortante na base e deslocamento. Por fim, salienta-se que os cenários mais compatíveis ao dimensionamento sísmico vem dos modelos que adotam a condição de ductilidade global.

5.15 Comparação Fragilidade Sísmica entre Modelos

A partir dos resultados apresentados nas seções anteriores são ilustradas nas Figura 5.63 a 5.64 as curvas de Fragilidade Sísmica de cada modelo agrupados por Zona Sísmica. Reforçase que como justificado anteriormente as análise dinâmicas não lineares foram conduzidas apenas para a linha de pórtico crítica A. Os Estados Limites considerados foram: Dano Leve, Dano Moderado, Dano Extenso e Dano Completo. Pontua-se que os resultados foram plotados para S_a no intervalo 0, 0g - 0, 5g para facilitar a comparação, no entanto, todas as curvas acumularam a máxima probabilidade de ocorrência até 1, 0g



Figura 5.63: Fragilidade Sísmica modelos Zona 0.

Fonte: elaborado pela autora (2023).

A partir da análise da Figura 5.63 verifica-se que os Estados Limites de Dano Extenso e Completo são os que apresentam maiores diferença entre os modelos. Isto é, para o Estado Limite de Dano Completo em ordem crescente dos modelos que atingem o acumulo de probabilidade de ocorrência temos: ZO_DCM_EC2_EC8-WSCWB, ZO_DCM_EC2_EC8-NSCWB, Z0_DCL_NBR6118, ZO_DCL_EC2. Este resultado corrobora com os anteriores, indicando que os dimensionamentos frágeis não chegam a atingir o Estado Limite de Dano Completo devido a ausência de ductilidade da estrutura, colapsando inicialmente. Resultado similar é obtido para o Estado Limite de Dano Extenso. No entanto, os Estados Limites de Dano Leve e Moderado são similares, o que era esperado, visto que estes refletem a mudança de regime elástico para plástico da estrutura. Resultados similares são verificados para a Zona 1 e Zona 2, de forma que estes são ilustrados conjuntamente por meio da Figura 5.64.



Figura 5.64: Fragilidade Sísmica modelos Zonas 1 e 2.

Fonte: elaborado pela autora (2023).

Capítulo 6

Conclusões

Este trabalho destinou-se a avaliar a implementação de ferramentas de projeto sismoresistente de normas internacionais baseadas em metodologias complementares que possam impactar significantemente no cenário de edificações brasileiras. O referencial teórico foi fundamentando em dois tópicos principais apresentados nos Capítulos 2 e 3, os quais são respectivamente os Métodos de Dimensionamento e as Regulamentações Sismo-resistentes. O primeiro foi essencial para o entendimento do objetivo geral de como analisar e comparar os dimensionamentos sismo-resistentes baseados em métodos de força (FBD) e capacidade (CBD) com a metodologia de performance por fragilidade sísmica (PBE). Ademais, a literatura apresentada foi necessária devido à ausência de materiais em contexto nacional.

O segundo capítulo de referencial teórico foi essencial para a escolha da norma sísmica internacional em que seriam baseadas as provisões normativas a serem avaliadas neste trabalho. Foi conduzida uma revisão completa tanto da aplicação da norma sísmica americana como da europeia, sendo a segunda escolhida na metodologia para investigação. Dentre as premissas de dimensionamento dos *Eurocodes* foram avaliados dois pontos principais: ductilidade global e detalhamento sísmico. Considerando estas provisões foram determinados dez cenários de dimensionamento para uma geometria de edificação base de referência, a partir de diferentes cenários de dimensionamento, sismicidade e classe de ductilidade.

As estruturas foram dimensionadas e modeladas pelo Métodos dos Elementos Finitos. No primeiro caso utilizou-se softwares de apoio no contexto nacional, TQS®, e internacional, ETABS®. No segundo foi desenvolvida uma metodologia de pré e pós processamento no MA-TLAB® para a modelagem de estruturas a serem analisadas no programa OpenSees. Foi rea-

lizada a seleção de um histórico de eventos sísmicos compatíveis com o espectro de dimensionamento das normas utilizadas no trabalho e com o contexto nacional.

Os resultados foram apresentados e discutidos em termos de desempenho, mecanismo de colapso, ganho de ductilidade, dissipação de energia, análise modal, análise dinâmica incremental, fragilidade, estados limites e os danos ocasionados à estrutura. A seguir são listados tópicos de conclusões para o trabalho acerca destes:

- Os principais impactos do dimensionamento para os componentes estruturais foram nos pilares da estrutura. Em relação às vigas, pequena variação é mostrada devido às diferentes soluções apresentadas. A única diferença notável concerne a armadura adicional exigida pela classe DCM para a armadura longitudinal na parte superior da viga. Contudo, é importante observar que como o processo de dimensionamento é global, podem ocorrer pequenas variações.
- Tratando-se do padrão de carga utilizado para a condução da análise Pushover, o cenário mais crítico para todas as 30 linhas de pórtico analisadas ocorreu da aplicação de um carregamento modal. Ressalta-se que para todos os *Frames* o primeiro modo de vibração é preponderante em mais de 75% da massa mobilizada (75.62% - 83.64%).
- Os modelos que não cumprem os requisitos anti-sísmicos apresentam um mecanismo de falha do tipo frágil, que é principalmente comandado pela plastificação dos pilares. Comparativamente, os resultados destes modelos são em um quarto inferiores ao deslocamento máximo atingido pelos modelos que adotaram premissas sísmicas, principalmente acerca da ductilidade. Além disso, a força cortante de base nesses dois modelos também é quantificada em 60% da máxima atingida para os exemplares que consideraram requisitos anti-sísmicos.
- A adoção do detalhamento sísmico baseado nos Eurocodes implicou em duplicar a resposta inelástica da estrutura, alterando o mecanismo de colapso do tipo frágil para dúctil. Desta forma, isto destaca a importância do detalhamento sísmico para projetos brasileiros e sugere que estudos futuros sejam realizados nessa direção para o desenvolvimento de um detalhamento otimizado e alinhado ao contexto nacional. Dentre as premissas mais críticas avaliadas para os detalhamentos sísmicos empregados neste trabalho estão a adoção de barras intermediárias no configuração da armadura longitudinal, além da

implementação de menores espaçamentos entre os estribos em zonas críticas dos componentes estruturais onde o escoamento é esperado.

- A premissa estrutural Strong Column Weak Beam, pilar forte viga fraca, também conhecida por condição de ductilidade global, é uma importante regra para a garantia de um mecanismo de colapso dúctil com grande dissipação de energia. Esta condição quadruplicou a resposta inelástica da estrutura para os modelos analisados, tornando-se uma premissa essencial para o dimensionamento sísmico. Além de que, entre as premissas estudadas neste trabalho, esta se demonstrou a mais restritiva, sendo inclusive mais altamente recomendada do que a resistência para o projeto sísmico. Esse impacto é notório nas seções transversais resultantes dos dimensionamentos com sismicidade diferente que foram similares devido a adoção deste comportamento. A aplicação desta taxa entre os momentos resistentes implica na maior mobilização das vigas em relação aos pilares para o mesmo nó em termos de escoamento, o que ajuda a expandir o mecanismo plástico através das vigas do piso e gerar ganho de ductilidade. Logo, essas considerações ressaltam o potencial desta ferramenta no cenário nacional, destacando a importância de investigar valores otimizados para o contexto brasileiro.
- De acordo com o manual da FEMA (2003), a avaliação dos Estados Limites mostrou que estruturas com maior ductilidade tendem a ter maiores deslocamentos relativos entre pavimentos devido à mobilização e dissipação de energia. Como resultado, os modelos dúcteis tendem a ser classificados no estágio de Limite de Danos Completo.
- A análise modal apresentou resultados semelhantes para a ordem de ocorrência dos modos de vibração e períodos associados independente do modelo de dimensionamento empregado e *Frame* correspondente.
- A análise dinâmica incremental e o PSDM correspondente indicaram uma convergência mais eficiente para os modelos que foram dimensionados considerando requisitos antisísmicos europeus.
- O modelo de dimensionamento simplificado da ABNT NBR15421 para a Zona 1 mostrouse ineficiente para a garantia de um comportamento compatível com o cenário sísmico.
- Em linhas gerais todas as análises realizadas convergiram para: os modelos brasileiros que adotam a ABNT NBR15421 não atingiram mecanismo de colapso dúctil e apresentam

uma baixíssima capacidade de dissipação de energia. Em termos de premissas adotadas, baseando-se nos modelos do código europeu o detalhamento sísmico implica na mudança de comportamento do tipo frágil para dúctil, no entanto, uma ductilidade efetiva só é atingida adotando a condição de ductilidade global.

6.1 Sugestões para trabalhos futuros

O presente trabalho representa um passo inicial para a melhoria do dimensionamento sísmico brasileiro. Neste adotou-se uma abordagem geral que permitisse identificar possíveis lacunas para estudos futuros. Diante da falta de estudos na área de engenharia sísmica no Brasil, alguns pontos relevantes devem ser ressaltados para trabalhos futuros:

- Desenvolvimento de modelos de detalhamento sísmico associados a classes de ductilidade, com investigação de alterações localizadas aos componentes estruturais, ressaltandose a definição de zonas críticas ;
- Investigação de valores ótimos para a adoção de um condição de ductilidade global para dimensionamento sísmico;
- Aplicação de estudos que abordem mais geometrias, principalmente incluindo modelos irregulares tanto em planta como em elevação;
- Desenvolvimento e melhoramento do histórico sísmico de forma a representar congruentemente o cenário brasileiro;
- Avaliação do dano em componentes não-estruturais da edificação;
- Elaboração de modelos de danos estruturais que considerem as particularidades nacionais.

Referências Bibliográficas

ABNT. NBR 8681: Ações e segurança nas estruturas - Procedimento. Rio de Janeiro, 2003.

ABNT. **NBR 15421: Projeto de estruturas resistentes a sismos - Procedimentos.** Rio de Janeiro, 2023.

ABNT. NBR 6118: Projeto de estruturas de concreto - Procedimento. Rio de Janeiro, 2023.

ACI. ACI 318: Building Code Requirements for Structural Concrete. American Concrete Institute. Farmington Hills, USA, 2019.

ADAMS, J.; ATKINSON, G. Development of seismic hazard maps for the proposed 2005 edition of the national building code of canada. **Canadian Journal of Civil Engineering**, v. 30, n. 2, p. 255–271, 2003.

ANCHETA, T. D. *et al.* Nga-west2 database. **Earthquake Spectra**, Earthquake Engineering Research Institute, v. 30, n. 3, p. 989–1005, 2014.

ANDRADE, R. B. **Análise de sensibilidade sobre a fragilidade sísmica de um edifício de concreto armado brasileiro**. Dissertação (Mestrado) — Universidade Estadual de Campinas, Campinas, 2022.

ARAI, A. **Estudo comparativo de normas de projetos de estruturas resistentes a sismos**. Dissertação (Mestrado) — Curso de Estruturas, Universidade Federal do Rio de Janeiro - UFRJ, Rio de Janeiro, 2013.

ASCE. ASCE/SEI 7-22: Minimum design loads and associated criteria for buildings and other structures. American Society of Civil Engineering. Reston, Virginia, USA, 2022.

ASSUMPÇÃO, M.; PIRCHINER, M.; DOURADO, J. C.; BARROS, L. V. Terremotos no brasil: preparando-se para eventos raros. **Boletim Sociedade Brasileira de Geofísica**, n. 96, p. 25–29, 2016.

ATC. **ATC-40: Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings**. Redwood City, California, 1996.

BACHMAN, R. *et al.* Engineering demand parameters for nonstructural components. **ATC-58 Project Task Report**, ATC, Redwood City, California, 2004.

BAI, J.; OU, J. Plastic limit-state design of frame structures based on the strong-column weakbeam failure mechanism. **15th World Conference on Earthquake Engineering**, 2012. BLUME, J. A.; NEWMARK, N. M.; CORNING, L. H. **Design of multistory reinforced concrete buildings for earthquake motions**. Skokie: ILL: Portland Cement Association, 1961. 318 p.

BOMMER, J.; SCOTT, S.; SARMA, S. Hazard-consistent earthquake scenarios. **Soil Dynamics** and Earthquake Engineering, Elsevier, v. 19, n. 4, p. 219–231, 2000.

BOMMER, J. J.; ACEVEDO, A. B. The use of real earthquake accelerograms as input to dynamic analysis. **Journal of Earthquake Engineering**, World Scientific, v. 8, n. spec01, p. 43–91, 2004.

BUDNITZ, R.; APOSTOLAKIS, G.; BOORE, D. Recommendations for probabilistic seismic hazard analysis: guidance on uncertainty and use of experts. 1997.

CAGURANGAN, C. K. Effects of strong-column weak-beam ratios on collapse capacities of tall reinforced concrete moment frame structures. Tese (Doutorado) – University of California, Berkeley, 2015.

CEB. **Displacement-based seismic design of reinforced concrete buildings**. Comité Europeu du Beton, 2003. v. 25, 196 p.

CEB. **Probabilistic performance-based seismic design**. Comité Europeu du Beton, 2012. v. 68, 118 p.

CELIK, O. C.; ASCE, A. M.; ELLINGWOOD, B. R.; ASCE, F. Seismic risk assessment of gravity load designed reinforced concrete frames subjected to mid-america ground motions. **Journal of Structural Engineering**, v. 135, p. 414–424, 2009.

CEN. Eurocode 2: Design of concrete structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings. Brussels, Belgium: European Committee for Standardisation, 2004.

CEN. Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance - Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings. Brussels, Belgium: European Committee for Standardisation, 2004.

CORNELL, C. A.; JALAYER, F.; HAMBURGER, R. O.; FOUTCH, D. A. Probabilistic basis for 2000 sac federal emergency management agency steel moment frame guidelines. **Journal of Structural Engineering**, American Society of Civil Engineers (ASCE), v. 128, p. 526–533, 2002.

COUNCIL, B. S. S. **FEMA 273 - NEHRP guidelines for the seismic rehabilitation of buildings**. Washington DC, USA: Federal Emergency Management Agency, 1997.

CSI. SAP2000. 2016. ed. Berkeley, Califórnia, EUA., 2016.

DOOLEY, K. L.; BRACCI, J. M. Seismic evaluation of column-to-beam strength ratios in reinforced concrete frames. **Structural Journal**, v. 98, n. 6, p. 843–851, 2001.

ELATTAR, A.; ZAGHW, A.; ELANSARY, A. Comparison between force based and direct displacement based design for r.c frame structures. **Second European Conference on Earthquake Engineering and Seismology**, 2014.

FARDIS, M. N. Capacity design: Early history. **Earthquake Engineering and Structural Dynamics**, John Wiley and Sons Ltd, v. 47, n. 14, p. 2887–2896, 2018.

FEMA. **Hazus-MH 2.1 technical manual**. Federal Emergency Management Agency - FEMA. Washington, DC, 2003.

FEMA. **Improvement of nonlinear static seismic analysis procedures**. FEMA 440: Applied Technology Council (ATC-55 Project). Federal Emergency Management Agency - FEMA. Washington, DC, 2005.

FEMA. **Seismic performance assessment of buildings volume 1-methodology**. Rep. No. FEMA P-58-1. Federal Emergency Management Agency - FEMA. Washington, DC, 2012.

HASELTON, C. B. *et al.* Seismic collapse safety of reinforced concrete buildings. i: assessment of ductile moment frames. **Journal of Structural Engineering**, American Society of Civil Engineers (ASCE), v. 137, p. 481–491, 2011.

HASELTON, C. B.; LIEL, A. B.; LANGE, S. T.; DEIERLEIN, G. G. Beam-column element model calibrated for predicting flexural response leading to global collapse of RC frame buildings. 2007. 1-152 p.

HASELTON, C. B.; LIEL, A. B.; TAYLOR-LANGE, S. C.; DEIERLEIN, G. G. Calibration of model to simulate response of reinforced concrete beam-columns to collapse. **ACI Structural Journal**, v. 113, n. 6, 2016.

HEIDEBRECHT, A. C. Overview of seismic provisions of the proposed 2005 edition of the national building code of canada. **Canadian Journal of Civil Engineering**, NRC Research Press Ottawa, Canada, v. 30, n. 2, p. 241–254, 2003.

HOLLINGS, J. P. Reinforced concrete seismic design. **Bulletin of the New Zealand Society for Earthquake Engineering**, v. 2, n. 3, p. 217–250, 1969.

IBARRA, L. F.; MEDINA, R. A.; KRAWINKLER, H. Hysteretic models that incorporate strength and stiffness deterioration. **Earthquake Engineering and Structural Dynamics**, John Wiley and Sons Ltd, v. 34, n. 12, p. 1489–1511, 2005.

JALAYER, F.; CORNELL, C. A. Alternative non-linear demand estimation methods for probability-based seismic assessments. **Earthquake Engineering & Structural Dynamics**, Wiley Online Library, v. 38, n. 8, p. 951–972, 2009.

JALAYER, F. *et al.* Analytical fragility assessment using unscaled ground motion records. **Earthquake Engineering and Structural Dynamics**, John Wiley and Sons Ltd, v. 46, p. 2639–2663, 2017.

KRAWINKLER, H. Challenges and progress in performance-based earthquake engineering. **International Seminar on Seismic Engineering for Tomorrow**, Tóquio, Japão, 1999.

KRAWINKLER, H.; MEDINA, R.; ALAVI, B. Seismic drift and ductility demands and their dependence on ground motions. **Engineering structures**, Elsevier, v. 25, n. 5, p. 637–653, 2003.

LALLEMANT, D.; KIREMIDJIAN, A.; BURTON, H. Statistical procedures for developing earthquake damage fragility curves. **Earthquake Engineering & Structural Dynamics**, Wiley Online Library, v. 44, n. 9, p. 1373–1389, 2015.

MARTINELLI, E.; FALCONE, R.; FAELLA, C. Inelastic design spectra based on the actual dissipative capacity of the hysteretic response. **Soil Dynamics and Earthquake Engineering**, Elsevier Ltd, v. 97, p. 101–116, 2017. MAZZONI, S.; MCKENNA, F.; SCOTT, M. H.; FENVES, G. L. Opensees command language manual. **Pacific Earthquake Engineering Research (PEER) Center**, Berkeley, California, United States, v. 264, p. 137–158, 2006.

MULJATI, I.; ASISI, F.; WILLYANTO, K. Performance of force based design versus direct displacement based design in predicting seismic demands of regular concrete special moment resisting frames. **Procedia Engineering**, Elsevier Ltd, v. 125, p. 1050–1056, 2015.

NIE, X.; ZHANG, S.; JIANG, T.; YU, T. The strong column-weak beam design philosophy in reinforced concrete frame structures: A literature review. **Advances in Structural Engine***ering*, SAGE Publications Inc., v. 23, p. 3566–3591, 2020.

NIELSON, B. G. Analytical fragility curves for highway bridges in moderate seismic zones. Tese (Doutorado) — Georgia Institute of Technology, 2005.

NIELSON, B. G.; DESROCHES, R. Analytical seismic fragility curves for typical bridges in the central and southeastern united states. **Earthquake Spectra**, v. 23, n. 3, p. 615–633, 2007.

NIEVAS, C. *et al.* A database of damaging small-to-medium magnitude earthquakes. **Journalof Seismology**, Springer, p. 1–30, 2020.

NING, N.; QU, W.; MA, Z. J. Design recommendations for achieving "strong column-weak beam" in rc frames. **Engineering Structures**, Elsevier Ltd, v. 126, p. 343–352, 2016.

PADGETT, J. E.; NIELSON, B. G.; DESROCHES, R. Selection of optimal intensity measures in probabilistic seismic demand models of highway bridge portfolios. **Earthquake Engineering & Structural Dynamics**, Wiley Online Library, v. 37, n. 5, p. 711–725, 2008.

PARISENTI, R. **Estudo de análise dinâmica e métodos da NBR 15421 para projeto de edifícios submetidos a sismos**. Dissertação (Mestrado) — Escola Engenharia CIvil, Universidade Federal de Santa Catarina - UFSC, Florianópolis, SC, 2011.

PARK, R.; PAULAY, T. **Reinforced Concrete Structures**. New York: John Wiley & Sons, 1975. 769 p.

PAULAY, T.; PRIESTLEY, M. J. N. Seismic design of reinforced concrete and mansory buildings. New York, USA: John Wiley & Sons, 1992.

PEÑA, L. A. P.; CARVALHO, G. N. D. d. Influence of the concrete structural configuration in the seismic response. **IBRACON Structures and Materials Journal**, SciELO Brasil, v. 8, p. 800–826, 2015.

PEREIRA, E. M. V. **Estudo da fragilidade sísmica de pórticos de concreto armado com irregularidades estruturais**. Dissertação (Mestrado) — Universidade Estadual de Campinas, Campinas, 2021.

PETERSEN, M. D. *et al.* Seismic hazard, risk, and design for south america. **Bulletin of the Seismological Society of America**, GeoScienceWorld, v. 108, n. 2, p. 781–800, 2018.

PORTER, K. A beginner's guide to earthquake fragility vulnerability and risk. 2019. 1-125 p.

PORTER, K. A. An overview of peer's performance-based earthquake engineering methodology. Ninth International Conference on Applications of Statics and Probability in Civil Engineering, 2003.

PRIESTLEY, M. J. N. Performance based seismic design. **12th World Conference on Earthquake Engineering**, 2000.

PRIESTLEY, M. J. N.; CALVI, G. M.; KOWALSKY, M. J. **Displacement-based seismic design** of structures. Pavia: IUSS Press, 2007.

QUEIROZ, D. F. C. de S.; SANTOS, S. H. de C. Análise do efeito da plastificação na redistribuição de esforços em estruturas de concreto armado. **XII Congresso Brasileiro de Pontes e Estruturas**, 2021.

RODRIGUES, I. D. Avaliação da vulnerabilidade sísmica de edificações regulares em concreto armado no Brasil através da elaboração de curvas de fragilidade. Dissertação (Mestrado) — Universidade Estadual de Campinas, Campinas, 2021.

RODRIGUES, R. A.; MAZZILINI, C. E. N.; BITTENCOURT, T. N. Comparative analysis of normative provisions for seismic design and detailing of reinforced concrete structures. **Revista IBRACON de Estruturas e Materiais**, FapUNIFESP (SciELO), v. 12, p. 1220–1247, 2019.

SANTOS, S. H. d. C.; LIMA, S. S.; ARAI, A. Comparative study of codes for the seismic design of structures. **IBRACON Structures and Materials Journal**, SciELO Brasil, v. 5, p. 812–819, 2012.

SILVA, V. *et al.* Investigation of the characteristics of portuguese regular moment-frame rc buildings and development of a vulnerability model. **Bulletin of Earthquake Engineering**, Springer, v. 13, n. 5, p. 1455–1490, 2015.

SIQUEIRA, G. H. Évaluation de la vulnérabilité sismique des ponts routiers au Québec réhabilités avec l'utilisation d'isolateurs en caoutchouc nature. Tese (Doutorado) — Université de Sherbrooke, Sherbrooke (Québec), Canada, 2013.

SIQUEIRA, G. H.; SANDA, A. S.; PAULTRE, P.; PADGETT, J. E. Fragility curves for isolated bridges in eastern canada using experimental results. **Engineering Structures**, Elsevier Ltd, v. 74, p. 311–324, 2014.

SOARES, R. W.; LIMA, S. D. S.; HAMPSHIRE, S. de C. S. Análise e avaliação de desempenho sísmico de pontes utilizando métodos baseados em deslocamentos. **Engenharia Estudo e Pesquisa ABPE**, v. 15, p. 42–55, 2015.

STRAUB, D.; KIUREGHIAN, A. D. Improved seismic fragility modeling from empirical data. **Structural safety**, Elsevier, v. 30, n. 4, p. 320–336, 2008.

SUNITHA, P.; MURTY, C.; GOSWAMI, R. Quantifying parameters that ensure large deformability of earthquake resistant rc buildings in high seismic regions. **Proceedings of the 10th US National Conference on Earthquake Engineering**, Anchorage, Alaska, p. 21–25, 2014.

SURANA, M.; SINGH, Y.; LANG, D. H. Effect of strong-column weak-beam design provision on the seismic fragility of rc frame buildings. **International Journal of Advanced Structural Engineering**, SpringerOpen, v. 10, p. 131–141, 2018.

SUTARIYA, N. K.; SHAH, B. A. A comparative study of force based design and direct displacement based design for r.c. buildings. **IJRET: International Research Journal of Engine**ering and Technology, v. 3, 2016.

THE.MATHWORKS.INC. MATLAB R2016a. Natick, Massachusetts, United States, 2016.

TQS. CAD/TQS Plena. TQS, INFORMÁTICA LTDA, 2019.

VAFAEI, M.; BANIAHMADI, M.; ALIH, S. C. The relative importance of strong column-weak beam design concept in the single-story rc frames. **Engineering Structures**, Elsevier Ltd, v. 185, p. 159–170, 2019.

VAMVATSIKOS, D.; CORNELL, C. A. Incremental dynamic analysis. **Earthquake engineering & structural dynamics**, Wiley Online Library, v. 31, n. 3, p. 491–514, 2002.

VIDOT-VEGA, A. L.; KOWALSKY, M. J. Drift, strain limits and ductility demands for rc moment frames designed with displacement-based and force-based design methods. **Engineering Structures**, v. 51, p. 128–140, 2013.

VIVINKUMAR, R. V.; KARTHIGA, S. A comparative study on force based design and direct displacement based design of reinforced concrete frames. **IJRET: International Journal of Research in Engineering and Technology**, v. 4, 2015.

WEN, Y. K.; ELLINGWOOD, B. R.; BRACCI, J. M. Vulnerability function framework for consequence-based engineering. **MAE Center Report 04-04**, University of Illinois, 2004.

Apêndice A

Resultados complementares modelo Z0_DCL_EC2



Figura A.1: Modos de vibração Modelo Z0_DCL_EC2 Frame A.

Fonte: elaborado pela autora (2023).



Figura A.2: Modos de vibração Modelo Z0_DCL_EC2 Frame B/C.

Fonte: elaborado pela autora (2023).



Figura A.3: Cortante na Base x Deslocamento Modelo Z0_DCL_EC2 Frame A.

Figura A.4: Cortante na Base x Deslocamento Modelo Z0_DCL_EC2 Frame B/C.





Figura A.5: Cortante na Base x Interstory *Drift* Modelo Z0_DCL_EC2 Frame A.

Figura A.6: Cortante na Base x Interstory Drift Modelo Z0_DCL_EC2 Frame B/C.



Figura A.7: Mecanismo de Colapso Modelo Z0_DCL_EC2 Frame A.



Fonte: elaborado pela autora (2023).

Figura A.8: Mecanismo de Colapso Modelo Z0_DCL_EC2 Frame B/C.



Fonte: elaborado pela autora (2023).

Apêndice B

Resultados complementares modelo Z0_DCM_EC2_EC8-NSCWB



Figura B.1: Modos de vibração Modelo Z0_DCM_EC2_EC8-NSCWB Frame A.

Fonte: elaborado pela autora (2023).



Figura B.2: Modos de vibração Modelo Z0_DCM_EC2_EC8-NSCWB Frame B.

Fonte: elaborado pela autora (2023).



Figura B.3: Modos de vibração Modelo Z0_DCM_EC2_EC8-NSCWB Frame C.

Fonte: elaborado pela autora (2023).



Figura B.4: Cortante na Base x Deslocamento Modelo Z0_DCM_EC2_EC8-NSCWB Frame A.

Figura B.5: Cortante na Base x Deslocamento Modelo Z0_DCM_EC2_EC8-NSCWB Frame B.





Figura B.6: Cortante na Base x Deslocamento Modelo Z0_DCM_EC2_EC8-NSCWB Frame C.

Figura B.7: Cortante na Base x Interstory Drift Modelo Z0_DCM_EC2_EC8-NSCWB Frame A.





Figura B.8: Cortante na Base x Interstory Drift Modelo Z0_DCM_EC2_EC8-NSCWB Frame B.

Figura B.9: Cortante na Base x Interstory *Drift* Modelo Z0_DCM_EC2_EC8-NSCWB Frame C.


Figura B.10: Mecanismo de Colapso Modelo Z0_DCM_EC2_EC8-NSCWB Frame A.



Fonte: elaborado pela autora (2023).

Figura B.11: Mecanismo de Colapso Modelo Z0_DCM_EC2_EC8-NSCWB Frame B.



Fonte: elaborado pela autora (2023).

Figura B.12: Mecanismo de Colapso Modelo Z0_DCM_EC2_EC8-NSCWB Frame C.



Fonte: elaborado pela autora (2023).

Apêndice C

Resultados complementares modelo Z0_DCM_EC2_EC8-WSCWB



Figura C.1: Modos de vibração Modelo Z0_DCM_EC2_EC8-WSCWB Frame A.

Fonte: elaborado pela autora (2023).



Figura C.2: Modos de vibração Modelo Z0_DCM_EC2_EC8-WSCWB Frame B.

Fonte: elaborado pela autora (2023).



Figura C.3: Modos de vibração Modelo Z0_DCM_EC2_EC8-WSCWB Frame C.

Fonte: elaborado pela autora (2023).



Figura C.4: Cortante na Base x Deslocamento Modelo Z0_DCM_EC2_EC8-WSCWB Frame A.

Figura C.5: Cortante na Base x Deslocamento Modelo Z0_DCM_EC2_EC8-WSCWB Frame B.





Figura C.6: Cortante na Base x Deslocamento Modelo Z0_DCM_EC2_EC8-WSCWB Frame C.

Figura C.7: Cortante na Base x Interstory *Drift* Modelo Z0_DCM_EC2_EC8-WSCWB Frame A.





Figura C.8: Cortante na Base x Interstory *Drift* Modelo Z0_DCM_EC2_EC8-WSCWB Frame B.

Figura C.9: Cortante na Base x Interstory *Drift* Modelo Z0_DCM_EC2_EC8-WSCWB Frame C.



Figura C.10: Mecanismo de Colapso Modelo Z0_DCM_EC2_EC8-WSCWB Frame A.



Fonte: elaborado pela autora (2023).

Figura C.11: Mecanismo de Colapso Modelo Z0_DCM_EC2_EC8-WSCWB Frame B.



Fonte: elaborado pela autora (2023).

Figura C.12: Mecanismo de Colapso Modelo Z0_DCM_EC2_EC8-WSCWB Frame C.



Fonte: elaborado pela autora (2023).

Apêndice D

Resultados complementares modelo Z1_DCL_NBR6118_NBR15421



Figura D.1: Modos de vibração Modelo Z1_DCL_NBR6118_NBR15421 Frame A.

Fonte: elaborado pela autora (2023).



Figura D.2: Modos de vibração Modelo Z1_DCL_NBR6118_NBR15421 Frame B.

Fonte: elaborado pela autora (2023).



Figura D.3: Modos de vibração Modelo Z1_DCL_NBR6118_NBR15421 Frame C.

Fonte: elaborado pela autora (2023).



Figura D.4: Cortante na Base x Deslocamento Modelo Z1_DCL_NBR6118_NBR15421 Frame A.

Figura D.5: Cortante na Base x Deslocamento Modelo Z1_DCL_NBR6118_NBR15421 Frame B.





Figura D.6: Cortante na Base x Deslocamento Modelo Z1_DCL_NBR6118_NBR15421 Frame C.

Figura D.7: Cortante na Base x Interstory *Drift* Modelo Z1_DCL_NBR6118_NBR15421 Frame A.





Figura D.8: Cortante na Base x Interstory *Drift* Modelo Z1_DCL_NBR6118_NBR15421 Frame B.

Figura D.9: Cortante na Base x Interstory *Drift* Modelo Z1_DCL_NBR6118_NBR15421 Frame C.



Figura D.10: Mecanismo de Colapso Modelo Z1_DCL_NBR6118_NBR15421 Frame A.



Fonte: elaborado pela autora (2023).

Figura D.11: Mecanismo de Colapso Modelo Z1_DCL_NBR6118_NBR15421 Frame B.



Fonte: elaborado pela autora (2023).

Figura D.12: Mecanismo de Colapso Modelo Z1_DCL_NBR6118_NBR15421 Frame C.



Fonte: elaborado pela autora (2023).

Apêndice E

Resultados complementares modelo Z1_DCM_EC2_EC8-NSCWB



Figura E.1: Modos de vibração Modelo Z1_DCM_EC2_EC8-NSCWB Frame A.

Fonte: elaborado pela autora (2023).



Figura E.2: Modos de vibração Modelo Z1_DCM_EC2_EC8-NSCWB Frame B.

Fonte: elaborado pela autora (2023).



Figura E.3: Modos de vibração Modelo Z1_DCM_EC2_EC8-NSCWB Frame C.

Fonte: elaborado pela autora (2023).



Figura E.4: Cortante na Base x Deslocamento Modelo Z1_DCM_EC2_EC8-NSCWB Frame A.

Figura E.5: Cortante na Base x Deslocamento Modelo Z1_DCM_EC2_EC8-NSCWB Frame B.





Figura E.6: Cortante na Base x Deslocamento Modelo Z1_DCM_EC2_EC8-NSCWB Frame C.

Figura E.7: Cortante na Base x Interstory Drift Modelo Z1_DCM_EC2_EC8-NSCWB Frame A.





Figura E.8: Cortante na Base x Interstory *Drift* Modelo Z1_DCM_EC2_EC8-NSCWB Frame B.

Figura E.9: Cortante na Base x Interstory *Drift* Modelo Z1_DCM_EC2_EC8-NSCWB Frame C.



Figura E.10: Mecanismo de Colapso Modelo Z1_DCM_EC2_EC8-NSCWB Frame A.



Fonte: elaborado pela autora (2023).

Figura E.11: Mecanismo de Colapso Modelo Z1_DCM_EC2_EC8-NSCWB Frame B.



Fonte: elaborado pela autora (2023).

Figura E.12: Mecanismo de Colapso Modelo Z1_DCM_EC2_EC8-NSCWB Frame C.



Fonte: elaborado pela autora (2023).

Apêndice F

Resultados complementares modelo Z1_DCM_EC2_EC8-WSCWB



Figura F.1: Modos de vibração Modelo Z1_DCM_EC2_EC8-WSCWB Frame A.

Fonte: elaborado pela autora (2023).



Figura F.2: Modos de vibração Modelo Z1_DCM_EC2_EC8-WSCWB Frame B.

Fonte: elaborado pela autora (2023).


Figura F.3: Modos de vibração Modelo Z1_DCM_EC2_EC8-WSCWB Frame C.

Fonte: elaborado pela autora (2023).



Figura F.4: Cortante na Base x Deslocamento Modelo Z1_DCM_EC2_EC8-WSCWB Frame A.

Figura F.5: Cortante na Base x Deslocamento Modelo Z1_DCM_EC2_EC8-WSCWB Frame B.





Figura F.6: Cortante na Base x Deslocamento Modelo Z1_DCM_EC2_EC8-WSCWB Frame C.

Figura F.7: Cortante na Base x Interstory *Drift* Modelo Z1_DCM_EC2_EC8-WSCWB Frame A.





Figura F.8: Cortante na Base x Interstory *Drift* Modelo Z1_DCM_EC2_EC8-WSCWB Frame B.

Figura F.9: Cortante na Base x Interstory *Drift* Modelo Z1_DCM_EC2_EC8-WSCWB Frame C.



Figura F.10: Mecanismo de Colapso Modelo Z1_DCM_EC2_EC8-WSCWB Frame A.



Fonte: elaborado pela autora (2023).

Figura F.11: Mecanismo de Colapso Modelo Z1_DCM_EC2_EC8-WSCWB Frame B.



Fonte: elaborado pela autora (2023).

Figura F.12: Mecanismo de Colapso Modelo Z1_DCM_EC2_EC8-WSCWB Frame C.



Fonte: elaborado pela autora (2023).

Apêndice G

Resultados complementares modelo Z2_DCL_NBR6118_NBR15421



Figura G.1: Modos de vibração Modelo Z2_DCL_NBR6118_NBR15421 Frame A.

Fonte: elaborado pela autora (2023).



Figura G.2: Modos de vibração Modelo Z2_DCL_NBR6118_NBR15421 Frame B.

Fonte: elaborado pela autora (2023).



Figura G.3: Modos de vibração Modelo Z2_DCL_NBR6118_NBR15421 Frame C.

Fonte: elaborado pela autora (2023).



Figura G.4: Cortante na Base x Deslocamento Modelo Z2_DCL_NBR6118_NBR15421 Frame A.

Figura G.5: Cortante na Base x Deslocamento Modelo Z2_DCL_NBR6118_NBR15421 Frame B.





Figura G.6: Cortante na Base x Deslocamento Modelo Z2_DCL_NBR6118_NBR15421 Frame C.

Figura G.7: Cortante na Base x Interstory *Drift* Modelo Z1_DCL_NBR6118_NBR15421 Frame A.





Figura G.8: Cortante na Base x Interstory *Drift* Modelo Z1_DCL_NBR6118_NBR15421 Frame B.

Figura G.9: Cortante na Base x Interstory *Drift* Modelo Z1_DCL_NBR6118_NBR15421 Frame C.



Figura G.10: Mecanismo de Colapso Modelo Z2_DCL_NBR6118_NBR15421 Frame A.



Fonte: elaborado pela autora (2023).

Figura G.11: Mecanismo de Colapso Modelo Z2_DCL_NBR6118_NBR15421 Frame B.



Fonte: elaborado pela autora (2023).

Figura G.12: Mecanismo de Colapso Modelo Z2_DCL_NBR6118_NBR15421 Frame C.



Fonte: elaborado pela autora (2023).

Apêndice H

Resultados complementares modelo Z2_DCM_EC2_EC8-NSCWB



Figura H.1: Modos de vibração Modelo Z2_DCM_EC2_EC8-NSCWB Frame A.

Fonte: elaborado pela autora (2023).



Figura H.2: Modos de vibração Modelo Z2_DCM_EC2_EC8-NSCWB Frame B.

Fonte: elaborado pela autora (2023).



Figura H.3: Modos de vibração Modelo Z2_DCM_EC2_EC8-NSCWB Frame C.

Fonte: elaborado pela autora (2023).



Figura H.4: Cortante na Base x Deslocamento Modelo Z2_DCM_EC2_EC8-NSCWB Frame A.

Figura H.5: Cortante na Base x Deslocamento Modelo Z2_DCM_EC2_EC8-NSCWB Frame B.





Figura H.6: Cortante na Base x Deslocamento Modelo Z2_DCM_EC2_EC8-NSCWB Frame C.

Figura H.7: Cortante na Base x Interstory Drift Modelo Z2_DCM_EC2_EC8-NSCWB Frame A.





Figura H.8: Cortante na Base x Interstory Drift Modelo Z2_DCM_EC2_EC8-NSCWB Frame B.

Figura H.9: Cortante na Base x Interstory Drift Modelo Z2_DCM_EC2_EC8-NSCWB Frame C.



Figura H.10: Mecanismo de Colapso Modelo Z2_DCM_EC2_EC8-NSCWB Frame A.



Fonte: elaborado pela autora (2023).

Figura H.11: Mecanismo de Colapso Modelo Z2_DCM_EC2_EC8-NSCWB Frame B.



Fonte: elaborado pela autora (2023).

Figura H.12: Mecanismo de Colapso Modelo Z2_DCM_EC2_EC8-NSCWB Frame C.



Fonte: elaborado pela autora (2023).

Apêndice I

Resultados complementares modelo Z2_DCM_EC2_EC8-WSCWB



Figura I.1: Modos de vibração Modelo Z2_DCM_EC2_EC8-WSCWB Frame A.

Fonte: elaborado pela autora (2023).



Figura I.2: Modos de vibração Modelo Z2_DCM_EC2_EC8-WSCWB Frame B.

Fonte: elaborado pela autora (2023).



Figura I.3: Modos de vibração Modelo Z2_DCM_EC2_EC8-WSCWB Frame C.

Fonte: elaborado pela autora (2023).



Figura I.4: Cortante na Base x Deslocamento Modelo Z2_DCM_EC2_EC8-WSCWB Frame A.

Figura I.5: Cortante na Base x Deslocamento Modelo Z2_DCM_EC2_EC8-WSCWB Frame B.





Figura I.6: Cortante na Base x Deslocamento Modelo Z2_DCM_EC2_EC8-WSCWB Frame C.

Figura I.7: Cortante na Base x Interstory *Drift* Modelo Z2_DCM_EC2_EC8-WSCWB Frame A.





Figura I.8: Cortante na Base x Interstory Drift Modelo Z2_DCM_EC2_EC8-WSCWB Frame B.

Figura I.9: Cortante na Base x Interstory *Drift* Modelo Z2_DCM_EC2_EC8-WSCWB Frame C.



Figura I.10: Mecanismo de Colapso Modelo Z2_DCM_EC2_EC8-WSCWB Frame A.



Fonte: elaborado pela autora (2023).

Figura I.11: Mecanismo de Colapso Modelo Z2_DCM_EC2_EC8-WSCWB Frame B.



Fonte: elaborado pela autora (2023).
Figura I.12: Mecanismo de Colapso Modelo Z2_DCM_EC2_EC8-WSCWB Frame C.



Fonte: elaborado pela autora (2023).