

UNIVERSIDADE FEDERAL DE SANTA CATARINA
CENTRO TECNOLÓGICO
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

Thiago Marchetti

**AVALIAÇÃO DO DESEMPENHO ESTRUTURAL DE EDIFÍCIO
SUBMETIDO A SISMO PELA ANÁLISE PUSHOVER**

Florianópolis
2019

Thiago Marchetti

**AVALIAÇÃO DO DESEMPENHO ESTRUTURAL DE EDIFÍCIO SUBMETIDO A
SISMO PELA ANÁLISE PUSHOVER**

Trabalho Conclusão do Curso de Graduação em Engenharia Civil do Centro Tecnológico da Universidade Federal de Santa Catarina como requisito para a obtenção do Título de Bacharel em Engenharia Civil.

Orientador: Prof. Dr. Jano d'Araújo Coelho.

Florianópolis

2019

Ficha de identificação da obra elaborada pelo autor,
através do Programa de Geração Automática da Biblioteca Universitária da UFSC.

Marchetti, Thiago

Avaliação do desempenho estrutural de edifício submetido
a sismo pela análise pushover / Thiago Marchetti ;
orientador, Jano d'Araujo Coelho, 2019.

186 p.

Trabalho de Conclusão de Curso (graduação) -
Universidade Federal de Santa Catarina, Centro Tecnológico,
Graduação em Engenharia Civil, Florianópolis, 2019.

Inclui referências.

1. Engenharia Civil. 2. Sismo. 3. Análise pushover. 4.
Comportamento não linear. 5. Concreto armado. I. Coelho,
Jano d'Araujo. II. Universidade Federal de Santa Catarina.
Graduação em Engenharia Civil. III. Título.

Thiago Marchetti

**AVALIAÇÃO DO DESEMPENHO ESTRUTURAL DE EDIFÍCIO SUBMETIDO A
SISMO PELA ANÁLISE PUSHOVER**

Este Trabalho Conclusão de Curso foi julgado adequado para obtenção do Título de Bacharel em Engenharia Civil e aprovado em sua forma final pelo Curso de Engenharia Civil.

Florianópolis, 01 de julho de 2019.



Profa. Luciana Rohde, Dra.

Coordenadora do Curso



Prof. Jano d'Araújo Coelho, Dr.

Orientador

Universidade Federal de Santa Catarina

Banca Examinadora:

Prof. Roberto Caldas de Andrade Pinto, Dr.

Universidade Federal de Santa Catarina

Prof. Lourenço Panosso Perlin, Dr.

Universidade Federal de Santa Catarina

AGRADECIMENTOS

Agradeço aos meus pais, Fábio e Silvia, por todo o amor, carinho, dedicação, zelo e ensinamentos transmitidos ao longo de toda a minha vida. Por proporcionarem todas as condições para que eu pudesse me tornar quem sou e alcançar os meus objetivos, e por serem meu maior exemplo de vida. Ao meu irmão, Lucas, pela amizade e companheirismo, sendo meu grande incentivo para que sempre busque ser o melhor exemplo em quem se espelhar.

À minha namorada, Natália, por sempre confiar e me incentivar a alcançar meus objetivos, enchendo minha vida de amor, carinho e alegria por toda a nossa trajetória. Por todo o apoio e dedicação durante a realização deste trabalho, e pela paciência e compreensão em todos os momentos difíceis.

Ao Prof. Dr. Jano, por todo o conhecimento e sabedoria transmitidos durante a realização deste trabalho e ao longo da graduação. Por todos os conselhos que contribuíram para minha formação acadêmica e profissional.

Aos integrantes da banca examinadora, Prof. Dr. Roberto e Prof. Dr. Lourenço, por aceitarem o convite de avaliar este trabalho com interesse e disposição.

A todos os mestres e professores que tive durante a vida, por todo o conhecimento e sabedoria compartilhados que guiaram minha formação acadêmica e pessoal.

À equipe de Suporte Técnico da AltoQi, na qual tive o privilégio de desenvolver minha primeira atividade profissional, contribuindo para meu crescimento pessoal e profissional.

A todos os amigos que fiz em minha trajetória, com os quais partilhei inúmeros momentos de alegria que tornaram esta jornada mais leve e agradável.

E, por fim, a todos que não foram citados, mas que contribuíram para minha formação pessoal e profissional e no desenvolvimento deste trabalho.

Muito obrigado!

RESUMO

Ao contrário das diretrizes de projeto para outros tipos de solicitações, o dimensionamento de edifícios a ações sísmicas admite que a estrutura possa deformar-se além de seu limite elástico. Assim, a capacidade de dissipação de energia dos materiais é aproveitada de forma a permitir projetos econômicos e eficientes que não representam risco à vida humana. Tradicionalmente, o projeto de estruturas é feito por métodos de análises lineares, que não possibilitam a inclusão das deformações plásticas da estrutura ante à necessidade de aceitação de diversas hipóteses simplificadoras para sua aplicação. Apesar de conduzirem a resultados mais precisos, as análises dinâmicas não lineares mostram-se excessivamente complexas, inviabilizando seu uso na prática de projetos. Em resposta, surgem metodologias de análise estática não linear, capazes de fornecer resultados próximos às análises dinâmicas através de processos estáticos, contabilizando também o comportamento não linear da estrutura. Dentre estas, destaca-se a análise *Pushover*. Neste trabalho, foi desenvolvida a avaliação do desempenho sísmico de uma estrutura construída em concreto armado por meio da análise *Pushover*. Foram considerados múltiplos níveis de demanda sísmica previstos pela norma brasileira de projeto de estruturas sismo-resistentes NBR 15421, a fim de representar a ampla gama de possibilidades para o território brasileiro. A avaliação do desempenho sísmico foi conduzida com base no Método do Espectro de Capacidade, proposto no regulamento americano ATC-40. Resultados obtidos demonstram a importância da consideração de ações sísmicas em projetos de edifícios sob níveis de demanda relevantes para o território brasileiro, e a influência dos parâmetros que caracterizam a demanda sísmica de projeto no nível de solicitação resultante. A capacidade estrutural do edifício mostrou-se inferior à demanda sísmica para o terremoto de maior intensidade, resultando no colapso. Nas demais condições, a estrutura garantiu capacidade suficiente para atender aos limites de desempenho de projeto. Este estudo mostrou que a análise estática não linear *Pushover* se apresenta como uma ferramenta eficiente e de extrema utilidade para o projeto sísmico de estruturas.

Palavras-chave: Desempenho sísmico. Análise estática não linear. Comportamento não linear. Análise *Pushover*. Edifícios de concreto armado.

ABSTRACT

Unlike design guidelines aimed at different types of demand, buildings designed to endure seismic activity can deform beyond the structure's elastic limits. Thus, the energy dissipation capability of the structure allows more economical and efficient building designs, without increasing the risk to human life. Traditionally, structural design of buildings is carried by linear analysis methods, a method that does not account for plastic deformations. Linear analysis requires several simplifying assumptions when applied to seismic design. Although nonlinear dynamic analysis brings the most accurate results, the method is proved to be overly complicated and unviable for use in engineering practice. In response, several methods of nonlinear static analysis were developed, aiming to obtain dynamic analysis results through static processes, which accounts for the structure's nonlinear behavior. Among these methods is the Pushover analysis. This study aims to evaluate the seismic performance of a reinforced concrete structure, applying the Pushover analysis. Seismic demand levels are taken from the Brazilian seismic standard NBR 15421, aiming to consider a wide range of possibilities for the Brazilian territory. Seismic performance assessment was carried out employing the Capacity Spectrum Method, proposed by ATC-40. Results demonstrate the importance of considering seismic actions in buildings design for the Brazilian territory and the relevance of the parameters that define seismic demand. For the major earthquake demand, the building's structural capacity was inferior to the seismic action, leading to collapse. For the others seismic levels, the building's strength was enough to ensure the project performance levels. This study concludes that the Pushover analysis poses as an efficient tool for use in seismic design of buildings.

Keywords: Seismic performance. Nonlinear static analysis. Nonlinear behavior. Pushover analysis. Reinforced concrete buildings.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Movimentações de solo provocadas por diferentes tipos de ondas sísmicas.....	36
Figura 2 – Histórico de sismicidade no território brasileiro.....	39
Figura 3 – Mapeamento da aceleração sísmica horizontal no Brasil.	42
Figura 4 - Zoneamento sísmico nos EUA.	43
Figura 5 - Espectro de resposta para um terremoto determinado.	44
Figura 6 - Espectro de resposta do terremoto de El Centro, Califórnia - 1940.	45
Figura 7 - Espectro de resposta de projeto – NBR 15421.	48
Figura 8 - Espectro de resposta de projeto – ATC-40.	49
Figura 9 – Etapas do processo de análise <i>Pushover</i> , com obtenção da curva de capacidade...	55
Figura 10 - Curva de Capacidade.	58
Figura 11 - Fluxograma de aplicação da análise <i>Pushover</i>	59
Figura 12 - Múltiplas Curvas de Capacidade necessárias para modelar a deterioração de resistência.	60
Figura 13 - Curva de Capacidade com a perda de resistência global modelada.	60
Figura 14 - Etapas do Método do Espectro de Capacidade.	68
Figura 15 - Curva de capacidade.	69
Figura 16 - Determinação do ponto de desempenho inicial (α_{pi} , d_{pi}).	70
Figura 17 - Hipóteses para determinar o espectro bilinear de capacidade.	71
Figura 18 - Ciclo de histerese para determinação do amortecimento efetivo.	72
Figura 19 - Determinação do amortecimento efetivo.....	73
Figura 20 - Espectro de resposta reduzido pelos fatores de redução espectral.....	77
Figura 21 - Conversão do espectro de resposta ao formato ADRS.	79
Figura 22 - Espectro tradicional vs. ADRS.	80
Figura 23 - Procedimento B - Passo 2.	82
Figura 24 - Procedimento B - Passo 3.	83
Figura 25 - Procedimento B – Passos 4 e 5.	84
Figura 26 - Procedimento B - Passos 6 e 7.....	85
Figura 27 - Diagrama tensão-deformação do concreto.	96
Figura 28 - Diagrama momento-curvatura de elemento submetido à: (a) flexão; (b) flexo-compressão.	96
Figura 29 - Curva tensão-deformação de compressão para concreto confinado e não confinado.	99

Figura 30 - Concreto efetivamente confinado por estribos retangulares.	100
Figura 31 - Configuração de estribos retangulares: (a) com ganchos complementares; (b) com estribos sobrepostos.	100
Figura 32 - Modelos para elementos tipo viga-pilar.	101
Figura 33 - Diagrama tensão-deformação normalizado.	104
Figura 34 - Localização das rótulas plásticas na estrutura.	106
Figura 35 - Critérios de aceitabilidade para deformações de componentes estruturais.	108
Figura 36 - Efeito das cargas verticais na configuração deformada da estrutura.	109
Figura 37 - Curva de força-deformação com e sem o efeito P-Delta.	110
Figura 38 - Comparação do comportamento de diferentes materiais.	111
Figura 39 - Concentração de armaduras na zona de encontro de elementos.	112
Figura 40 - Tipos de mecanismos de falha da estrutura: (a) pilar forte-viga fraca; (b) pavimento fraco.	113
Figura 41 - Comportamento dúctil vs. frágil.	114
Figura 42 - Determinação do coeficiente R: (a) períodos longos; (b) períodos curtos.	115
Figura 43 - Convenção de sinais para elementos tipo barra.	118
Figura 44 - Elemento tipo superfície.	119
Figura 45 - Transferência de cargas pelo processa da área tributária.	119
Figura 46 - Pórtico da estrutura modelo.	122
Figura 47 - Pórtico unifilar da modelo da estrutura.	126
Figura 48 - Propriedades da rótula plástica tipo M3 para viga de seção tipo V3.	128
Figura 49 - Propriedades da rótula plástica tipo P-M2-M3 geradas para pilar de seção tipo P1.	129
Figura 50 - Orientação dos pilares em planta da estrutura modelo.	130
Figura 51 - Modos de vibração da estrutura: (a) Modo 1; (b) Modo 2; (c) Modo 3.	132
Figura 52 - Curva de capacidade para as direções X e Y.	134
Figura 53 - Curva de capacidade (Direção X).	135
Figura 54 - Progresso de deformações das rótulas plásticas.	136
Figura 55 - Trajetória de formação das rótulas plásticas na estrutura: (a) Passo 299; (b) Passo 604; (c) Passo 764; (d) Passo 823.	137
Figura 56 - Perfil de deformação lateral da estrutura no fim da análise <i>Pushover</i>	138
Figura 57 - Localização da viga 133 e do pilar 69 na estrutura modelo.	139
Figura 58 - Diagrama momento-curvatura da rótula 1 da viga 133, seção tipo V3.	140
Figura 59 - Diagrama momento-curvatura da rótula 2 de viga 133, seção tipo V3.	141

Figura 60 - Diagrama momento-curvatura para rótula 1 do pilar 69, seção tipo P2.	142
Figura 61 - Espectro de capacidade da estrutura na direção X.....	143
Figura 62 - Espectros de resposta de projeto: (a) Zona 0; (b) Zona 1; (c) Zona 2; (d) Zonas 3 e 4.	144
Figura 63 - Determinação do ponto de desempenho para: (a) Zona 0; (b) Zona 1; (c) Zona 2; (d) Zonas 3 e 4.	148
Figura 64 - Determinação do ponto (a*, d*).	150
Figura 65 - Espectro bilinear de capacidade.....	151
Figura 66 - Determinação do ponto de desempenho para Zona 2, com classe E.	152
Figura 67 - Deslocamentos horizontais absolutos e relativos - Zona 0.	155
Figura 68 - Deslocamentos horizontais absolutos e relativos - Zona 1.	156
Figura 69 - Deslocamentos horizontais absolutos e relativos - Zona 2.	157
Figura 70 - Deslocamentos horizontais absolutos e relativos - Zonas 3 e 4.....	157
Figura A1 - (a) Modelo completo da estrutura; (b) Modelo de massas concentradas; (c) Modos de vibração da estrutura.	175
Figura A2 - Modo fundamental: (a) do sistema MDOF; (b) representado como sistema SDOF.	177
Figura B1 - Configuração em planta - Nível +2,80m.....	179
Figura B2 - Configuração em planta - Nível +5,60m.....	179
Figura B3 - Configuração em planta - Nível +8,40m.....	180
Figura B4 - Configuração em planta - Nível +11,20m.....	180
Figura B5 - Configuração em elevação - Eixo 1.	181
Figura B6 - Configuração em elevação - Eixo 2.	181
Figura B7 - Configuração em elevação - Eixo 3.	182
Figura B8 - Configuração em elevação - Eixo 4.	182

LISTA DE QUADROS

Quadro 1 - Escala de Mercalli modificada - versão simplificada	37
Quadro 2 - Definição da classe do terreno.	46
Quadro 3 - Tipos de comportamento estrutural.....	75
Quadro 4 - Combinações de níveis de desempenho estrutural e não estrutural para formar os níveis de desempenho do edifício.....	92
Quadro 5 - Correlação entre deformação e desempenho estrutural.....	108

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Zonas sísmicas brasileiras.	43
Tabela 2 - Fator de zona sísmica Z	43
Tabela 3 - Fatores de amplificação sísmica do solo.	47
Tabela 4 - Valores do fator de modificação do amortecimento k	76
Tabela 5 - Valores mínimos de SR_A e SR_V	77
Tabela 6 - Valores sugeridos de β_{eff} máximo de acordo com o comportamento estrutural.	82
Tabela 7 - Limites de deslocamento relativo, ATC-40.	89
Tabela 8 - Limites de deslocamento relativo, NBR 15421.	89
Tabela 9 - Rigidez inicial dos componentes estruturais.	97
Tabela 10 - Propriedades do concreto.	123
Tabela 11 - Propriedades do aço.	123
Tabela 12 - Resultados da análise modal.	132
Tabela 13 - Resultados da análise <i>Pushover</i> para a direção X.	134
Tabela 14 - Fatores de amplificação sísmica.	144
Tabela 15 - Ponto de desempenho (S_d , S_a).	147
Tabela 16 - Resultados da determinação do ponto de desempenho para Zona 2, com classe E.	152
Tabela 17 - Nível de desempenho estrutural do edifício com base nos componentes.	154
Tabela 18 - Deslocamentos horizontais absolutos e relativos - Zona 0.	155
Tabela 19 - Deslocamentos horizontais absolutos e relativos - Zona 1.	156
Tabela 20 - Deslocamentos horizontais absolutos e relativos - Zona 2.	156
Tabela 21 - Deslocamentos horizontais absolutos e relativos - Zonas 3 e 4.	157
Tabela B1 - Dimensões e distribuição das armaduras para os pilares da estrutura modelo.	178
Tabela B2 - Dimensões e distribuição das armaduras para as vigas da estrutura modelo.	178
Tabela AA1 - Parâmetros de modelagem e critérios de aceitação para procedimentos não lineares - Vigas de concreto armado.	185
Tabela AA2 - Parâmetros de modelagem e critérios de aceitação para procedimentos não lineares - Pilares de concreto armado.	186

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
ADRS	<i>Acceleration-Displacement Response Spectra</i>
ASCE	<i>American Society of Civil Engineers</i>
ATC	<i>American Technology Council</i>
C	Armadura transversal conforme
CSM	<i>Capacity Spectrum Method</i> (Método do Espectro de Capacidade)
CEN	<i>Committee Européen de Normalisation</i> (Comitê Europeu de Normatização)
CSSC	<i>California Seismic Safety Commission</i>
DE	<i>Design Earthquake</i> (Terremoto de Projeto)
EC	<i>Eurocode</i>
ICBO	<i>International Conference of Building Officials</i>
MDOF	<i>Multi degree-of-freedom</i> (Múltiplos graus de liberdade)
ME	<i>Maximum Earthquake</i> (Terremoto Máximo)
NBR	Norma Brasileira
NC	Armadura transversal não conforme
NEHRP	<i>National Earthquake Hazards Reduction Program</i>
NLF	Não linearidade física
NLG	Não linearidade geométrica
NP	<i>Nonstructural Performance</i> (Desempenho não estrutural)
SAP	<i>Structural Analysis Program</i>
SDOF	<i>Single degree-of-freedom</i> (Um grau de liberdade)
SE	<i>Serviceability Earthquake</i> (Terremoto de Serviço)
SEI	<i>Structural Engineering Institute</i>
SP	<i>Structural Performance</i> (Desempenho estrutural)
UBC	<i>Uniform Building Code</i>

LISTA DE SÍMBOLOS

A	amplitude do movimento
A_0	amplitude de referência
A_i	autovetor do modo de vibração natural i
A_g	área bruta da seção transversal de concreto
A_m	amplitude máxima do movimento
A_w	área da alma da seção transversal na direção do cisalhamento
C_a	fatores de amplificação sísmica do solo para o período de 0,0s;
C_v	fatores de amplificação sísmica do solo para o período de 1,0s;
E_c	módulo de elasticidade do concreto
E_D	energia dissipada por amortecimento em um único ciclo histerético
E_{S0}	energia máxima de deformação associada a um único ciclo histerético
F_d	somatório de todas as ações aplicadas à estrutura
F_g	somatório de todas as ações permanentes
F_{im}	força modal horizontal no pavimento i para o modo m de vibração natural da estrutura
F_q	somatório de todas as ações variáveis
F_Q	ação sísmica
I_g	inércia bruta à flexão da seção transversal
K	rigidez do sistema
K^*	rigidez do sistema equivalente de SDOF
M	magnitude sísmica
M^*	massa do sistema equivalente de SDOF
N	número médio de golpes obtidos para o ensaio SPT
\bar{N}	número médio de golpes obtidos para o ensaio SPT para solos estratificados
P	força axial no pilar
P_0	resistência axial nominal do pilar para excentricidade nula
P_R	probabilidade de excedência
P_x	carga gravitacional total associada ao pavimento x
PF_1	fator de participação modal para o primeiro modo de vibração natural da estrutura
PF_m	fator de participação modal para o modo m de vibração natural da estrutura
Q	solicitação aplicada sobre o elemento

Q_y	resistência do elemento para determinada solicitação aplicada
R	coeficiente de modificação de resposta
S_a	aceleração espectral
S_{ai}	aceleração espectral no ponto i do espectro de resposta
S_d	deslocamento espectral
S_{di}	deslocamento espectral no ponto i do espectro de resposta
S_{am}	aceleração espectral para o modo m de vibração natural da estrutura
S_v	velocidade espectral
SR_A	coeficiente de redução espectral para períodos curtos
SR_V	coeficiente de redução espectral para períodos longos
T	período em segundos
T_F	período de tempo
T_i	período no ponto i do espectro de resposta
T_R	período de retorno
V	esforço cortante de projeto
V_i	força de cisalhamento na base da estrutura
V_m	cortante modal na base para o modo m de vibração natural da estrutura
V_x	força horizontal total aplicada sobre o pavimento x
W	carga permanente total do edifício
W^*	peso do sistema equivalente de SDOF
Z	fator de zona sísmica
α_g	aceleração sísmica horizontal
α_{gs0}	aceleração espectral para o período de 0,0 s
α_{gs1}	aceleração espectral para o período de 1,0 s
α_i	aceleração no nível i
a_{im}	aceleração modal do pavimento i para o modo m de vibração natural da estrutura
α_{pi}	aceleração espectral no ponto de desempenho estimado;
α_{pi}'	aceleração espectral em um ponto qualquer do trecho pós-escoamento do espectro bilinear
α_y	aceleração espectral no ponto de escoamento;
α^*	aceleração espectral no ponto de desempenho estimado pelo procedimento B
$\alpha(t)$	aceleração do terreno variável no tempo
b_w	espessura da alma da seção transversal na direção do cisalhamento

c	coeficiente de amortecimento do sistema
d	distância entre a fibra mais comprimida da seção até o centroide da armadura tracionada
d_{pi}	deslocamento espectral no ponto de desempenho estimado;
d_y	aceleração espectral no ponto de escoamento;
d^*	deslocamento espectral no ponto de desempenho estimado pelo procedimento B
f_{cd}	resistência de cálculo à compressão do concreto
f_{ck}	resistência característica à compressão do concreto
f_i	força no nível i
f_{yd}	resistência de cálculo ao escoamento do aço
f_{yk}	resistência característica ao escoamento do aço
f_c	resistência característica à compressão do concreto
g	aceleração gravitacional
h_{sx}	altura do pavimento x
k	fator de modificação do amortecimento
m	massa do sistema
m_i	massa atribuída no nível i
$p(t)$	força dinâmica externa variável no tempo
v_s	velocidade média de propagação das ondas de cisalhamento
$\overline{v_s}$	velocidade média de propagação das ondas de cisalhamento para solos estratificados
w_i	peso atribuído ao nível i
$x(t)$	deslocamento variável no tempo
$\dot{x}(t)$	velocidade variável no tempo
$\ddot{x}(t)$	aceleração da massa variável no tempo
Δ	deformação
Δ_m	deformação máxima imposta pelo sismo
Δ_u	deformação última ou potencial
Δ_x	deslocamento relativo do pavimento x
Δ_y	deformação para o início do escoamento
Φ	matriz modal
α_1	coeficiente de massa efetiva para o primeiro modo de vibração natural da estrutura
α_m	coeficiente de massa efetiva para o modo m de vibração natural da estrutura

β_0	coeficiente de amortecimento hysterético
β_{eff}	coeficiente de amortecimento viscoso efetivo da estrutura
β_{eq}	coeficiente de amortecimento viscoso equivalente da estrutura
γ_{exc}	coeficiente de ponderação para ações excepcionais
γ_g	coeficiente de ponderação para ações permanentes
γ_q	coeficiente de ponderação para ações acidentais
δ	diferença de deslocamento horizontal entre dois andares adjacentes
δ_{im}	deslocamento modal lateral no pavimento i para o modo m de vibração natural da estrutura
δ_{topo}	deslocamento horizontal no topo da estrutura
δ_x	deslocamento horizontal absoluto do pavimento x
θ	deformação em termos de rotações
μ	ductilidade
μ_m	ductilidade máxima imposta pelo sismo
μ_u	ductilidade potencial
ξ	taxa de amortecimento
ρ	percentual de armadura tracionada da viga
ρ_{bal}	percentual de armadura que gera condição de equilíbrio de tensões
ρ'	percentual de armadura comprimida da viga
ϕ	diâmetro da barra de aço
$\phi_{1,\text{topo}}$	amplitude normalizada do primeiro modo de vibração natural para o nível de topo da estrutura
ϕ_i	autovetores normalizados do modo de vibração natural i
ϕ_{im}	amplitude do modo m no nível i
φ	ângulo de fase
ψ_0	fator de combinação de ações variáveis
ω	frequência de vibração

SUMÁRIO

1.	INTRODUÇÃO	31
1.1	OBJETIVOS.....	33
1.1.1	Objetivo geral	33
1.1.2	Objetivos específicos.....	33
1.2	METODOLOGIA	34
2.	EVENTOS SÍSMICOS E NORMAS DE PROJETO SISMO-RESISTENTES.	35
2.1	ATIVIDADES SÍSMICAS	35
2.1.1	Magnitude e intensidade sísmica.....	37
2.1.2	Sismicidade no Brasil	38
2.2	NBR 15421:2006 E NORMAS INTERNACIONAIS	40
2.2.1	Período de retorno.....	41
2.2.2	Acelerações horizontais características	42
2.2.3	Espectro de resposta.....	44
2.2.3.1	Classe do terreno	45
2.2.3.2	Acelerações espectrais.....	47
2.2.3.3	Definição do espectro de resposta de projeto	48
3.	ANÁLISE NÃO LINEAR DE ESTRUTURAS	51
3.1	ANÁLISE DINÂMICA NÃO LINEAR.....	51
3.2	ANÁLISE ESTÁTICA NÃO LINEAR	53
3.2.1	Análise <i>Pushover</i>	54
3.2.1.1	Procedimento de aplicação da análise <i>Pushover</i>	57
3.2.1.2	Limitações da análise <i>Pushover</i> convencional	62
4.	MÉTODO DO ESPECTRO DE CAPACIDADE.....	65
4.1	PROCEDIMENTO DE APLICAÇÃO DO CSM	67
4.1.1	Procedimento para determinar a capacidade.....	68
4.1.2	Procedimento para determinar a demanda	71

4.1.3	Conversão para o formato ADRS	78
4.1.4	Definição do desempenho da estrutura.....	80
4.2	NÍVEIS DE DESEMPENHO DO EDIFÍCIO	86
4.2.1	Níveis de Desempenho Estrutural	87
4.2.1.1	Limites de aceitabilidade global	88
4.2.1.2	Limites de aceitabilidade dos componentes	89
4.2.2	Níveis de desempenho de componentes não estruturais.....	90
4.2.3	Níveis de desempenho do edifício	91
5.	COMPORTAMENTO NÃO LINEAR DE ESTRUTURAS.....	95
5.1	MODELOS PARA ANÁLISE ESTRUTURAL NÃO LINEAR.....	101
5.1.1	Modelagem com não linearidade concentrada.....	103
5.2	NÃO LINEARIDADE GEOMÉTRICA	109
5.3	DUCTILIDADE EM ESTRUTURAS	110
6.	FERRAMENTAS COMPUTACIONAIS.....	117
6.1	SAP2000	117
6.1.1	Elemento tipo barra (<i>frame</i>)	118
6.1.2	Elemento tipo superfície (<i>membrane</i>).....	119
7.	DESCRIÇÃO E MODELAGEM NUMÉRICA DA ESTRUTURA	121
7.1	ESTRUTURA MODELO.....	121
7.2	PROPRIEDADES DOS MATERIAIS ADOTADOS.....	123
7.3	AÇÕES CONSIDERADAS	123
7.4	MODELO COMPUTACIONAL.....	125
7.5	MODIFICAÇÕES PROPOSTAS AO MODELO BASE.....	130
8.	APLICAÇÃO DO MÉTODO DO ESPECTRO DE CAPACIDADE E	
	RESULTADOS	131
8.1	CURVA DE CAPACIDADE	131
8.1.1	Análise modal.....	131
8.1.2	Análise <i>Pushover</i>	133

8.2	MÉTODO DE ESPECTRO DE CAPACIDADE	143
8.2.1	Espectro de capacidade.....	143
8.2.2	Espectro de resposta de projeto	143
8.2.3	Ponto de desempenho	146
8.2.3.1	Exemplo de determinação do ponto de desempenho	150
8.3	AVALIAÇÃO DO DESEMPENHO SÍSMICO	153
8.3.1	Nível de desempenho dos componentes estruturais	153
8.3.2	Nível de desempenho global.....	154
8.4	ANÁLISE DOS RESULTADOS	158
9	CONSIDERAÇÕES FINAIS.....	161
9.1	RECOMENDAÇÕES PARA TRABALHOS FUTUROS.....	163
	REFERÊNCIAS	165
	APÊNDICES	169
	Apêndice A – Dinâmica das Estruturas	171
	Apêndice B – Projeto das seções e armaduras das vigas e colunas da estrutura modelo.....	178
	ANEXOS	183
	Anexo A – Tabelas FEMA 356 (ASCE, 2000).....	185

1. INTRODUÇÃO

O projeto de edificações com objetivo de prevenir danos causados por eventos sísmicos não é comum no Brasil, devido à ausência histórica de manifestações de fenômenos sísmicos de intensidade significativa no território brasileiro. Contudo, por tratarem-se de fenômenos naturais, não é possível eliminar a possibilidade de ocorrência de eventos de abalo com intensidade significativa em áreas urbanas, fazendo com que o dimensionamento de estruturas capazes de resistir a este tipo de evento seja altamente relevante para garantir a segurança dos habitantes em áreas densamente povoadas.

Grande parte das bibliografias normativas nacionais e internacionais, incluindo a norma brasileira NBR 15421 (ABNT, 2006), permite que o projeto de estruturas submetidas a sismos seja elaborado por meio de análises lineares. Contudo, a simples aplicação das forças sísmicas calculadas com base nas acelerações características de projeto, desconsiderando-se a não linearidade do comportamento dos materiais, pode resultar na superestimação dos esforços e deslocamentos impostos às estruturas. Como consequência, estruturas projetadas para responder no domínio linear ao sofrerem ação de forças sísmicas podem demonstrar-se excessivamente custosas e ineficientes. Em contrapartida, considerar o comportamento não linear dos materiais e a capacidade de absorver deformações além do limite elástico permite o emprego de fatores de redução da ação sísmica durante a aplicação de análises lineares.

Análises lineares (ou lineares equivalentes) são amplamente adotadas na elaboração de projetos devido a sua relativa simplicidade e facilidade de aplicação. No entanto, esta modalidade de análise apresenta desvantagens incontornáveis em casos onde seja necessário obter um nível mais preciso e completo de informações acerca das respostas da ação sísmica sobre a estrutura. De acordo com Papanikolaou *et al.* (2005), análises lineares voltadas à avaliação sísmica apresentam as seguintes deficiências:

- Os fatores de redução de forças recomendados nos regulamentos são estimados, e não necessariamente representam a estrutura que está sob avaliação;
- Quando as zonas críticas de uma estrutura se encontram no domínio não linear, a distribuição de esforços e deformações muda significativamente. Esta mudança não é caracterizada pela redução global de esforços representada pelo fator de redução;
- É provável que o mecanismo responsável pelo colapso não seja representado pela distribuição de esforços e deformações elásticas;

- É possível que a distribuição global de deformações e, particularmente, a distribuição local no domínio não linear não se assemelhe à distribuição local no domínio elástico. O mesmo se aplica aos valores dos esforços.

Atualmente, a prática de projetos sismo-resistentes tem se voltado a modelos de projeto baseados em desempenho, onde o objetivo não consiste em garantir apenas a capacidade resistente da estrutura, mas também que seu comportamento frente à demanda sísmica atenda a determinadas condições de desempenho durante e após o evento sísmico. Neste modelo de projeto, o comportamento da estrutura é avaliado e regulado por meio do controle de deformações globais e locais. Em virtude de suas limitações, análises lineares não fornecem resultados que apresentem precisão e nível de detalhe suficientes para aplicação em projetos baseados em desempenho. A fim de contornar estas limitações e permitir avaliações mais precisas e completas da resposta sísmica da estrutura, diversos regulamentos propõem o uso de análises não lineares. Esta modalidade de análise permite o controle dos deslocamentos globais da estrutura, a identificação de seus modos de ruptura, a quantificação dos danos estruturais sofridos, e o acompanhamento contínuo do estado de deformações, esforços e plastificação para cada elemento ao longo da solitação.

Embora forneçam resultados altamente precisos e aplicáveis na avaliação de efeitos provocados por sismos, análises dinâmicas não lineares apresentam grande complexidade de implementação. Por este motivo, a aplicação desta técnica no dimensionamento e verificação de estruturas usuais não é compatível com o cotidiano de projeto de edifícios. Surgem desta necessidade modelos de análises estáticas não lineares, ferramentas de aplicação acessíveis à prática cotidiana de engenharia capazes de apresentar resultados confiáveis para avaliação do desempenho sísmico de edifícios. Neste contexto, a análise *Pushover* vem recebendo grande destaque no meio de projetos estruturais, sobretudo em países onde a ação sísmica está presente em maior intensidade.

Este trabalho tem como foco análises estáticas não lineares, em especial a análise *Pushover*. Busca-se demonstrar sua aplicação por meio da avaliação sísmica de uma estrutura conforme procedimento presente nas metodologias conceituadas de projeto sísmico baseado em desempenho.

1.1 OBJETIVOS

1.1.1 Objetivo geral

Avaliar o desempenho sísmico de uma edificação construída em concreto armado através de uma análise estática não linear, denominada análise *Pushover*, com auxílio de métodos conceituados para definir e avaliar o desempenho da estrutura com base em sua capacidade.

1.1.2 Objetivos específicos

O objetivo geral será atingido por meio do cumprimento dos seguintes objetivos específicos:

- a) Revisar modelos de análise aplicados à verificação sísmica de estruturas de concreto armado, com enfoque nas análises estáticas não lineares, em específico a análise *Pushover*;
- b) Apresentar metodologias aplicáveis à avaliação sísmica de estruturas por análises estáticas não lineares, descrevendo o método adotado para desenvolvimento do trabalho;
- c) Revisar e comparar normas brasileiras e internacionais relacionadas ao projeto de estruturas sismo-resistentes, com enfoque em conteúdos relacionados a análises estáticas não lineares e ao método de avaliação adotado;
- d) Estudar modelos de representação numérica do comportamento não linear de estruturas de concreto armado aplicados em análises estáticas não lineares;
- e) Desenvolver um modelo numérico de um edifício em concreto armado que inclua o comportamento não linear dos materiais e da estrutura;
- f) Gerar a curva de capacidade do modelo da estrutura deste edifício por meio da análise estática não linear *Pushover*;
- g) Avaliar o desempenho alcançado pelo edifício do item (e) considerando diferentes níveis de solicitação sísmica prescritos pelo regulamento brasileiro, de acordo com a metodologia adotada.

1.2 METODOLOGIA

Este trabalho inicia apresentando uma revisão bibliográfica das normas de projeto sísmo-resistentes, em específico a norma brasileira NBR 15421 (ABNT, 2006) e os regulamentos que dão origem ao método adotado. Esta revisão teve como finalidade definir os dados de entrada empregados no método adotado e validar a aplicação das prescrições da norma brasileira ao método. O Capítulo 2 aborda conceitos essenciais de caracterização dos eventos sísmicos aplicados ao método adotado.

A revisão bibliográfica abrangendo análises não lineares com enfoque na análise *Pushover* apresentada no Capítulo 3 foi realizada com base em bibliografias e estudos internacionais. Como objetivo, buscou-se apresentar diferentes procedimentos de aplicação e aprofundar conhecimentos quanto às finalidades, requisitos e limitações de análises estáticas não lineares.

Em conjunto ao estudo anterior, foram avaliados diferentes métodos de aplicação das análises estáticas não lineares. Desta análise, definiu-se o direcionamento do trabalho à avaliação de projetos sísmo-resistentes, principal finalidade deste processo de análise. Como critério básico de seleção do método foi considerada a possibilidade de aplicação das diretrizes da norma brasileira de projetos sísmo-resistentes NBR 15421 (ABNT, 2006). O Capítulo 4 descreve o procedimento de aplicação do método adotado.

No Capítulo 5, desenvolve-se um estudo sobre o comportamento não linear de estruturas de concreto armado, com o objetivo de avaliar características de diferentes modelos de representação deste fenômeno. Na sequência, elaborou-se o modelo numérico de um edifício em concreto armado baseado em uma das estruturas propostas por Miranda (2010), com contribuições de Castillo (2018). A seleção do edifício teve como critérios a busca por uma estrutura que dispusesse de informações de projeto suficientes para desenvolvimento do modelo e que atendesse às restrições de aplicação dos processos e métodos adotados neste trabalho. As propriedades deste modelo são definidas no Capítulo 7.

Por fim, foi desenvolvida a análise *Pushover*, seguida pelo método de avaliação de desempenho adotado. Os resultados obtidos são apresentados e discutidos no Capítulo 8.

2. EVENTOS SÍSMICOS E NORMAS DE PROJETO SISMO-RESISTENTES

Este capítulo apresenta os principais conceitos envolvidos na análise de ações impostas a estruturas sujeitas a atividades sísmicas, com foco na aplicação de análises estáticas não-lineares em projetos de estruturas sismo-resistentes. Também são apresentados critérios prescritos por diferentes normas reguladoras de projeto sismo-resistentes e procedimentos de formulação do espectro de resposta de projeto. Por fim, as recomendações da norma brasileira NBR 15421 (ABNT, 2006) são comparadas a documentações americanas, a fim de avaliar a aplicabilidade da norma brasileira aos métodos de avaliação de desempenho adotados para desenvolvimento deste trabalho.

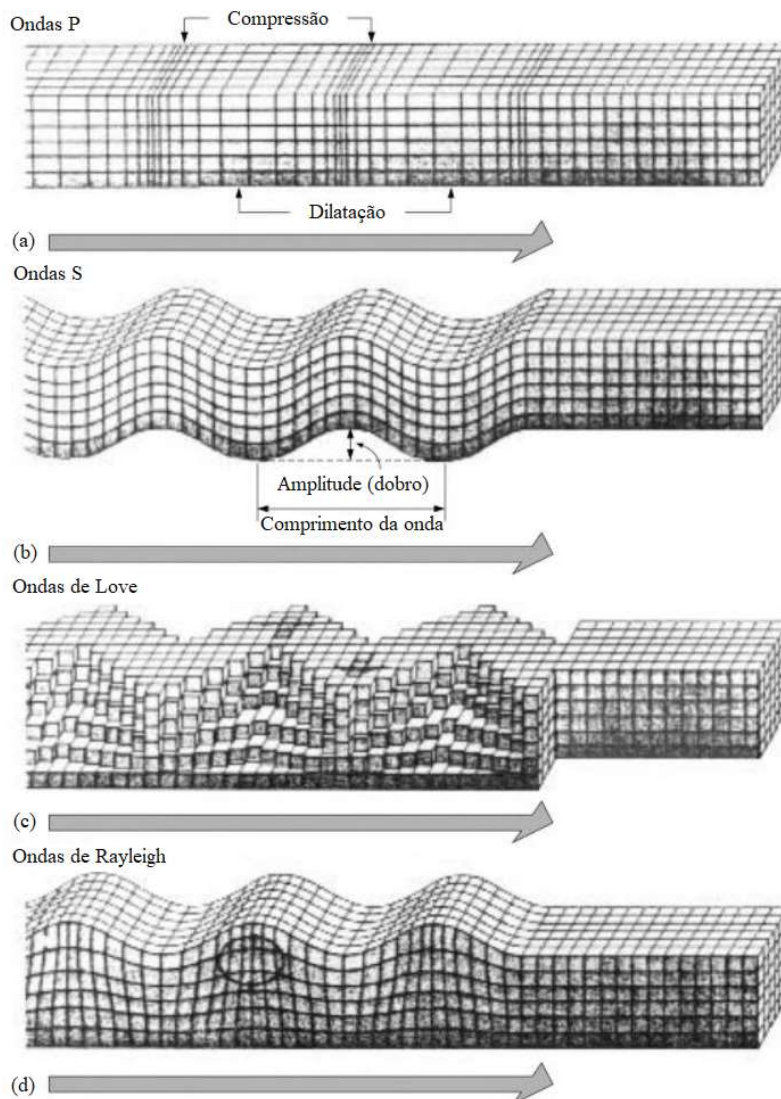
2.1 ATIVIDADES SÍSMICAS

Abalos sísmicos podem ser definidos como fenômenos de vibração brusca e temporária da superfície da Terra resultantes de movimentações subterrâneas das placas tectônicas, de atividades vulcânicas, ou da movimentação de gases no interior do planeta. Esta movimentação é responsável pela liberação rápida de quantidades intensas de energia sob a forma de ondas sísmicas. Além dos sismos de origem natural, nota-se a existência de sismos induzidos por atividades humanas, em geral responsáveis por abalos de menor intensidade quando comparados a sismos oriundos de causas naturais (PARISENTI, 2011).

A frequência e intensidade de eventos sísmicos depende, dentre outros fatores, da localização da região afetada em relação à distribuição das placas tectônicas no globo terrestre. De acordo com Parisenti (2011), a restrição da movimentação das placas tectônicas em suas regiões de encontro resulta em um intenso acúmulo da energia de deformação até que a resistência última da rocha seja superada. Neste momento, ocorre uma grande liberação de energia durante a ruptura da rocha; esta energia é liberada até que as placas atinjam uma nova posição de equilíbrio. Este fenômeno de liberação de energia dá origem aos sismos tectônicos.

Fenômenos tectônicos originam quatro tipos de ondas (Figura 1): ondas de compressão ou longitudinais (P – primárias); ondas de corte ou transversais (S – secundárias); e ondas superficiais de Rayleigh (R) e de Love (L). Ondas P se espalham por movimentos de compressão e dilatação, apresentando maior velocidade quando comparadas a ondas do tipo S, caracterizadas por apresentar movimentos ondulatórios verticais. Por sua vez, ondas superficiais dos tipos R e L apresentam elevado potencial destrutivo, apesar de se manifestarem com velocidade inferior às ondas P e S (CLOUGH; PENZIEN, 2003).

Figura 1 - Movimentações de solo provocadas por diferentes tipos de ondas sísmicas.



Fonte: Adaptado de Clough e Penzien (2003).

O ponto no interior da Terra onde um terremoto tem origem é denominado hipocentro ou foco; o ponto na superfície terrestre onde o fenômeno manifesta maior intensidade é chamado de epicentro. Quando o epicentro está localizado no fundo do mar, os eventos sísmicos resultantes são classificados como maremotos, responsáveis pela propagação de ondas de grande tamanho e poder destrutivo elevado.

A aceleração do solo ocasionada por um terremoto pode ser detectada através do emprego de sismógrafos; o registro da evolução dos valores de aceleração ao longo tempo é denominado acelerograma. O registro de um evento sísmico em três direções ortogonais no espaço possibilita a caracterização completa do abalo produzido em um determinado local. Do ponto de vista estrutural, as grandezas de maior relevância a serem registradas são a amplitude, o conteúdo de frequências, e a duração do evento (PEÑA, 2012).

2.1.1 Magnitude e intensidade sísmica

A magnitude de um evento sísmico pode ser definida como a quantidade de energia liberada durante o tremor de terra. Proposta em 1935 por Charles Richter, a escala Richter calcula a magnitude (M) de um terremoto em relação à energia total liberada no hipocentro por diferentes sismos, conforme a Equação 1:

$$M = \log_{10} \frac{A_m}{A_0} \quad (1)$$

Onde A_m é a amplitude máxima lida no sismômetro (mm); e A_0 é a leitura do sismômetro produzida por um terremoto padrão (amplitude de referência), sendo usualmente adotado o valor de 0,001 mm (MIRANDA, 2010).

O conceito de intensidade está associado aos efeitos provocados pelo sismo em edificações, estruturas, pessoas, objetos e no meio ambiente. A escala de intensidade Mercalli, proposta por Giuseppe Mercalli em 1902 e transformada em 1956 em escala Mercalli Modificada (Quadro 1), classifica a severidade do movimento do solo de acordo com os efeitos provocados na população e em estruturas. Apesar de sua natureza qualitativa e relativamente subjetiva, trata-se da escala de intensidade empregada com mais frequência para avaliação da intensidade de efeitos sísmicos (PEÑA, 2012).

Quadro 1 - Escala de Mercalli modificada - versão simplificada (Continua)

Intensidade	Efeitos observados
I	Nenhum efeito observado, exceto em condições extremamente favoráveis. Registrado apenas pelos sismógrafos.
II	Efeito observado por poucas pessoas, especialmente em edificações de altura elevada. Objetos leves podem balançar.
III	Efeito observado por algumas pessoas no interior de edifícios. Alguns objetos pendurados oscilam. Vibração semelhante à passagem de um caminhão leve. Pode não ser reconhecido como um abalo sísmico.
IV	Efeito observado no interior de edifícios por muitas pessoas, e na rua por poucas. À noite algumas pessoas despertam. Pratos, janelas e portas vibram, as paredes podem ranger. Carros e motos parados balançam visivelmente. Vibração semelhante à provocada pela passagem de veículos pesados ou à sensação de uma pancada de uma bola pesada nas paredes.
V	Efeito observado pela maior parte das pessoas, muitas despertam. Pessoas são capazes de identificar a direção do movimento. Líquidos em recipientes são perturbados. Objetos pequenos e instáveis são deslocados. Portas oscilam, fecham e abrem.

Quadro 1 - Escala de Mercalli modificada - versão simplificada

(Conclusão)

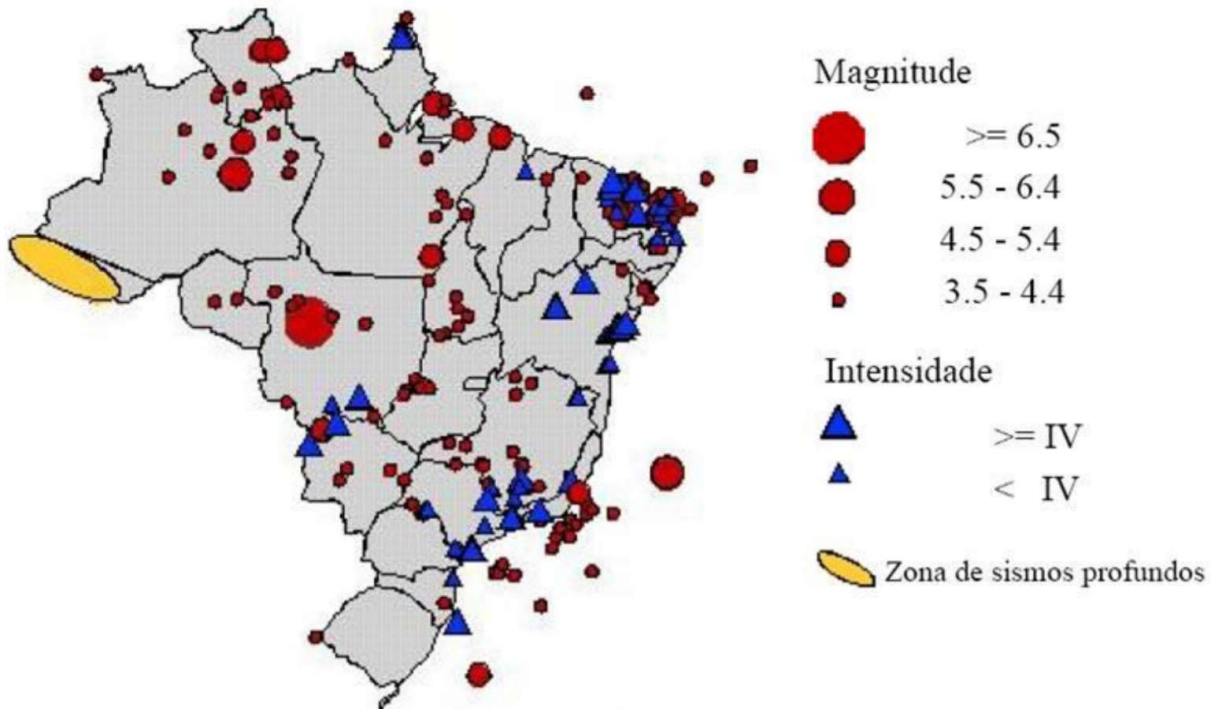
Intensidade	Efeitos observados
VI	Efeito observado por todas as pessoas; muitos se amedrontam e saem às ruas. Pessoas andam sem firmeza. Algumas mobílias pesadas podem se movimentar. Louças e vidros de janelas podem quebrar. Ocorrência de danos moderados em estruturas civis de má qualidade.
VII	Efeito observado por pessoas que estão conduzindo automóveis. Difícil manter-se de pé. Móveis são quebrados. Danos pequenos em edifícios bem construídos, danos moderados em casas bem construídas, e danos consideráveis em estruturas mal construídas. Pequenos escorregamentos de barrancos arenosos.
VIII	Danos em construções normais, com colapso parcial. Algum dano em construções reforçadas. Queda de chaminés, monumentos, torres e caixas d'água. Galhos quebram-se das árvores. Trincas no chão. Afeta a condução dos automóveis. Mobília pesada sofre movimentações e pode virar.
IX	Pânico generalizado. Construções comuns bastante danificadas, por vezes apresentando colapso total. Danos em construções reforçadas e em grandes edifícios, com colapso parcial. Alguns edifícios são deslocados de suas fundações. Tubulações subterrâneas são danificadas. Rachaduras visíveis no solo.
X	Maioria das construções destruídas. Danos sérios a barragens e diques. Grandes escorregamentos de terra.
XI	A grande maioria das estruturas de alvenaria colapsam totalmente. Pontes são destruídas e ferrovias são completamente deformadas. Tubulações subterrâneas são completamente destruídas.
XII	Destruição quase total. A paisagem é modificada, e a topografia distorcida. Grandes blocos de rocha são deslocados. Objetos são jogados ao ar. Não há registros históricos de eventos desta intensidade.

Fonte: Adaptado de Lindeburg e McMullin (2008).

2.1.2 Sismicidade no Brasil

O estudo da frequência e intensidade dos eventos sísmicos que atingem uma região é denominado sismicidade. Historicamente, o território brasileiro possui registro de atividades sísmicas de baixa intensidade, devido sobretudo a sua localização geográfica. Visto que o país está localizado no centro da placa sul-americana, os efeitos resultantes de abalos sísmicos são significativamente mais brandos quando comparados a localidades situadas em regiões de encontro entre placas tectônicas. A Figura 2 apresenta o histórico da sismicidade brasileira, elaborado com base no levantamento apresentado por Berrocal *et al.* (1984), compreendendo um período de aproximadamente 480 anos, iniciando por volta de 1500 e estendendo-se até 1981.

Figura 2 – Histórico de sismicidade no território brasileiro.



Fonte: Berrocal *et al.* (1984).

Apesar de o território brasileiro apresentar registros históricos de atividades sísmicas de baixa intensidade, a possibilidade de ocorrência de eventos de alta intensidade que porventura venham a atingir grandes áreas urbanas não pode ser descartada. Parisenti (2011) elenca os sismos de maior magnitude já registrados no Brasil:

- São Paulo (1922) – 5.1 pontos na escala Richter;
- Espírito Santo (1955) – 6.3 pontos na escala Richter;
- Mato Grosso (1955) – 6.2 pontos na escala Richter;
- Ceará (1980) – 5.2 pontos na escala Richter;
- Amazonas (1983) – 5.5 pontos na escala Richter;
- Rio Grande do Norte (1986) – 5.1 pontos na escala Richter;
- Oceano Atlântico, litoral de São Paulo (2008) - 5,2 pontos na escala Richter;
- Acre (2007) - 6,5 pontos na escala Richter;
- Amazonas, na divisa com Acre (2010) – 6,1 pontos na escala Richter.

Tendo em vista a presença de atividades sísmicas de intensidade relevante no Brasil, e a fim de adequar as normas técnicas brasileiras aos padrões de exigência internacionais, a Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT) publicou em 2006 a norma NBR 15421,

que fixa os requisitos exigíveis para verificação da segurança das estruturas usuais da construção civil no que diz respeito à ação de sismos e define critérios de quantificação destas ações e das resistências a serem consideradas no projeto das estruturas de edificações (ABNT, 2006).

2.2 NBR 15421:2006 E NORMAS INTERNACIONAIS

A norma brasileira NBR 15421 (ABNT, 2006) estipula diretrizes de projeto de estruturas sob o efeito de sismos, abordando a definição de ações e resistências que devem ser consideradas nos projetos. Neste documento, são definidos requisitos básicos de projeto para avaliação da segurança de estruturas usuais da construção civil submetidas às ações de sismos com vistas à preservação da vida humana, redução dos danos provocados por eventuais abalos, e manutenção da operacionalidade de edificações durante e após eventos sísmicos. Apesar da NBR 15421 (ABNT, 2006) ser aplicável a todo o território brasileiro, Miranda (2010) pontua que o cumprimento deste regimento tem enfrentado certa resistência e questionamento na esfera técnica. Em parte, isto se deve pela consideração de não simultaneidade das ações sísmicas e de vento admitida pela prática de projetos; a discussão é também influenciada pela baixa sismicidade brasileira.

O objetivo deste trabalho inclui a aplicação de métodos de análise estática não-linear para avaliação de estruturas. Por este motivo, e visto que a norma brasileira não aborda este assunto de maneira direta, buscou-se referência em normas internacionais. Especialmente, optou-se por avaliar o conteúdo presente em normas redigidas nos Estados Unidos. Devido a condições geográficas distintas do Brasil, os Estados Unidos são acometidos de intensa atividade sísmica em determinadas regiões, fator determinante para o desenvolvimento de uma série de normas e documentos relacionados a projetos de estruturas sismo-resistentes. Neste contexto, destaca-se o regulamento ATC-40 (ASCE, 1996), responsável por introduzir análises estáticas não lineares para avaliação de estruturas submetidas a sismos por meio do Método do Espectro de Capacidade (*Capacity Spectrum Method* – CSM) nos regulamentos americanos.

Na sequência, as diretrizes presentes nas normas NBR 15421 (ABNT, 2006) e ATC-40 (ASCE, 1996) são apresentadas e comparadas no que tange conceitos essenciais ao desenvolvimento deste trabalho. É válido destacar que o regulamento americano adota os mesmos critérios para definição de ações sísmicas posteriormente adaptados na norma UBC – *Uniform Building Code* (ICBO, 1997), que serviu de base para o desenvolvimento da NBR 15421 (ABNT, 2006). Este fato resulta em uma série de semelhanças entre as normas

avaliadas. As comparações apresentadas neste capítulo são fundamentais para justificar a escolha do Método do Espectro de Capacidade, proposto pelo ATC-40 (ASCE, 1996), para desenvolvimento deste trabalho, conforme apresentado no Capítulo 4.

2.2.1 Período de retorno

Período de retorno, também denominado período de recorrência ou tempo de recorrência, é definido como o intervalo de tempo estimado entre a ocorrência de eventos sucessivos de magnitude determinada. Eventos naturais aleatórios, como chuvas, ventos, terremotos e furacões, são usualmente associados a um período de retorno a fim de simplificar a consideração de suas ações sobre projetos de estruturas. O período de retorno (T_R) está associado a uma probabilidade (P_R) de ser ultrapassado em um determinado período (T_F), conforme a Equação 2:

$$T_R = -\frac{T_F}{\ln(1,0 - P_R)} \quad (2)$$

Em normas de projetos sísmo resistentes, ações sísmicas são determinadas a partir de acelerações características de projeto associadas a um determinado período de retorno. De acordo com a NBR 15421 (ABNT, 2006), os valores de aceleração característica para ações sísmicas aplicadas a projetos apresentam 10% de probabilidade de serem ultrapassados, no sentido desfavorável, durante um período de 50 anos, o que equivale a um período de retorno de 475 anos.

Em contraste com a norma brasileira, a norma americana ATC-40 (ASCE, 1996) apresenta diferentes níveis de sollicitação sísmica aplicados a diferentes situações de projeto. Neste regulamento, os níveis de sollicitação são divididos em três categorias, cada uma associada a um determinado período de retorno:

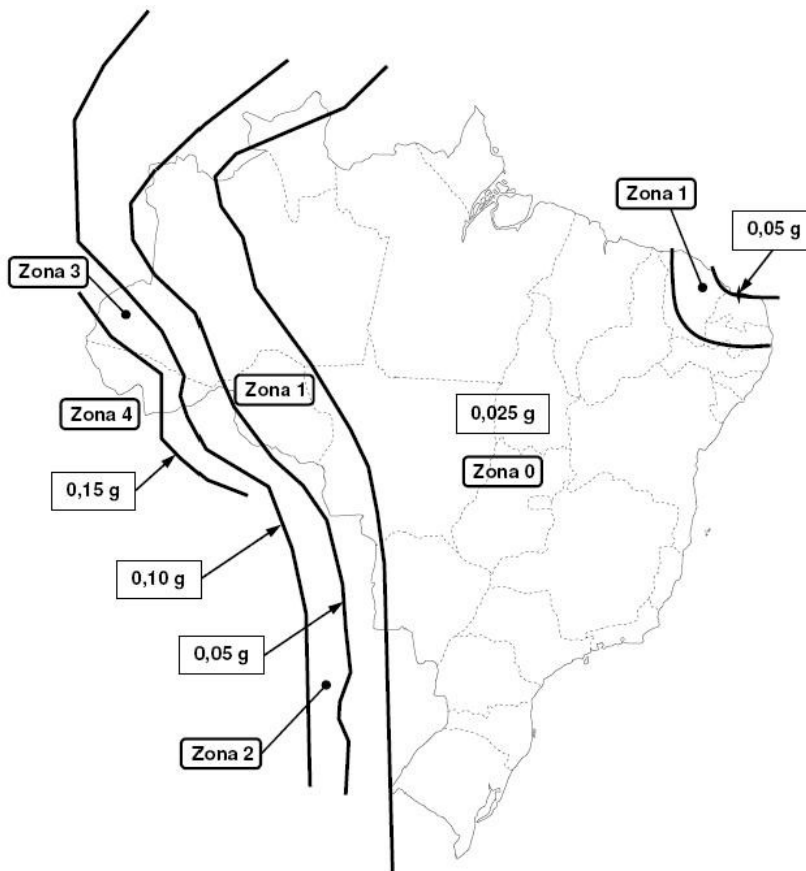
- **Terremoto de Serviço (*Serviceability Earthquake* – SE):** sismo com 50% de probabilidade de ser excedido em 50 anos;
- **Terremoto de Projeto (*Design Earthquake* – DE):** sismo com 10% de probabilidade de ser excedido em 50 anos;
- **Terremoto Máximo (*Maximum Earthquake* – ME):** sismo com 5% de probabilidade de ser excedido em 50 anos.

De acordo com a norma americana, para projetos de novas edificações de uso geral deve-se adotar o nível DE, associado a um período de retorno semelhante ao estabelecido na norma brasileira. Dessa forma, as acelerações características prescritas para projetos de edifícios estão associadas à mesma probabilidade de serem superadas em suas regiões em ambos os regulamentos.

2.2.2 Acelerações horizontais características

Após a definição do período de retorno é possível dimensionar as acelerações horizontais provocadas pelo sismo. A NBR 15421 (ABNT, 2006) divide o território brasileiro em cinco zonas sísmicas (Figura 3) segmentadas de acordo com a variação da aceleração sísmica horizontal característica (α_g) normalizada para terrenos Classe B (Rocha), de acordo com as zonas sísmicas apresentadas na Tabela 1.

Figura 3 – Mapeamento da aceleração sísmica horizontal no Brasil.



Fonte: NBR 15421 (ABNT, 2006).

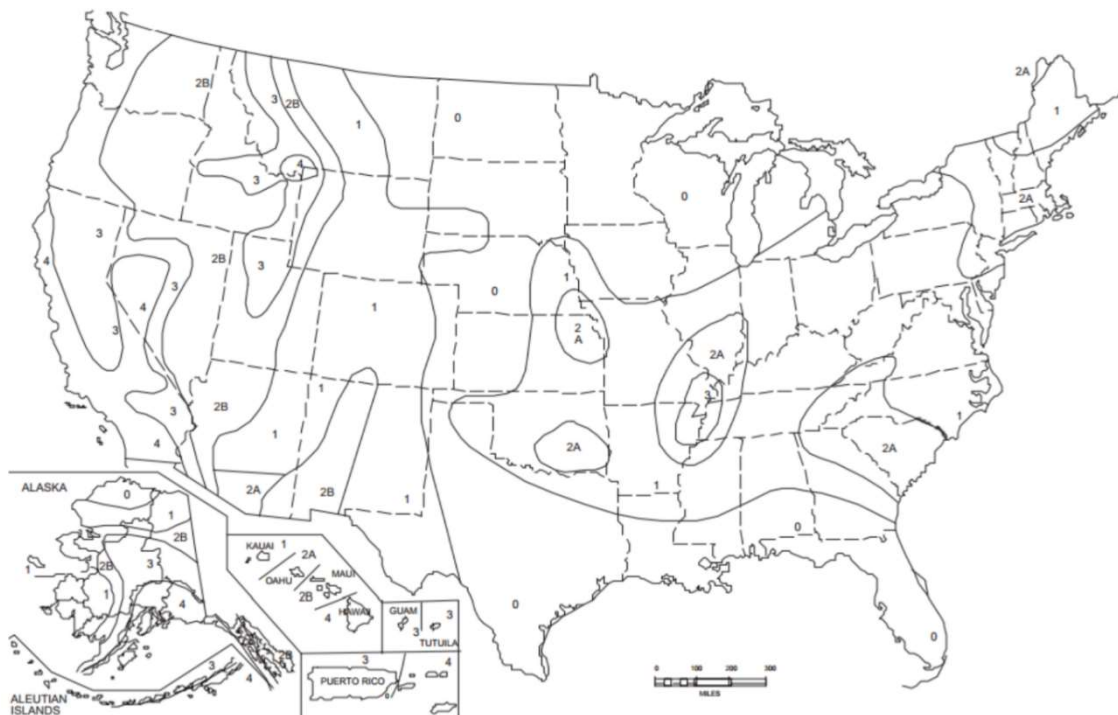
Tabela 1 - Zonas sísmicas brasileiras.

Zona sísmica	Valores de α_g
Zona 0	$\alpha_g = 0,025g$
Zona 1	$0,025g \leq \alpha_g \leq 0,05g$
Zona 2	$0,05g \leq \alpha_g \leq 0,10g$
Zona 3	$0,10g \leq \alpha_g \leq 0,15g$
Zona 4	$\alpha_g = 0,15g$

Fonte: NBR 15421 (ABNT, 2006).

Por sua vez, o regulamento ATC-40 (ASCE, 1996) orienta que as zonas sísmicas sejam definidas com base nos mapas de zoneamento sísmico americano (Figura 4), disponíveis no UBC (ICBO, 1997). A partir do zoneamento sísmico, a aceleração sísmica é determinada pelo fator Z , equivalente de α_g para o regulamento americano. A Tabela 2 apresenta o fator Z para diferentes zonas sísmicas do território americano.

Figura 4 - Zoneamento sísmico nos EUA.



Fonte: UBC (ICBO, 1997).

Tabela 2 - Fator de zona sísmica Z .

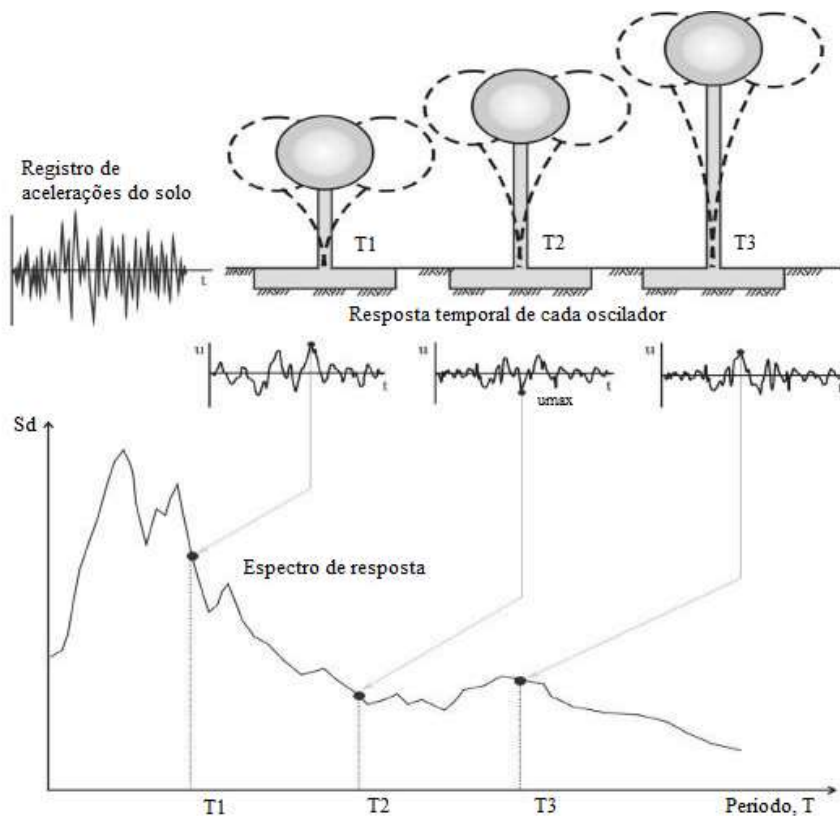
Zona	1	2A	2B	3	4
Z	0,075	0,15	0,20	0,30	0,40

Fonte: ATC-40 (ASCE, 1996).

2.2.3 Espectro de resposta

Espectros de resposta representam graficamente os valores de máxima resposta em termos de deslocamentos, velocidade ou aceleração obtidos para sistemas de um grau de liberdade com diferentes períodos naturais de vibração submetidos à ação sísmica de um mesmo terremoto (Figura 5).

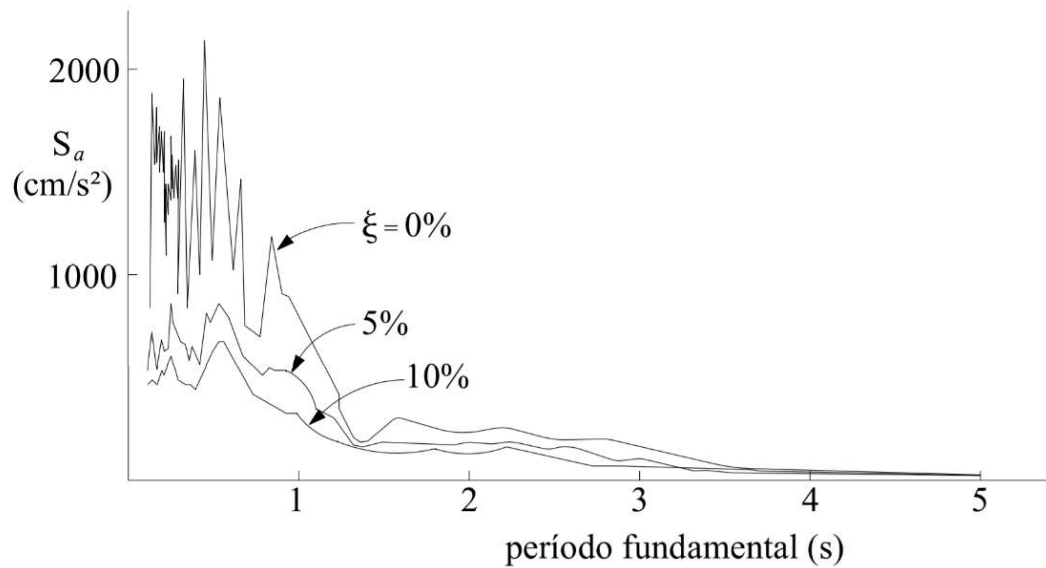
Figura 5 - Espectro de resposta para um terremoto determinado.



Fonte: Adaptado de XFMA (2019).

Espectros de resposta de acelerações são de grande interesse para projetos sísmo-resistentes por representarem a resposta máxima em termos de acelerações laterais requeridas em códigos de estruturas. As acelerações, denominadas acelerações espectrais (S_a), dependem do período fundamental da estrutura e de suas taxas de amortecimento (ξ), sendo que as acelerações espectrais são reduzidas para maiores taxas de amortecimento (Figura 6). Os picos de acelerações espectrais ocorrem quando o período fundamental da estrutura coincide com o período predominante do terremoto, o que caracteriza o fenômeno de ressonância da edificação com a excitação (MIRANDA, 2010).

Figura 6 - Espectro de resposta do terremoto de El Centro, Califórnia - 1940.



Fonte: Miranda (2010).

Espectros de resposta representam a ação de um terremoto específico. Miranda (2010) destaca que a aplicação de um espectro único para projetos distintos não é recomendada, visto que espectros de eventos diferentes possuem configurações diferentes, não permitindo a representação adequada de todas as demandas possíveis para uma dada região. Desse modo, a fim de caracterizar a ação sísmica para aplicação em projeto, deve ser definido um espectro de resposta de projeto obtido através da suavização, média, ou envoltória de um conjunto de espectros de resposta, selecionados a partir de uma análise estatística do registro de diferentes terremotos, garantindo a representação da sismicidade da região (PARISENTI, 2011). Para a determinação do espectro de resposta de projeto, também é importante considerar a influência das características geológicas do solo submetido ao evento sísmico (MIRANDA, 2010).

2.2.3.1 Classe do terreno

Tendo em vista que as propriedades do terreno são capazes de amplificar os efeitos de um terremoto sobre a edificação, a NBR 15421 (ABNT, 2006) apresenta uma classificação dos diferentes tipos de terreno (Quadro 2). Esta classificação é realizada com base em parâmetros geotécnicos relativos aos 30 metros superiores do solo em questão. Em casos onde a velocidade média de propagação das ondas de cisalhamento (v_s) for desconhecida, admite-se a classificação do solo com base no número médio de golpes (N) obtidos para o ensaio SPT.

Quadro 2 - Definição da classe do terreno.

Classe do terreno	Designação da Classe do terreno	Propriedades médias para os 30 m superiores do terreno	
		v_s	N
A	Rocha sã	$v_s \geq 1500$ m/s	(não aplicável)
B	Rocha	$1500 \text{ m/s} \geq v_s \geq 760$ m/s	(não aplicável)
C	Rocha alterada ou solo muito rígido	$760 \text{ m/s} \geq v_s \geq 370$ m/s	$N \geq 50$
D	Solo rígido	$370 \text{ m/s} \geq v_s \geq 180$ m/s	$50 \geq N \geq 15$
E	Solo mole	$v_s \leq 180$ m/s	$N \leq 15$
	-	Qualquer perfil incluindo camada com mais de 3 m de argila mole	
F	-	Solo exigindo avaliação específica, como: <ol style="list-style-type: none"> 1. Solos vulneráveis à ação sísmica, como solos liquefazíveis, argilas muito sensíveis e solos colapsíveis fracamente cimentados; 2. Turfa ou argilas muito orgânicas; 3. Argilas muito plásticas; 4. Estratos muito espessos (≥ 35 m) de argila mole ou média. 	

Fonte: NBR 15421 (ABNT, 2006).

O ATC-40 (ASCE, 1996) apresenta uma categorização dos solos semelhante à proposta na NBR 15421 (ABNT, 2006) no que diz respeito à formulação, divisão de classes e propriedades dos solos expressas. A diferença entre as duas reside na conversão de unidades utilizadas a fim de adequar os valores ao padrão americano. Ademais, a norma americana inclui também informações adicionais referentes à resistência ao cisalhamento não drenado do solo.

Para solos estratificados, ambas as normas recomendam que os valores médios de $\overline{v_s}$ e \overline{N} sejam definidos a partir de uma média ponderada, conforme as Equações 3 e 4:

$$\overline{v_s} = \frac{\sum_{i=1}^n d_i}{\sum_{i=1}^n \frac{d_i}{v_{si}}} \quad (3)$$

$$\overline{N} = \frac{\sum_{i=1}^n d_i}{\sum_{i=1}^n \frac{d_i}{N_i}} \quad (4)$$

Onde v_{si} e N_i equivalem, respectivamente, à velocidade de propagação das ondas de cisalhamento e ao número de golpes do ensaio SPT obtidos para a camada i do solo, com espessura d_i .

2.2.3.2 Acelerações espectrais

De acordo com a NBR 15421 (ABNT, 2006), acelerações espectrais são calculadas a partir da aceleração sísmica horizontal característica (α_g), devendo ser considerada a classe do terreno, conforme as Equações 5 e 6:

$$a_{gs0} = C_a \cdot a_g \quad (5)$$

$$a_{gs1} = C_v \cdot a_g \quad (6)$$

Onde α_{gs0} é a aceleração espectral para o período de 0,0 segundos; α_{gs1} é a aceleração espectral para o período de 1,0 segundo; e C_a e C_v são os fatores de amplificação sísmica do solo, para os períodos de 0,0 e 1,0 segundo, respectivamente. C_a e C_v são determinados a partir da Tabela 3 de acordo com α_g e a classe do terreno.

Tabela 3 - Fatores de amplificação sísmica do solo.

Classe do terreno	Fator C_a		Fator C_v	
	$\alpha_g \leq 0,10g$	$\alpha_g = 0,15g$	$\alpha_g \leq 0,10g$	$\alpha_g = 0,15g$
A	0,8	0,8	0,8	0,8
B	1,0	1,0	1,0	1,0
C	1,2	1,2	1,7	1,7
D	1,6	1,5	2,4	2,2
E	2,5	2,1	3,5	3,4

Fonte: NBR 15421 (ABNT, 2006).

Para valores intermediários de α_g recomenda-se proceder à interpolação linear dos fatores de amplificação sísmica estabelecidos pela norma. Para terrenos pertencentes à classe F, é necessário o desenvolvimento de um estudo específico acerca da amplificação provocada pelo solo (ABNT, 2006).

Nota-se um desenvolvimento mais robusto da norma americana a respeito da definição de acelerações espectrais. Apesar de apresentar formulação similar à proposta no regulamento brasileiro, diversos fatores adicionais são considerados durante a determinação deste parâmetro. Além da aceleração sísmica característica e da classe do terreno, o procedimento estabelecido pela norma ATC-40 (ASCE, 1996) avalia a influência de fatores como a proximidade da região de estudo a pontos de origens de sismos conhecidos e as características históricas destas origens durante a determinação dos valores das acelerações espectrais.

O objetivo deste trabalho envolve a avaliação sísmica a partir dos níveis de solicitação prescritos pela norma brasileira. Por este motivo, o procedimento completo de definição das

acelerações espectrais de acordo com o ATC-40 (ASCE, 1996) não será apresentado, estando disponível para consulta em sua versão original.

2.2.3.3 Definição do espectro de resposta de projeto

A NBR 15421 (ABNT, 2006) define o espectro de resposta de projeto para acelerações horizontais como a resposta elástica de um sistema de um grau de liberdade com fração de amortecimento crítico igual a 5%. O espectro de projeto é definido numericamente em três faixas de períodos conforme as Equações 7, 8 e 9:

$$S_a(T) = a_{gs0} \cdot \left(18,75 \cdot T \cdot \frac{C_a}{C_v} + 1,0 \right) \quad (\text{para } 0 \leq T \leq \frac{C_v}{C_a} \cdot 0,08) \quad (7)$$

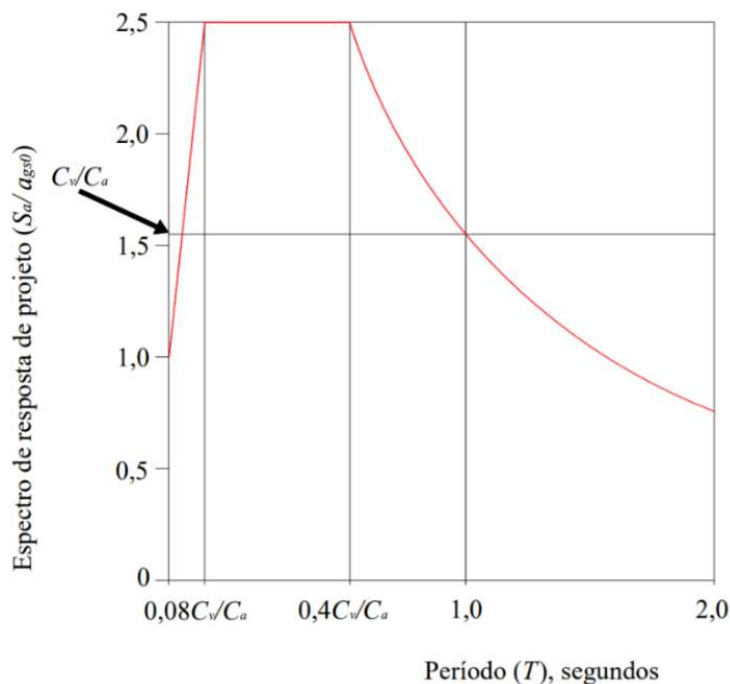
$$S_a(T) = 2,5 \cdot a_{gs0} \quad (\text{para } \frac{C_v}{C_a} \cdot 0,08 \leq T \leq \frac{C_v}{C_a} \cdot 0,4) \quad (8)$$

$$S_a(T) = \frac{a_{gs1}}{T} \quad (\text{para } T \geq \frac{C_v}{C_a} \cdot 0,4) \quad (9)$$

Onde T é o período em segundos associado a cada um dos modos de vibração da estrutura.

O gráfico do espectro de resposta de projeto, $S_a(T)$, é subdividido nas três faixas de período pelos chamados períodos de controle (Figura 7).

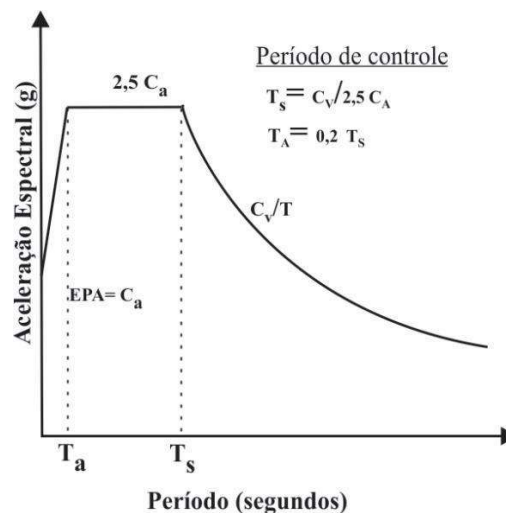
Figura 7 - Espectro de resposta de projeto – NBR 15421.



O fator de amplificação sísmica C_a representa a aceleração efetiva de pico (*Effective Peak Acceleration – EPA*). O valor de C_a aumentado em 2,5 vezes representa o valor médio da resposta máxima do sistema amortecido em 5% para períodos curtos no domínio de aceleração. C_v representa a resposta de um sistema no período de um segundo, amortecida em 5%. A razão entre C_v e o respectivo período define a resposta da aceleração no domínio de velocidade (CASTILLO, 2018).

De forma semelhante, o regulamento americano ATC-40 (ASCE, 1996) define o espectro de resposta de projeto como equivalente à resposta elástica de um sistema de um grau de liberdade com fração de amortecimento crítico igual a 5 (Figura 8).

Figura 8 - Espectro de resposta de projeto – ATC-40.



Fonte: Adaptado de ATC-40 (ASCE, 1996).

Segundo Parisenti (2011), os espectros de projeto definidos pela NBR 15421 (ABNT, 2006) têm como base os parâmetros constantes na norma UBC (ICBO, 1997). Estes, por sua vez, foram elaborados a partir do espectro de resposta de diversos terremotos, visando a obtenção de um espectro padrão para uso em projeto. Como apontado anteriormente, as orientações adotadas na norma americana de 1997 são idênticas às apresentadas pelo regulamento ATC-40 (ASCE, 1996). Por este motivo, nota-se que a formulação do espectro de resposta é similar ao processo estabelecido pela norma brasileira, com períodos de controle essencialmente iguais, apresentando adaptações a fim de receber os parâmetros de entrada dos fatores de ampliação sísmica de cada região, C_a e C_v .

Estas constatações reforçam a plausibilidade de aplicação do espectro de resposta gerado a partir da NBR 15421 (ABNT, 2006) no Método do Espectro de Capacidade proposto no regulamento americano ATC-40 (ASCE, 1996), como apresentado no Capítulo 4.

3. ANÁLISE NÃO LINEAR DE ESTRUTURAS

De acordo com a NBR 6118 (ABNT, 2014), análises não lineares são aquelas que permitem considerar o comportamento não linear do material que compõe o sistema estrutural em conjunto com os efeitos da não linearidade geométrica da estrutura. Visto que a resposta de uma estrutura está intrinsecamente ligada à configuração de suas armaduras, mostra-se essencial o conhecimento completo da geometria da estrutura e de suas armaduras para que a realização deste tipo de análise seja possível. Nesse contexto, a norma supracitada permite a adoção de análises não lineares para verificação de estados-limites últimos e estados-limites de serviço.

O desenvolvimento de uma análise não linear implica aceitar que deformações observadas na estrutura não variam proporcionalmente com o esforço aplicado. De fato, esta suposição corresponde ao comportamento real observado nos materiais empregados na construção de edifícios de concreto armado. Em análises lineares, a matriz de rigidez da estrutura se mantém independente das deformações e esforços impostos à estrutura. Em análises não lineares, contudo, esta hipótese deixa de ser válida, sendo necessário aplicar um modelo numérico com procedimento iterativo a fim de resolver as equações de equilíbrio relacionadas a cada incremento de carga aplicado sobre a estrutura (COUTINHO, 2008).

Neste capítulo são apresentadas as principais metodologias de análises não lineares de estruturas, dinâmicas e estáticas. Destaca-se a definição detalhada da análise *Pushover*, objeto de estudo para o desenvolvimento deste trabalho.

3.1 ANÁLISE DINÂMICA NÃO LINEAR

A análise dinâmica não linear apresenta elevado grau de fidelidade na representação do comportamento da estrutura frente a uma sollicitação provocada por uma ação de natureza dinâmica, como sismos. Entretanto, sua aplicação demanda elevada disponibilidade de recursos computacionais e estudos complexos para a definição dos algoritmos de integração no tempo e consideração de amortecimento no sistema. Estes fatores apresentam impactos diretos sobre os resultados obtidos do emprego desta metodologia, sendo que sua parametrização imprecisa pode resultar em erros na ordem de 50% sobre os resultados obtidos (ELNASHAI; 2002).

Ainda que este trabalho não empregue este método de análise, é válido destacar as principais características que definem as análises dinâmicas não lineares. Em muitos casos, a

complexidade envolvida neste tipo de análise pode tornar-se o fator limitante para sua aplicação. De acordo com Bhatt (2007):

- O comportamento não linear dos elementos estruturais deve ser modelado a partir de elementos de plasticidade concentrada ou distribuída que caracterizem fenômenos como a degradação de rigidez, a resistência, o efeito de *pinching* e a influência do carregamento cíclico na deformação do material. Estes modelos podem ser definidos adequadamente somente em casos que os fenômenos discretizados sejam bem conhecidos e os parâmetros de entrada sejam suficientes para garantir sua caracterização;
- A resposta dinâmica da estrutura depende do valor de amortecimento e da distribuição de massas da estrutura;
- Os acelerogramas, que definem a ação sísmica nas análises dinâmicas, devem ser selecionados pelo projetista e compatíveis com o espectro de resposta prescrito em norma. Para isso, é necessário levar em consideração incertezas em relação à intensidade, frequência e duração dos sismos que podem atingir a região de estudo;
- A amplitude de variação dos resultados obtidos, consequência do comportamento não linear das estruturas, justifica a necessidade de uso de diferentes acelerogramas. Por consequência, diferentes análises devem ser efetuadas no domínio do tempo. Os resultados adotados em projeto, portanto, devem ser obtidos a partir da média dos resultados obtidos para cada acelerograma;
- Por se tratar de uma análise do tipo passo a passo, é imprescindível definir cautelosamente o passo de integração, função das características dinâmicas da estrutura e da variabilidade da ação sísmica. Mesmo dispondo de recursos computacionais potentes, as análises dinâmicas não lineares necessitam de tempos de processamento superiores às demais análises.

Nota-se que análises não lineares dinâmicas são procedimentos complexos que exigem maior capacidade de processamento computacional, e, por consequência, maior investimento de tempo quando comparadas a outras metodologias. A dificuldade de modelar com precisão os comportamentos de deformação dos elementos solicitados por ações cíclicas, como os sismos, representa outra grande dificuldade da aplicação das análises dinâmicas não lineares.

Solicitações desta natureza provocam a alternância de carga e descarga no elemento, que diferem do comportamento monotônico, sobretudo para o regime inelástico (COUTINHO, 2008). Os fatores apresentados nesta seção fazem com que análises dinâmicas não lineares sejam pouco adotadas na prática de projeto de estruturas.

O Apêndice A apresenta algumas definições que envolvem o estudo da dinâmica das estruturas necessárias para o desenvolvimento deste trabalho.

3.2 ANÁLISE ESTÁTICA NÃO LINEAR

Uma vez que análises dinâmicas não lineares são bastante complexas, análises estáticas não lineares apresentam-se como uma alternativa viável para avaliação da resposta dos edifícios face a ações dinâmicas extremas. A análise estática não linear pode ser considerada um passo intermediário entre a análise estática linear e análise dinâmica não linear, apresentando resultados satisfatoriamente aproximados do comportamento não linear da estrutura (KRAWINKLER, 1995). Ademais, análises estáticas não lineares requerem a aplicação de modelos mais simples em relação às análises dinâmicas. Para análises estáticas não lineares, os modelos devem simplesmente representar a rigidez e a capacidade dos componentes, sem depender do amortecimento da estrutura; além do mais, necessitam de um número significativamente inferior de iterações. Análises não lineares também permitem o estudo do comportamento da estrutura frente a solicitações de sismos extremos, onde é esperado que a capacidade elástica da estrutura seja ultrapassada. Nesses casos, o comportamento inelástico representa o comportamento de maior interesse para avaliação do desempenho atingido (ASCE, 1996).

Segundo Papanikolaou *et al.* (2005), o conjunto destes fatores culmina no aumento do uso de análises estáticas não lineares na prática de projeto, impulsionado também pela inclusão de métodos de avaliação sísmica por análises estáticas não lineares em documentos normativos, como ATC-40 (ASCE, 1996), FEMA 356 (ASCE, 2000), FEMA 440 (ASCE, 2005), e Eurocode 8 (CEN, 2004).

Dentre suas diversas aplicações, análises estáticas não lineares podem ser aplicadas com os seguintes propósitos (CSI, 2016):

- Realizar uma análise inicial de P-delta ou com grandes deslocamentos a fim de obter a rigidez usada para análises lineares superpostas em subseqüência;

- Realizar análises de construção por etapas (incremental, segmentar), incluindo efeitos dependentes do tempo do material, como o envelhecimento, fluência e retração;
- Modificar a fonte de massa a ser utilizada para as análises subsequentes;
- Analisar estruturas com barras de contraventamento com comportamento não linear;
- Analisar estruturas de cabos;
- Conduzir a análise estática Pushover;
- Realizar análises de flambagem e instabilidade;
- Estabelecer as condições iniciais para análises dinâmicas não lineares com integração no domínio do tempo;
- Realizar qualquer outra análise estática que considere o efeito da não linearidade do material ou geométrica.

Apesar das análises elásticas representarem satisfatoriamente a capacidade elástica da estrutura e o local de formação das primeiras falhas na estrutura, o regulamento ATC-40 (ASCE, 1996) salienta que análises elásticas não permitem estimar os mecanismos de falha nem considerar os efeitos da redistribuição de esforços ao longo da aplicação dos carregamentos. Em contrapartida, a aplicação de análises inelásticas permite avaliar o comportamento real da estrutura estudada através da identificação dos seus modos de ruptura e, ainda, o potencial de ocorrência de um colapso progressivo.

Dentre os diferentes modelos de análises estáticas não lineares existentes, Peña (2012) destaca a análise *Pushover* como o método mais adotado para avaliação de estruturas.

3.2.1 Análise *Pushover*

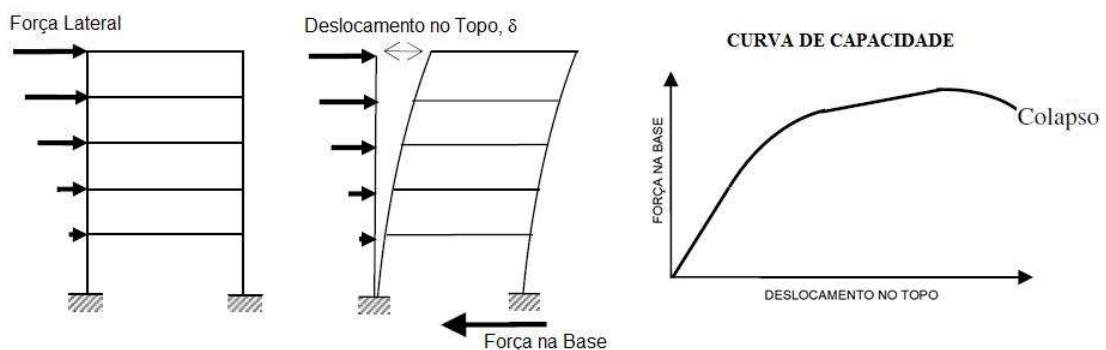
A análise *Pushover* é realizada submetendo-se a estrutura a cargas gravitacionais e a um carregamento lateral monotônico de padrão crescente representando a configuração das cargas laterais que atuam sobre o edifício. Por meio do incremento das cargas laterais, diversos elementos estruturais passam a escoar sequencialmente e, por consequência, a cada etapa a estrutura sofre uma perda em sua rigidez. Esta característica faz com que esta análise também seja conhecida como análise de escoamento sequencial (ASCE, 1996).

A análise *Pushover* caracteriza-se como um procedimento de simples aplicação para estimar o comportamento de edifícios sujeitos a cargas laterais nos domínios de deslocamentos pós-elásticos. Uma das principais diferenças em relação às análises dinâmicas não lineares reside na adoção de um padrão monotônico de carregamento. Esta determinação faz com que a análise *Pushover* não necessite de modelos capazes de descrever com precisão o comportamento da estrutura sob ação de ciclos de carregamento e descarregamento do material, que representam uma das principais dificuldades na formulação de modelos aplicados a análises dinâmicas não lineares (PAPANIKOLAU *et al.*, 2005).

Apesar da relativa simplicidade e facilidade de aplicação, Antoniou e Pinho (2004) apontam que a análise *Pushover* é capaz de fornecer avaliações importantes sobre o comportamento da estrutura, aproximando-se dos resultados de análises dinâmicas não lineares, que não seriam obtidos por meio da aplicação de análises lineares elásticas. No entanto, Krawinkler e Seneviratna (1998), em sua publicação *Pros and cons of pushover analysis of seismic performance evaluation*, destacam que o uso da análise *Pushover* não é adequado a todos os casos, sendo necessário considerar suas limitações e potencialidades, apresentadas no item 3.2.1.2.

O objetivo primário da análise *Pushover* é determinar a curva de capacidade do edifício. Esta curva é convenientemente representada pela relação entre a força de cisalhamento na base da estrutura e seu deslocamento correspondente no topo, obtida da aplicação progressiva de forças laterais com pequenos incrementos de carga (Figura 9). A curva resultante depende primariamente da resistência e da capacidade de deformação dos elementos componentes da estrutura. O carregamento é aplicado até que seja atingida a instabilidade da estrutura, ou até que um limite pré-definido seja atingido (ASCE, 1996). O detalhamento das etapas para obtenção da curva de capacidade é apresentado no item 3.2.1.1.

Figura 9 – Etapas do processo de análise *Pushover*, com obtenção da curva de capacidade.



Fonte: Peña (2012).

O conceito chave da análise *Pushover* reside na aplicação de uma distribuição de forças ou deslocamentos crescentes sobre a estrutura de modo que a resposta obtida se aproxime daquelas obtidas por meio de uma análise dinâmica não linear. Ou seja, admite-se como hipótese que a resposta obtida sob o efeito de um vetor crescente de forças ou deslocamentos é capaz de representar o resultado que seria obtido pela análise dinâmica (KRAWINKLER; SENEVIRATNA, 1998).

A partir da análise *Pushover* espera-se obter informações mais precisas acerca de diversas respostas características da estrutura submetida a carregamentos laterais, que não poderiam ser obtidas por meio de análises elásticas lineares ou dinâmicas. Krawinkler e Seneviratna (1998) trazem exemplos de respostas características da estrutura obtidas pela técnica *Pushover*:

- Esforços solicitantes reais atuantes sobre elementos potencialmente frágeis, como momentos fletores em ligações de pilares e vigas e esforços axiais em pilares;
- Estimativa dos deslocamentos de elementos que tendem a se deformar no regime inelástico a fim de dissipar a energia imposta à estrutura pela solicitação lateral;
- Comportamento estrutural do conjunto de elementos após a ruína de peças individuais da estrutura;
- Indicação de zonas concentração de esforços, que necessitam de detalhamento minucioso;
- Identificação de discontinuidades da estrutura que provocariam alterações nas características de seu comportamento não linear;
- Estimativa dos deslocamentos entre pavimentos, aplicáveis na avaliação do efeito P-Delta;
- Levantamento do caminho traçado pela carga solicitante ao longo do sistema estrutural, envolvendo todos os elementos e conexões da estrutura e seu comportamento não linear, incluindo o sistema de fundações.

Com base no apresentado, a análise *Pushover* se apresenta como uma técnica eficiente para determinar a sequência de escoamento dos componentes, os possíveis modos de falha e o estado final da estrutura após ser submetida a forças horizontais sísmicas.

3.2.1.1 Procedimento de aplicação da análise *Pushover*

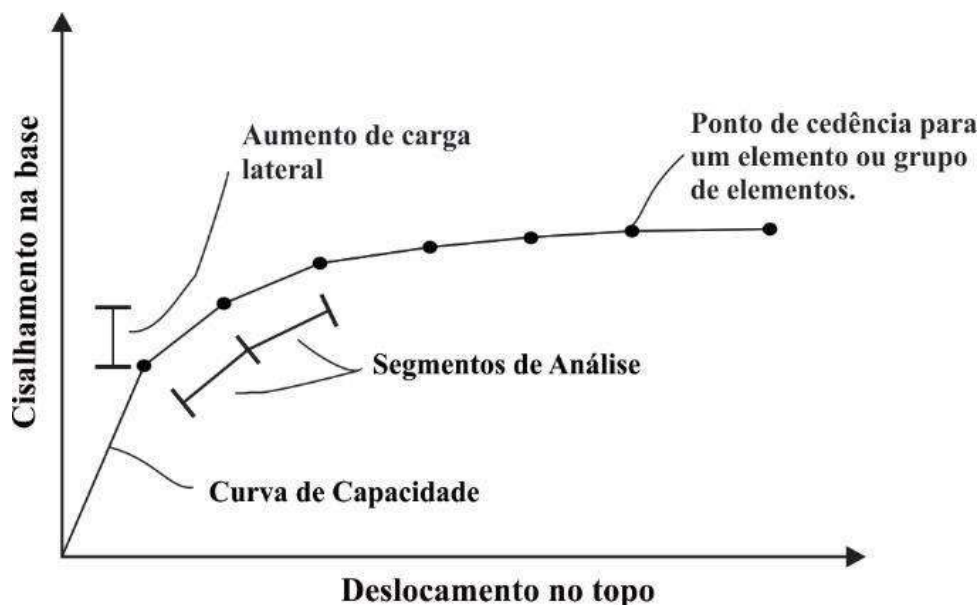
A fim de obter o diagrama de força-deslocamento do edifício (também denominado curva de capacidade) e as demais características de resposta envolvidas, o regulamento ATC-40 (ASCE, 1996) apresenta o procedimento de aplicação da análise *Pushover*, detalhado nos seguintes passos:

1. Desenvolvimento do modelo do edifício de forma a representar o comportamento estrutural, incluindo também o comportamento não linear dos elementos. Diferentes alternativas de modelagem do comportamento não linear são apresentadas no Capítulo 5. É importante ressaltar que qualquer elemento adicional que componha o sistema estrutural do edifício, como reforços, pode ser considerado no modelo;
2. Aplicação das forças decorrentes de ações gravitacionais na estrutura, correspondentes à combinação de ações apropriada para o caso de avaliação do modelo;
3. Aplicação das forças laterais em cada pavimento, de acordo com o formato de distribuição das forças horizontais adotado. A curva de *Pushover* pode ser obtida considerando diferentes casos e formatos para a distribuição das forças laterais, assumindo distribuições com diferentes níveis de sofisticação e precisão quanto à representatividade das ações reais. Os procedimentos *Pushover* se distinguem principalmente nesta etapa;
4. Obtenção dos esforços na estrutura considerando a combinação das ações de forças gravitacionais e horizontais. Ao determinar os esforços, deve-se observar a variação das propriedades dos elementos de acordo com os esforços aplicados;
5. Ajuste das forças laterais até a obtenção de esforços próximos à capacidade resistente de um elemento ou grupos de elementos. Ou seja, aplicação dos carregamentos laterais até que os primeiros elementos estejam próximos de sua plastificação ou ponto de mudança de comportamento;
6. Registro da força de cisalhamento na base e do deslocamento obtido para o ponto de controle. Além disso, é interessante registrar os esforços e deformações de cada elemento a fim de que suas trajetórias sejam conhecidas ao longo do processo, informação necessária para a avaliação do desempenho do edifício;
7. Atualização do modelo numérico da estrutura, corrigindo a rigidez dos elementos que atingiram o limite do escoamento ou um novo patamar de comportamento;

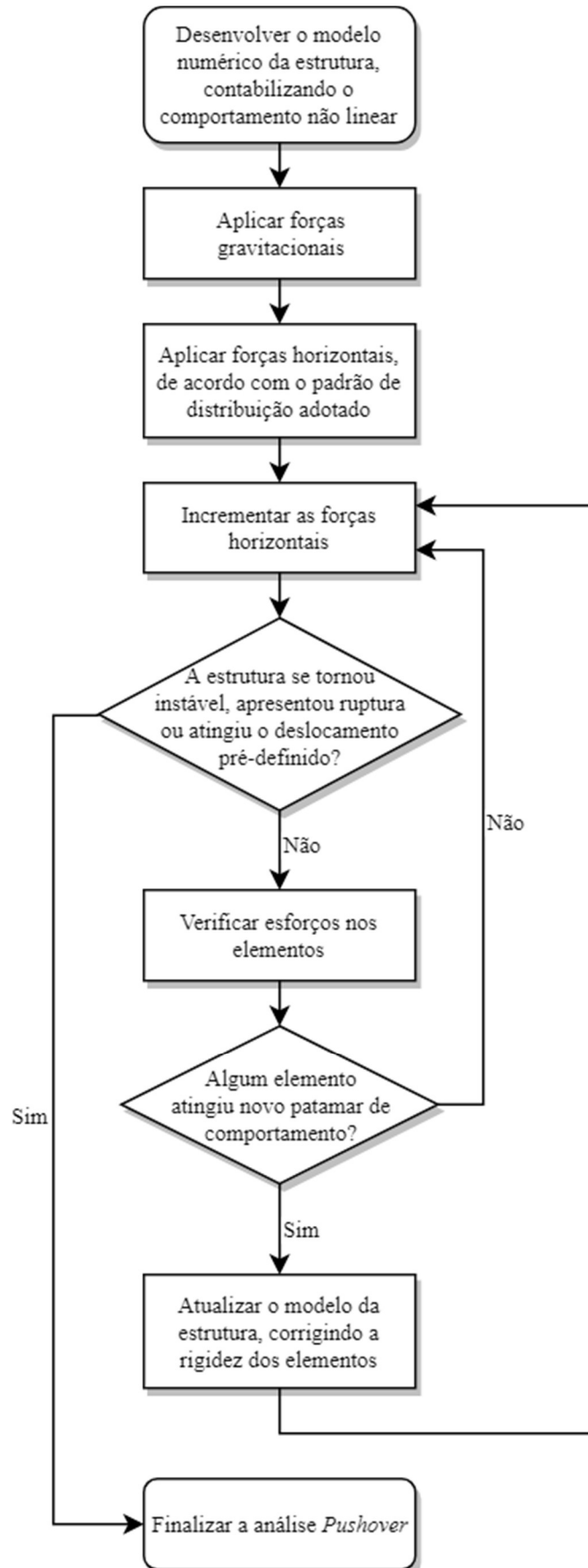
8. Aplicação de um novo incremento de carga lateral ao modelo atualizado da estrutura, até que novos elementos atinjam a plastificação ou uma mudança de comportamento;
9. Adição do aumento da força de cisalhamento e do aumento de deslocamento no ponto de controle aos valores anteriores de cisalhamento na base e deslocamento de topo, obtendo os valores acumulados totais para a curva de capacidade;
10. A partir do Passo 7, os passos anteriores devem ser repetidos até que a estrutura se torne instável, apresente deformações ou deteriorações excessivas nos elementos, ou atinja um deslocamento pré-definido no ponto de controle;
11. No caso de um elemento ou grupo de elementos do sistema estrutural apresentar uma deterioração significativa, isto é, não resistir ao carregamento imposto pelo incremento de cargas, pode-se prosseguir com a análise *Pushover* desde que estes elementos tenham sua rigidez reduzida ou eliminada do modelo, repetindo o processo desde o passo 7. Esta etapa possibilita a geração da curva de capacidade do sistema até que seja atingida a perda de resistência global da estrutura.

A Figura 10 apresenta a curva de capacidade resultante da aplicação da análise *Pushover*. A Figura 11 apresenta a sequência lógica das etapas de análise *Pushover* na forma de um fluxograma.

Figura 10 - Curva de Capacidade.

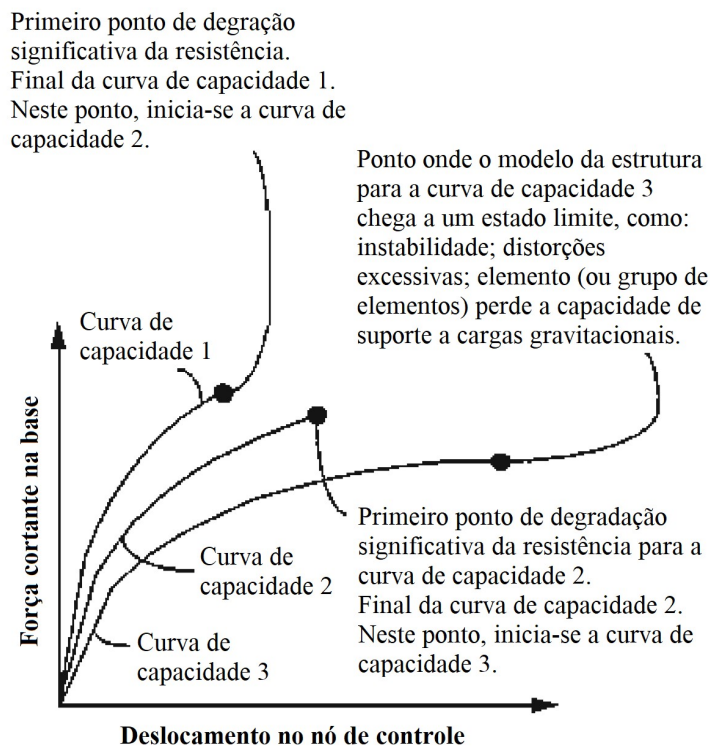


Fonte: Adaptado de ATC-40 (ASCE, 1996).

Figura 11 - Fluxograma de aplicação da análise *Pushover*.

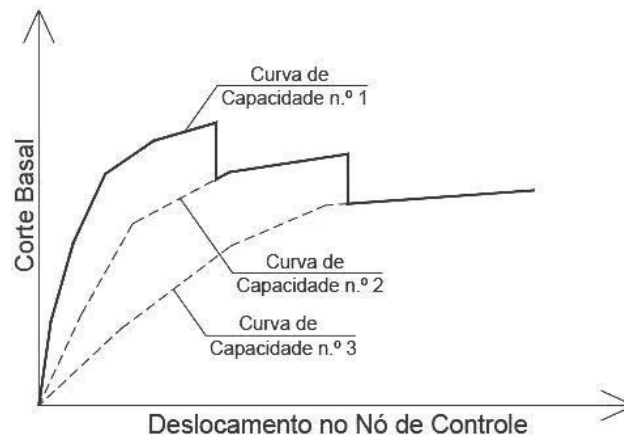
Caso o processo de análise atinja o passo 11 do procedimento de *Pushover*, são obtidas n curvas de capacidade (Figura 12), com n equivalente à quantidade de novos modelos gerados a partir da desconsideração dos elementos que apresentaram deterioração significativa, ou seja, que atingiram sua capacidade limite. A curva de capacidade resultante é gerada pelo conjunto das curvas obtidas associadas em sequência (Figura 13).

Figura 12 - Múltiplas Curvas de Capacidade necessárias para modelar a deterioração de resistência.



Fonte: Adaptado de ATC-40 (ASCE, 1996).

Figura 13 - Curva de Capacidade com a perda de resistência global modelada.



Fonte: Adaptado de Silva (2008).

O procedimento de *Pushover* consiste no processo de aplicação de um carregamento horizontal com padrão de distribuição pré-definido na estrutura até que esta atinja um estado limite por deslocamento ou instabilidade. O perfil de carregamento adotado é um dos fatores que definem o nível de sofisticação aplicado na análise, e influencia diretamente os resultados obtidos (FREEMAN, 1998).

A análise *Pushover* pode ser apresentada em diversos formatos sujeitos a adaptações a fim de atender às necessidades de cada método em que foi aplicada. Dentre diversas possibilidades, no ATC-40 (ASCE, 1996) são apresentadas cinco configurações distintas e suas respectivas aplicações:

1. Aplicação de uma força horizontal única no topo da estrutura. Aplicável apenas para estruturas de um pavimento;
2. Forças horizontais aplicadas de acordo com a distribuição do procedimento normativo padrão adotado;
3. Forças horizontais aplicadas proporcionalmente ao produto da massa do pavimento pelo perfil do primeiro modo de vibração do modelo elástico da estrutura. Este perfil é apontado pelo ATC-40 (ASCE, 1996) como ponto de partida para aplicação do Método do Espectro de Capacidade;
4. Idêntico à configuração 3 até atingir o primeiro escoamento. Para cada incremento de cargas após este ponto, a distribuição de forças deve ser ajustada para considerar as variações decorrentes da deformação do modelo. Esta configuração pode ser necessária para análise de edifícios com baixa resistência e estabilidade;
5. Similar às configurações 3 e 4, incluindo os efeitos dos modos de vibrações mais elevados da estrutura. O nível de sofisticação desta configuração pode ser exigido para edifícios altos, ou para edifícios que tenham participação significativa dos modos de vibração além do modo vibração fundamental.

A forma mais convencional de aplicação da análise *Pushover* considera a distribuição conforme o primeiro modo de vibração da estrutura, equivalente ao terceiro padrão anterior. Desta forma, aceita-se a possibilidade de obter a resposta máxima ou predominante, visto que o primeiro modo coincide com a frequência fundamental do edifício, provocando o fenômeno de ressonância. Considerar o primeiro modo como predominante mostra-se viável em casos de estruturas de baixa altura que não apresentem excessivas irregularidades horizontais no plano dos pavimentos. De acordo com o apresentado no ATC-40 (ASCE, 1996),

esta hipótese é válida para estruturas com períodos de vibração natural menores que 1 segundo. No caso de estruturas mais flexíveis (ou seja, de alturas mais elevadas), a contribuição dos modos de vibração mais elevados deve ser considerada. Além disso, a aplicação da análise *Pushover* não é recomendável em estruturas com modos de vibração torcionais relevantes, visto que a influência destes na resposta da estrutura não pode ser captada pela análise.

Neste trabalho, adotou-se para a análise *Pushover* um padrão de cargas proporcional ao primeiro modo de vibração da estrutura. Esta escolha representa a aplicação mais convencional para a técnica, desde que as características de resposta da estrutura modelo atendam às restrições dispostas neste capítulo.

3.2.1.2 Limitações da análise *Pushover* convencional

A análise *Pushover* pode ser adotada como uma alternativa viável à análise dinâmica não linear para verificações sofisticadas da segurança e desempenho de estruturas submetidas a ações sísmicas. Entretanto, esta análise não é adequada a todo tipo de estruturas, o que torna importante o conhecimento de suas restrições e potencialidades.

Segundo Krawinkler e Seneviratna (1998), a análise *Pushover* não possui uma fundamentação teórica rigorosa. O desenvolvimento da técnica é baseado na hipótese de que a resposta da estrutura pode ser relacionada à resposta de um sistema de um grau de liberdade, conforme informações apresentadas no Apêndice A. Isto implica que a resposta é controlada por um modo único de vibração, e que o padrão deste modo se mantém constante ao longo do tempo de solicitação. Apesar destas hipóteses não serem totalmente verdadeiras, diversos estudos conduzidos por pesquisadores como Lawson e Krawinkler (1994), Miranda (1991), Fafjar e Fischinger (1988), e Saiidi e Sozen (1981) indicam que essas suposições resultam em estimativas satisfatórias da resposta sísmica máxima de estruturas com múltiplos graus de liberdade (MDOF), desde que a resposta seja dominada por um único modo.

Uma das principais restrições à aplicação do modelo convencional da análise *Pushover*, portanto, reside em sua incapacidade de considerar a contribuição dos modos de vibração superiores ao modo fundamental. Por este motivo, os resultados da análise tendem a ser imprecisos em casos onde a participação dos modos de vibração mais elevados é relevante para a resposta dinâmica da estrutura. Embora grande parte das estruturas apresente o primeiro modo de vibração natural com maior participação, este comportamento não é comum a todas as estruturas, sendo este um importante ponto de limitação para aplicação da análise *Pushover* (COUTINHO, 2008).

Outra limitação da análise reside no fato de a degradação progressiva da rigidez da estrutura, inerente ao processo de carregamento cíclico de sismos, não ser levada em consideração. A perda de rigidez resulta na variação das características dos modos de vibração da estrutura e no aumento do seu período. Estas alterações provocam uma modificação no padrão de cargas da solicitação. Como nas análises *Pushover* convencionais a configuração do carregamento mantém-se constante, a degradação da rigidez da estrutura não pode ser contabilizada de forma direta, fator que pode acarretar em estimativas equivocadas do comportamento do edifício (KRAWINKLER; SENEVIRATNA, 1998).

A dificuldade de incluir a influência de modos de vibração torcionais também pode limitar o uso da análise *Pushover*. Quando relevantes, os efeitos da torção provocam aumentos significativos no dano estrutural, resultando em alterações na rigidez da estrutura. Nesse contexto, Elnashai (2002) demonstra que a análise *Pushover* pode conduzir a resultados imprecisos em casos de estruturas assimétricas ou com grande flexibilidade à torção.

A fim de superar algumas destas restrições, diversos pesquisadores buscam desenvolver novos procedimentos baseados no emprego de distribuições de forças adaptativas, capazes de caracterizar com maior precisão as variações de forças inerciais observadas ao longo do período de solicitação da estrutura pelo evento sísmico. Notadamente, a Análise *Pushover* Modal (*Modal Pushover Analysis – MPA*), desenvolvida por Chopra e Goel (2002), é capaz de incluir a contribuição de diversos modos de vibração da estrutura. No entanto, Coutinho (2008) destaca que o uso de processos aprimorados podem resultar no aumento da complexidade de aplicações práticas, em contraste com a facilidade e simplicidade de aplicação, alguns dos principais objetivos em adotar esta análise. Ainda, é válido destacar que a análise *Pushover* permite considerar apenas as ações horizontais sobre a estrutura, sendo ações verticais desprezadas. Estas ações, contudo, podem se mostrar relevantes em certos casos.

4. MÉTODO DO ESPECTRO DE CAPACIDADE

Ainda que a análise *Pushover* forneça resultados representativos da capacidade e do comportamento da estrutura quando submetida a um carregamento lateral considerando sua incursão no domínio inelástico, a curva obtida da análise não é suficiente para avaliar o desempenho sísmico da estrutura. Para cada iteração do *Pushover*, o estado de deformações e tensões encontrado está associado à respectiva força horizontal aplicada e ao deslocamento observado. A fim de avaliar o desempenho da estrutura sob um determinado nível de ação sísmica, é necessário definir o passo da análise correspondente à demanda máxima imposta pelo sismo. Em geral, as metodologias de análise estática não linear estimam a ação sísmica em termos de deslocamentos. O deslocamento previsto pode então ser associado aos resultados da análise *Pushover* para que seja possível avaliar o desempenho sísmico alcançado pela estrutura para o nível de demanda de projeto.

Diversas normas internacionais de projeto de estruturas sismo-resistentes apresentam ou adaptam diferentes metodologias para avaliação sísmica com aplicação da análise *Pushover*. Atualmente, destacam-se os seguintes métodos:

- Método do Espectro de Capacidade (*Capacity Spectrum Method*): proposto pelo ATC-40 (ASCE, 1996);
- Método do Coeficiente de Deslocamento (*Displacement Coefficient Method*): proposto pelo FEMA 356 (ASCE, 2000);
- Método do Coeficiente de Deslocamento (*Displacement Coefficient Method*): aprimorado pelo FEMA 440 (ASCE, 2005) a partir do método proposto pelo FEMA 356 (ASCE, 2000);
- Método da Linearização (*Linearization Method*): proposto pelo FEMA 440 (ASCE, 2005);
- Método N2: proposto no EC8 (CEN, 2004).

Estes métodos seguem, essencialmente, o mesmo procedimento para desenvolvimento da análise *Pushover* com o intuito de obter a curva de capacidade da estrutura. No entanto, diferem a respeito do processo adotado para estimar a demanda sísmica em termos de deslocamentos inelásticos. Dentre os métodos listados anteriormente, adotou-se na elaboração deste trabalho o Método do Espectro de Capacidade, proposto pelo ATC-40 (ASCE, 1996). A escolha deste método se justifica visto que se trata de um método proposto em um regulamento

internacionalmente conceituado em projeto de estruturas sismo-resistentes, e que os dados de entrada da ação sísmica podem ser facilmente obtidos com base na NBR 15421 (ABNT, 2006). Nos demais métodos, a demanda sísmica assume características excessivamente distintas do proposto pela norma brasileira, ou sua determinação necessita de parâmetros específicos à região à qual o regulamento se aplica, inviabilizando a adaptação do método para o contexto de projeto brasileiro.

As comparações apresentadas no item 2.2 entre o ATC-40 (ASCE, 1996) e o regulamento sísmico brasileiro mostram que a definição da demanda sísmica é similar em ambos os casos, validando a possibilidade de uso das prescrições da NBR 15421 (ABNT, 2006) em relação à demanda sísmica no método adotado.

O Método do Espectro de Capacidade, ou *Capacity Spectrum Method* (CSM), foi proposto inicialmente por Freeman *et al.* (1975) como um método simplificado de análises estáticas não lineares de edifícios. Posteriormente, foi implementado à norma americana ATC-40 (ASCE, 1996) com o intuito de auxiliar no projeto de restauração e reabilitação de estruturas sismo-resistentes, visando também a aplicação em projeto de novas edificações. O método baseia-se na representação gráfica de uma curva do tipo força-deslocamento da estrutura, que é comparada com um espectro de resposta que representa a demanda sísmica imposta à estrutura.

O principal objetivo do CSM é estimar o deslocamento máximo da estrutura, denominado ponto de desempenho, baseado na resposta do edifício sujeito a um evento sísmico. Para isso, o método tem fundamento em três elementos primários: a capacidade, a demanda, e o desempenho da estrutura. A demanda pode ser definida como uma representação dos efeitos da movimentação do solo sobre a estrutura. A capacidade é a habilidade da estrutura de resistir à demanda sísmica. Com base nestes dois elementos, estima-se o desempenho, que depende da maneira como a capacidade suporta a solicitação a partir da demanda (ASCE, 1996).

É importante compreender os aspectos que envolvem o método a fim de aplicá-lo corretamente. As seguintes definições são apresentadas pelo ATC-40 (ASCE, 1996):

- **Capacidade:** a capacidade global da estrutura depende diretamente da resistência e da capacidade de deformação individual que todos os seus elementos podem atingir. A fim de determinar a capacidade da estrutura sob um evento sísmico, é preciso utilizar um tipo de análise não linear. O CSM baseia sua aplicação na análise *Pushover*. Este procedimento dá origem a uma curva de força-deslocamento da estrutura, denominada curva de capacidade. Nestas análises, o modelo numérico da estrutura é modificado a cada etapa para considerar a redução da resistência e rigidez de elemento que sofreram

plastificação sob ação da demanda. As forças laterais são aplicadas no modelo do edifício, resultando na plastificação de seus elementos, até que a estrutura se torne instável ou um deslocamento limite pré-determinado seja atingido. A curva resultante representa de forma aproximada a maneira como a estrutura se comportará após ultrapassar seu limite elástico;

- **Demanda (ou deslocamento):** as movimentações do solo durante um evento sísmico produzem deslocamentos horizontais na estrutura com padrões complexos que variam no tempo. Acompanhar e reproduzir estes movimentos a cada instante no tempo para definir as solicitações de projeto pode mostrar-se inviável. Para os métodos usuais de análise linear, a demanda é representada na forma de cargas equivalentes aplicadas na estrutura. Para métodos não lineares, é usual adotar-se um padrão de deslocamentos laterais como demanda de projeto. Deste modo, para uma determinada estrutura e evento sísmico, a demanda imposta na forma de deslocamentos laterais consiste em uma estimativa da máxima solicitação esperada para a estrutura durante a movimentação do solo;
- **Desempenho:** após obter a curva de capacidade e definir a demanda em deslocamentos, é possível avaliar a performance do edifício e seus elementos. Nesta etapa, os componentes estruturais ou não estruturais são avaliados a fim de determinar se os danos sofridos pelas forças e deslocamentos impostos pela demanda ultrapassam os limites definidos em projeto. Dessa forma, torna-se possível averiguar se a capacidade da estrutura submetida ao terremoto é suficiente para manter as propriedades estruturais de seus componentes dentro dos níveis de desempenho esperados.

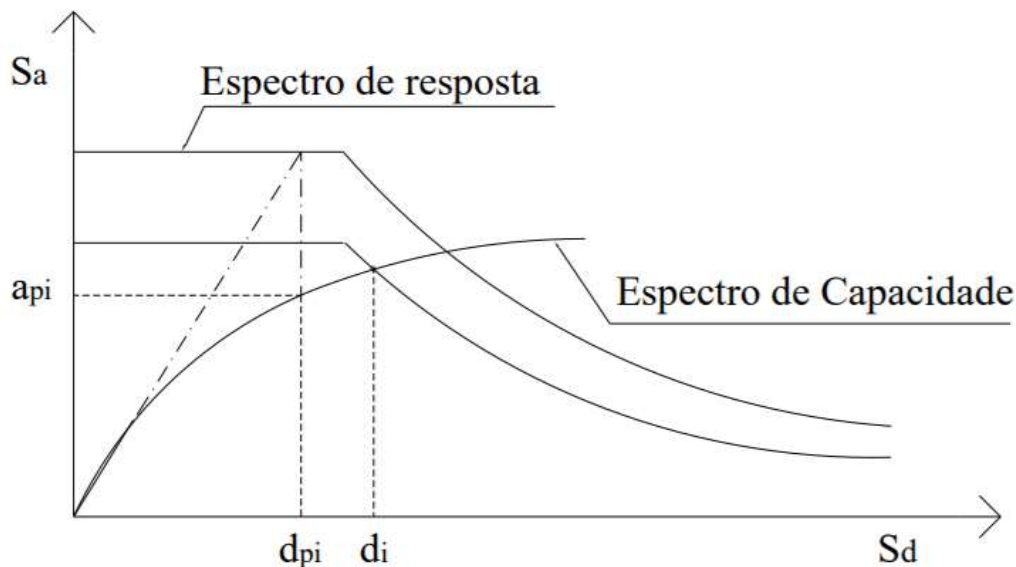
4.1 PROCEDIMENTO DE APLICAÇÃO DO CSM

O procedimento proposto pelo ATC-40 (ASCE, 1996) para aplicação do CSM tem como base a busca por um ponto que resida tanto na curva de capacidade da estrutura quanto no espectro de resposta da demanda sísmica, que deve ser reduzido a fim de que sejam considerados os efeitos do comportamento não linear da estrutura (Figura 14). Para este ponto, assume-se que a estrutura se encontre em uma espécie de equilíbrio dinâmico com a demanda imposta pelo evento sísmico. Os passos para aplicação do CSM são apresentados a seguir:

- a) Obtenção da curva de capacidade da estrutura com uso de uma análise estática não linear, como a análise *Pushover* (detalhada no Item 3.2.1). A curva de capacidade representa a relação entre a força de cisalhamento aplicada na base

- e o deslocamento no topo da estrutura, sendo necessário transformá-la no espectro de capacidade no formato ADRS, conforme 4.1.3;
- Obtenção do espectro de demanda reduzido com base no espectro de projeto para a região em estudo (Item 4.1.2). Os espectros de projeto adotados neste trabalho foram gerados de acordo com as prescrições da NBR 15421 (ABNT, 2006), descritas em 2.2.3.3. O espectro de resposta também deve ser convertido para o formato ADRS, conforme 4.1.3;
 - Traçado do espectro de demanda e do espectro de capacidade, e determinação do ponto de desempenho, que representa o deslocamento esperado para a ação do terremoto de projeto (Item 4.1.4).

Figura 14 - Etapas do Método do Espectro de Capacidade.



Fonte: Silva (2008).

Nos itens a seguir, as etapas de aplicação do Método do Espectro de Capacidade são apresentadas em detalhes.

4.1.1 Procedimento para determinar a capacidade

No CSM, a capacidade estrutural é representada pela curva de capacidade da estrutura obtida a partir da análise *Pushover*. A curva força-deslocamento da capacidade é representada pela relação entre o esforço cisalhante na base da edificação e seu respectivo deslocamento no topo (Figura 15) (ASCE, 1996).

Figura 15 - Curva de capacidade.



Fonte: Adaptado de Peña (2012).

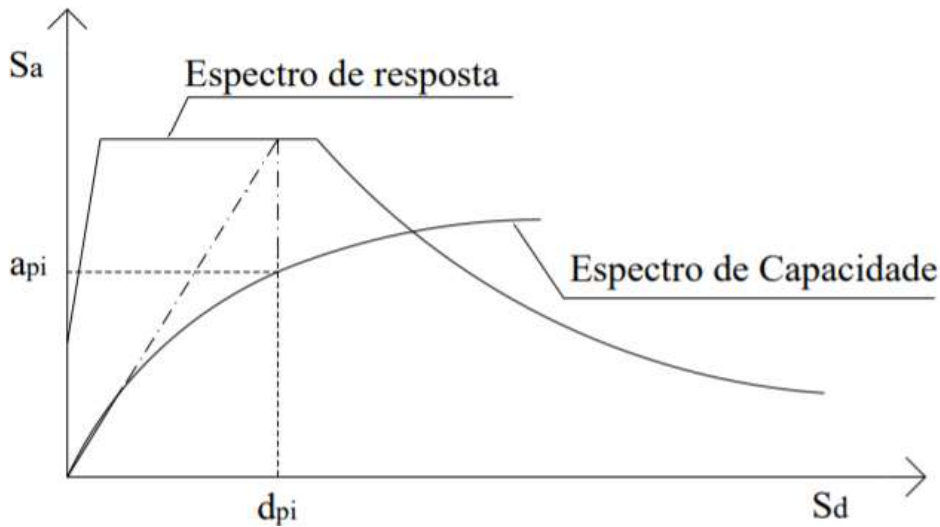
A curva de capacidade é construída de modo a representar o comportamento do primeiro modo de vibração, assumindo que este modo seja dominante na estrutura. Isto é válido, de modo geral, para estruturas com período de vibração fundamental de até 1 segundo. Para aplicação do CSM em casos de edifícios que apresentem maior flexibilidade, com período do primeiro modo superior a 1 segundo, deve ser levada em consideração a influência dos modos mais elevados (ASCE, 1996).

Durante o procedimento de análise *Pushover*, é necessário transformar as coordenadas empregadas para um domínio comum a fim de que seja possível relacionar o espectro de demanda com o espectro de capacidade da demanda. Para tal, adota-se o formato espectral ADRS. Neste domínio, a curva passa a ser denominada de espectro de capacidade. As relações necessárias para esta conversão são apresentadas no item 4.1.3.

Posteriormente, é necessário estimar o amortecimento efetivo da estrutura a fim de calcular a redução provocada na demanda sísmica. Para isso, representa-se o espectro de capacidade através de um diagrama bilinear. A fim de construir as retas que caracterizam esta representação, procede-se à estimativa de um ponto de desempenho inicial, definido por uma aceleração espectral inicial (α_{pi}) e um deslocamento espectral inicial (d_{pi}).

O ATC-40 (ASCE, 1996) sugere que a estimativa do ponto inicial seja efetuada por meio de uma técnica simples de aproximação por deslocamentos lineares equivalentes. Esta técnica parte da hipótese de que os deslocamentos espectrais inelásticos assumidos são equivalentes aos que ocorreriam na estrutura caso ela se mantivesse perfeitamente elástica, segundo a linha tracejada da Figura 16.

Figura 16 - Determinação do ponto de desempenho inicial (α_{pi} , d_{pi}).



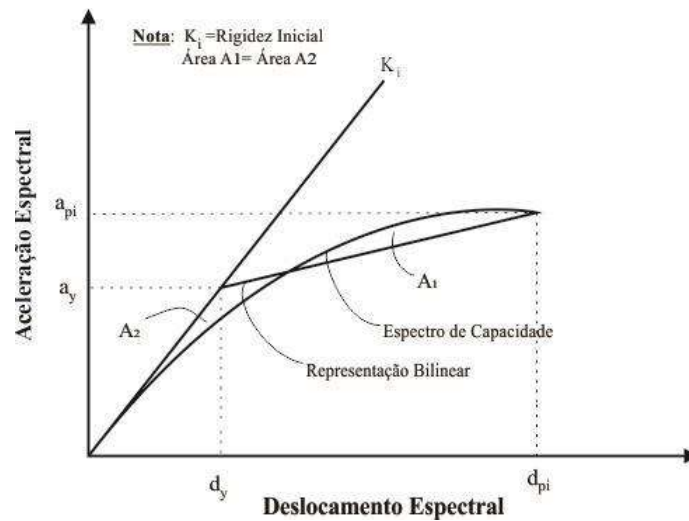
Fonte: Silva (2008).

O diagrama bilinear (Figura 17) é construído a partir de uma reta que parte da origem com inclinação equivalente à rigidez inicial da estrutura, representada pelo espectro de capacidade. A partir do ponto de desempenho estimado (α_{pi} , d_{pi}), a segunda reta é traçada com inclinação tal que a área A_1 seja equivalente à área A_2 . A intersecção das duas retas ocorre no ponto (α_y , d_y), denominado ponto de escoamento, que divide o comportamento da estrutura em elástico e pós-elástico (ASCE, 1996).

A representação bilinear do espectro de capacidade deve satisfazer as seguintes hipóteses:

1. A área abaixo do diagrama bilinear deve ser igual à área abaixo do espectro de capacidade. Com isso, as duas curvas terão a mesma quantidade de energia associada. Isto é verificado quando a área A_1 é igual à área A_2 (Figura 17);
2. A inclinação do trecho inicial, que representa a rigidez elástica da estrutura, deve ser igual para as duas curvas;
3. O ponto de deslocamento final, correspondente ao ponto de desempenho estimado (α_{pi} , d_{pi}), deve ser o mesmo para as duas curvas.

Figura 17 - Hipóteses para determinar o espectro bilinear de capacidade.



Fonte: Castillo (2018).

Há casos onde verifica-se a necessidade de definição de novos diagramas bilineares com base no mesmo espectro de capacidade; o procedimento para obter novos diagramas bilineares deve obedecer às mesmas hipóteses anteriores. O espectro bilinear resultante de novas iterações varia de acordo com as coordenadas estimadas para o novo ponto de desempenho adotado.

4.1.2 Procedimento para determinar a demanda

No Método do Espectro de Capacidade, a demanda é definida com base no espectro de resposta da ação sísmica gerada para a região de estudo. Em geral, espectros de resposta adotados em projeto de estruturas estão de acordo com as informações fornecidas pelas normas de projeto sísmo-resistentes. O procedimento para gerar o espectro de resposta de projeto de acordo com a norma brasileira NBR 15421 (ABNT, 2006) é apresentado no Item 2.2.3.

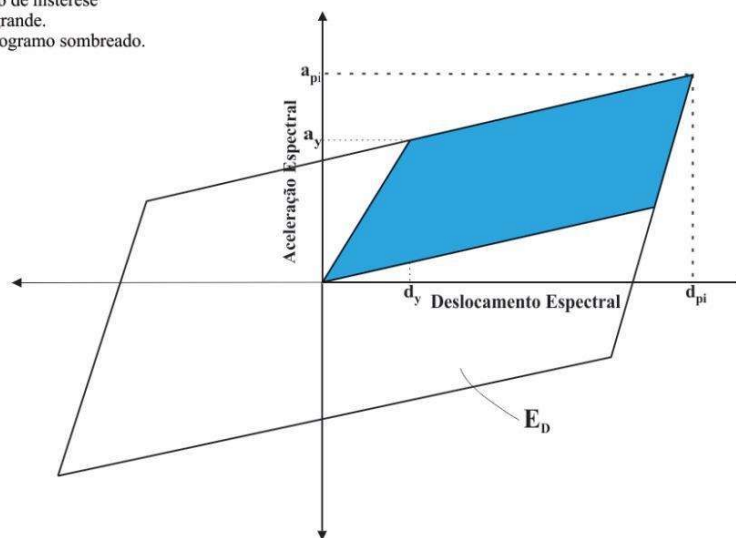
De modo geral, o espectro de resposta sísmica indicado nas referências normativas é gerado para o domínio elástico, assumindo que a estrutura tenha uma taxa de amortecimento característico de 5%. Este é o caso da norma brasileira NBR 15421 (ABNT, 2006) e dos regulamentos americanos ATC-40 (ASCE, 1996) e UBC (ICBO, 1997).

Quando a estrutura é levada ao domínio inelástico pela ação sísmica, o amortecimento observado sobre a demanda pode ser significativamente diferente da taxa de 5% prevista (KRAWINKLER; SENEVIRATNA, 1998). Neste domínio, o amortecimento pode ser descrito como uma combinação do amortecimento viscoso, inerente à estrutura, com o amortecimento

de histerese, originado no carregamento cíclico aplicado pelo tremor. A parcela de amortecimento hysterético está associada à área no interior da curva de histerese, representada no paralelogramo maior na Figura 18. A curva de histerese resulta da envoltória de deslocamentos da estrutura em relação à respectiva aceleração aplicada pelo terremoto ao longo dos ciclos de carregamentos provocados pelo evento sísmico (ASCE, 1996).

Figura 18 - Ciclo de histerese para determinação do amortecimento efetivo.

E_h = Área delimitada por ciclo de histerese
 = Área de paralelogramo grande.
 = 4 vezes a área do paralelogramo sombreado.



Fonte: Castillo (2018).

A fim de possibilitar a relação entre o espectro de capacidade gerado considerando os comportamentos inelásticos da estrutura e o espectro de resposta, faz-se necessário que a demanda, representada na forma do espectro de resposta, seja ajustada de acordo com as condições de amortecimento existentes na estrutura sob este domínio de deformações. Os efeitos do amortecimento no domínio inelástico podem ser contabilizados por meio do emprego do coeficiente de amortecimento viscoso equivalente da estrutura (β_{eq}), calculado a partir da Equação 10 (ASCE, 1996):

$$\beta_{eq} = \beta_0 + 0,05 \quad (10)$$

Onde β_0 corresponde ao coeficiente de amortecimento hysterético, representado na forma de amortecimento viscoso equivalente. A parcela 0,05 equivale à taxa (assumidamente constante) de 5% de amortecimento viscoso inerente à estrutura.

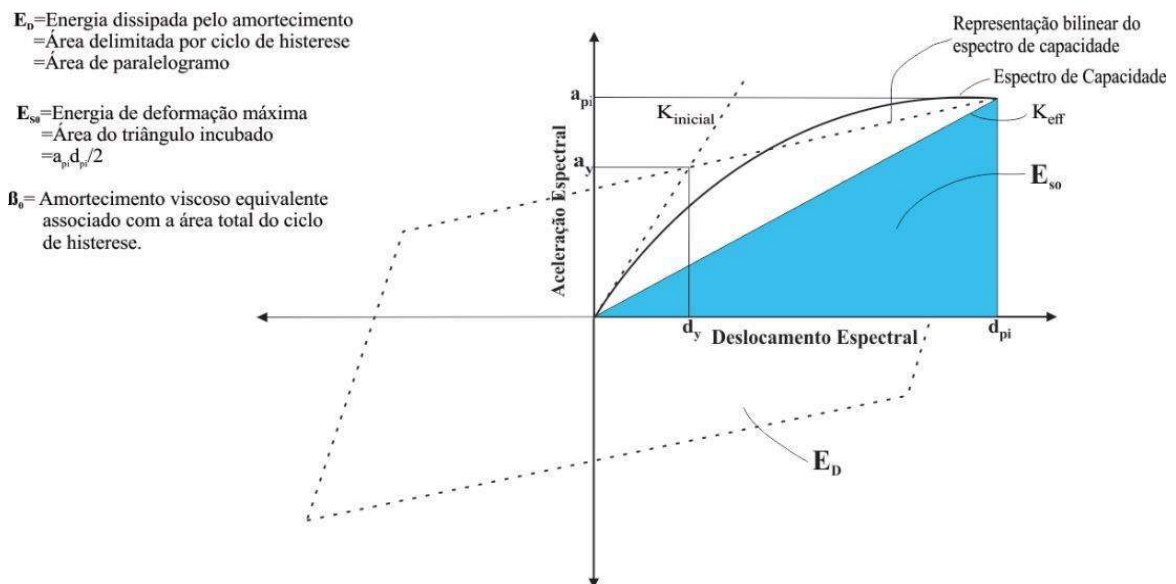
O coeficiente β_0 pode ser calculado por meio da Equação 11, proposta por Chopra (1995):

$$\beta_0 = \frac{1}{4\pi} \frac{E_D}{E_{S0}} \quad (11)$$

Onde E_D equivale à energia dissipada por amortecimento em um único ciclo histerético, e E_{S0} à energia máxima de deformação associada a um ciclo histerético.

A Figura 19 apresenta um ciclo histerético completo formulado a partir da representação bilinear do espectro de capacidade (item 4.1.2). O termo E_D está associado à área no interior da curva de histerese de um ciclo completo; E_{S0} é representado pela área do triângulo hachurado, relativa ao deslocamento máximo da estrutura no ciclo.

Figura 19 - Determinação do amortecimento efetivo.



Fonte: Castillo (2018).

Com valores de a_{pi} , d_{pi} , a_y e d_y definidos pelo espectro bilinear (Item 4.1.1), E_D e E_{S0} podem ser calculados numericamente com o emprego das Equações 12 e 13, originadas com base nas Figura 18 e Figura 19:

$$E_D = 4 \cdot (\text{Área sombreada da Figura 18})$$

$$E_D = 4 \left(a_{pi} d_{pi} - 2d_y(a_{pi} - a_y) - a_y d_y - (d_{pi} - d_y)(a_{pi} - a_y) \right)$$

$$E_D = 4 (a_y d_{pi} - a_{pi} d_y) \quad (12)$$

$$E_{S0} = \frac{a_{pi} d_{pi}}{2} \quad (13)$$

Substituindo os termos E_D e E_{S0} nas Equações 10 e 11, β_0 e β_{eq} são definidos por:

$$\beta_0 = \frac{1}{4\pi} \frac{4(a_y d_{pi} - a_{pi} d_y)}{a_{pi} d_{pi}/2}$$

$$\beta_0 = \frac{0,637(a_y d_{pi} - a_{pi} d_y)}{a_{pi} d_{pi}} \quad (14)$$

$$\beta_{eq} = \frac{0,637(a_y d_{pi} - a_{pi} d_y)}{a_{pi} d_{pi}} + 0,05 \quad (15)$$

O ciclo de histerese idealizado nas Figura 18 e Figura 19 representa uma aproximação razoável do comportamento de estruturas dúcteis com coeficientes de amortecimento equivalente abaixo de 30% quando submetidas à tremores de curta duração, ou seja, que não apresentem capacidade de provocar uma quantidade de ciclos capaz de degradar severamente a estrutura. Para outras situações, o ciclo histerético idealizado pode resultar na superestimação de valores de amortecimento equivalente da estrutura, uma vez que a curva real de histerese da estrutura não é perfeita conforme a representação adotada. Na prática, a área no interior do ciclo tende a ser inferior à estimada (KRAWINKLER; SENEVIRATNA, 1998).

A fim de evitar a superestimação dos coeficientes de amortecimento, é proposto no ATC-40 (ASCE, 1996) o emprego de um fator de modificação do amortecimento (k) aplicado ao termo β_0 da Equação 15. Dessa forma, β_{eq} passa a ser denominado coeficiente de amortecimento efetivo (β_{eff}), determinado de acordo com a Equação 16. Com emprego de β_{eff} , espera-se que seja possibilitada maior fidedignidade na contabilização do ciclo histerético imperfeito das estruturas.

$$\beta_{eff} = k\beta_0 + 0,05 = \frac{0,637 k (a_y d_{pi} - a_{pi} d_y)}{a_{pi} d_{pi}} + 0,05 \quad (16)$$

O fator k pode ser interpretado como a quantificação da proximidade da histerese real da estrutura em relação ao paralelogramo idealizado. O valor de k é função do comportamento estrutural do edifício, dependente da duração do tremor de terra e da qualidade do sistema estrutural sísmo-resistente do edifício. Neste sentido, o ATC-40 (ASCE, 1996) sugere uma abordagem simplificada para classificar estruturas de acordo com seu comportamento estrutural em três classes distintas: tipos A, B e C, definidas conforme os seguintes critérios:

- **Tipo A:** estruturas com comportamento estrutural mais estável, com ciclos histeréticos razoavelmente completos, similares ao apresentado na Figura 18;
- **Tipo B:** comportamento estrutural intermediário, com redução moderada da área do ciclo histerético;
- **Tipo C:** estruturas com comportamento histerético limitado, com redução significativa da área do ciclo histerético.

A classificação do edifício segue o apresentado no Quadro 3, com base na duração do terremoto e na qualidade do sistema estrutural que resiste ao sismo. A duração do tremor é definida de acordo com a proximidade da edificação de alguma falha tectônica conhecida, seguindo o apresentado no item 4.5.2 do ATC-40 (ASCE, 1996). Para locais próximos a falhas conhecidas, espera-se que o tremor que atinja a estrutura seja de curta duração e grande intensidade. Para edifícios construídos em locais afastados de origens conhecidas de tremores, estes podem ser considerados de longa duração. A duração do tremor influencia o comportamento da estrutura pois regula a quantidade de ciclos de solicitação sísmica a que a estrutura será submetida. Tremores de durações mais longas, e, conseqüentemente, maior quantidade de ciclos de solicitação, aumentam o potencial de degradação do sistema estrutural.

Quadro 3 - Tipos de comportamento estrutural.

Duração do tremor ¹	Edifício essencialmente novo ²	Edifício existente médio ³	Edifício existente pobre ⁴
Curto	Tipo A	Tipo B	Tipo C
Longo	Tipo B	Tipo C	Tipo C

¹ Definida de acordo com o item 4.5.2 do ATC-40 (ASCE, 1996).

² Edifício cujos elementos primários constituem um sistema lateral essencialmente novo e pouca força ou rigidez é contribuída por elementos não conformes.

³ Edifício cujos elementos principais consistem na combinação de elementos existentes e novos, ou melhor, que a média dos sistemas existentes.

⁴ Edifício cujos elementos primários que o compõem não constituem o sistema de força lateral com comportamento histerético pobre ou não confiável.

Fonte: ATC-40 (ASCE, 1996).

Definido o tipo de comportamento estrutural do edifício, o fator k é calculado de acordo com as expressões da Tabela 4:

Tabela 4 - Valores do fator de modificação do amortecimento k .

Tipo de comportamento estrutural ¹	B_0 (%)	k
Tipo A	$\leq 16,25$	1,00
	$\geq 16,25$	$1,13 - \frac{0,51(a_y d_{pi} - a_{pi} d_y)}{a_{pi} d_{pi}}$
Tipo B	≤ 25	0,67
	≥ 25	$0,845 - \frac{0,446(a_y d_{pi} - a_{pi} d_y)}{a_{pi} d_{pi}}$
Tipo C	Qualquer valor	0,33

¹ De acordo com Quadro 3 .

Fonte: ATC-40 (ASCE, 1996).

É possível estimar os coeficientes de redução espectral com base no valor de β_{eff} da estrutura, estimado conforme a Equação 16. Estes coeficientes são aplicados ao espectro de resposta elástico, formulado para uma taxa de amortecimento de 5%, a fim de conhecer-se o espectro de resposta reduzido considerando taxas de amortecimento superiores à 5%. Em seguida, os coeficientes de redução espectral SR_A e SR_V são calculados segundo as Equações 17 e 18, respectivamente, propostas por Newmark e Hall (1982):

$$SR_A = \frac{3,21 - 0,68 \ln(\beta_{eff})}{2,12}$$

$$SR_A = \frac{3,21 - 0,68 \ln\left(\frac{63,7 k (a_y a_{pi} - a_{pi} d_y)}{a_{pi} d_{pi}} + 5\right)}{2,12} \quad (17)$$

$$SR_V = \frac{2,31 - 0,41 \ln(\beta_{eff})}{1,65}$$

$$SR_V = \frac{2,31 - 0,41 \ln\left(\frac{63,7 k (a_y a_{pi} - a_{pi} d_y)}{a_{pi} d_{pi}} + 5\right)}{1,65} \quad (18)$$

A fim de evitar a superestimação da redução do espectro, os valores de SR_A e SR_V devem ser adotados como iguais ou superiores aos indicados na Tabela 5:

Tabela 5 - Valores mínimos de SR_A e SR_V .

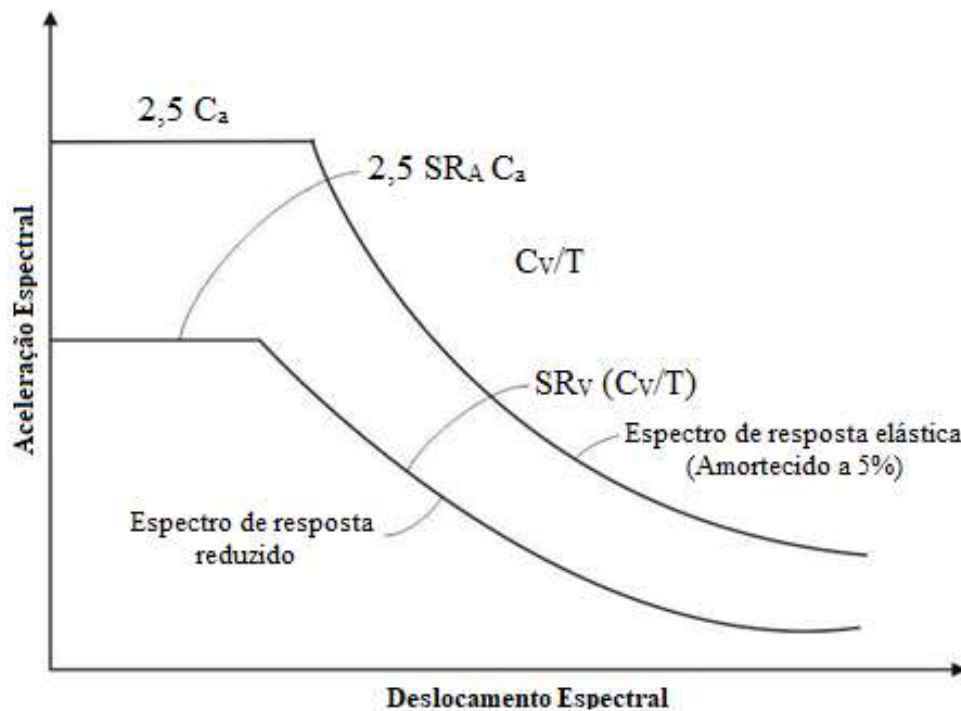
Tipo de comportamento estrutural ¹	SR_A	SR_V
Tipo A	0,33	0,50
Tipo B	0,44	0,56
Tipo C	0,56	0,67

¹De acordo com Quadro 3.

Fonte: ATC-40 (ASCE, 1996).

Conhecidos os coeficientes de redução do espectro, é possível reduzir o espectro de resposta de projeto fornecido pela norma considerando a taxa de amortecimento estimada. O trecho de período curto com aceleração constante do espectro deve ser multiplicado pelo coeficiente SR_A ; o trecho de período longo com velocidade constante pelo coeficiente SR_V (Figura 20).

Figura 20 - Espectro de resposta reduzido pelos fatores de redução espectral.



Fonte: Adaptado de Castillo (2018).

A partir do apresentado, conclui-se que a determinação do amortecimento efetivo da estrutura é possível somente após a definição da curva bilinear da capacidade, traçada com base em um ponto de desempenho estimado (α_{pi} , d_{pi}). Esta correlação caracteriza um processo iterativo de determinação do ponto de desempenho da estrutura, abordado no item 4.1.4.

4.1.3 Conversão para o formato ADRS

A aplicação do CSM exige que o espectro de resposta da demanda e a curva de capacidade da estrutura sejam gerados no domínio da aceleração espectral (S_a) pelo deslocamento espectral (S_d), de modo que seja possível determinar um ponto comum às duas curvas. Neste domínio, os espectros se encontram no formato ADRS: *Acceleration-Displacement Response Spectra*, conforme definido por Mahaney (1993 *apud* ASCE, 1996).

Cada ponto de uma curva de espectro de resposta está associado a uma única aceleração espectral (S_a), velocidade espectral (S_v), deslocamento espectral (S_d) e um período (T). De modo geral, os espectros de resposta fornecidos pelas normas de projeto encontram-se no formato padrão, aceleração espectral (S_a) por período (T), como observado nos códigos americanos ATC-40 (ASCE, 1996) e UBC (ICBO, 1997), e na norma brasileira NBR 15421 (ABNT, 2006).

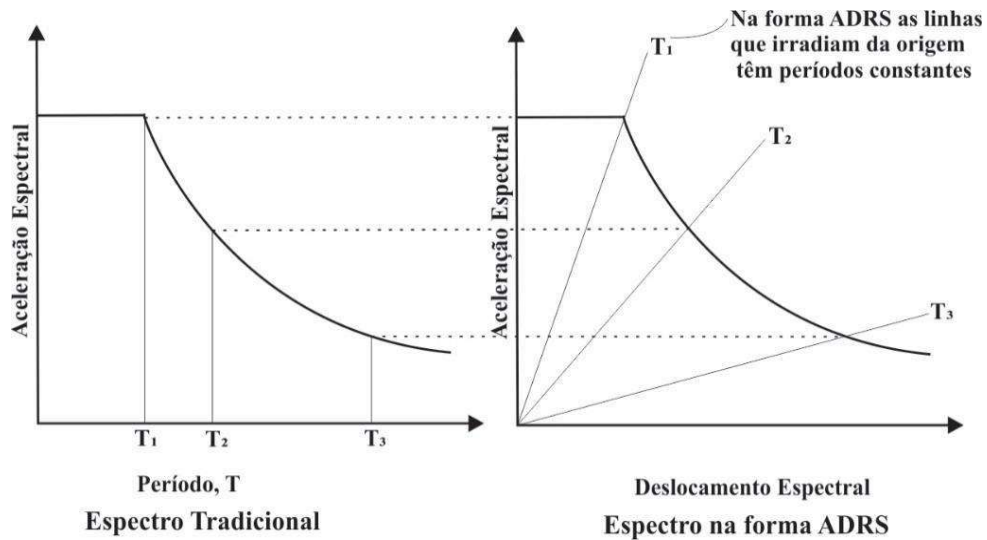
A fim de gerar o espectro de resposta no formato ADRS, faz-se necessária a determinação do valor do deslocamento espectral (S_d) associado a cada ponto do espectro de resposta. A Equação 19, apresentada no ATC-40 (ASCE, 1996), permite calcular o deslocamento espectral de um ponto i qualquer (S_{di}) dada sua aceleração espectral (S_{ai}) e período (T_i) no espectro de resposta adotado, onde g equivale à aceleração gravitacional.

$$S_{d_i} = \frac{T_i^2}{4\pi^2} S_{a_i} g \quad (19)$$

No formato ADRS, os períodos podem ser representados por linhas que partem da origem, obtidas a partir da Equação 20 para diferentes valores de período (T_i) (Figura 21).

$$T_i = 2\pi \sqrt{\frac{S_{d_i}}{S_{a_i} g}} \quad (20)$$

Figura 21 - Conversão do espectro de resposta ao formato ADRS.



Fonte: Castillo (2018).

O espectro de capacidade da estrutura é transformado ao formato ADRS a partir de sua curva de capacidade, ou curva *Pushover*. A transformação se dá através da conversão de todos os pontos da curva para as coordenadas espectrais associadas ao primeiro modo de vibração da estrutura. A forma mais comum de definir a curva de capacidade é através do emprego da curva de força cisalhante na base (V_i) em relação ao respectivo deslocamento horizontal no topo da estrutura (δ_{topo}). Cada ponto desta curva pode ser convertido para o formato ADRS, ou seja, para um ponto de coordenadas (S_a , S_d), através das Equações 21 e 22, apresentadas no ATC-40 (ASCE, 1996):

$$S_{ai} = \frac{V_i}{\alpha_1 W} \quad (21)$$

$$S_{di} = \frac{\delta_{topo}}{(PF_1 \times \phi_{1,topo})} \quad (22)$$

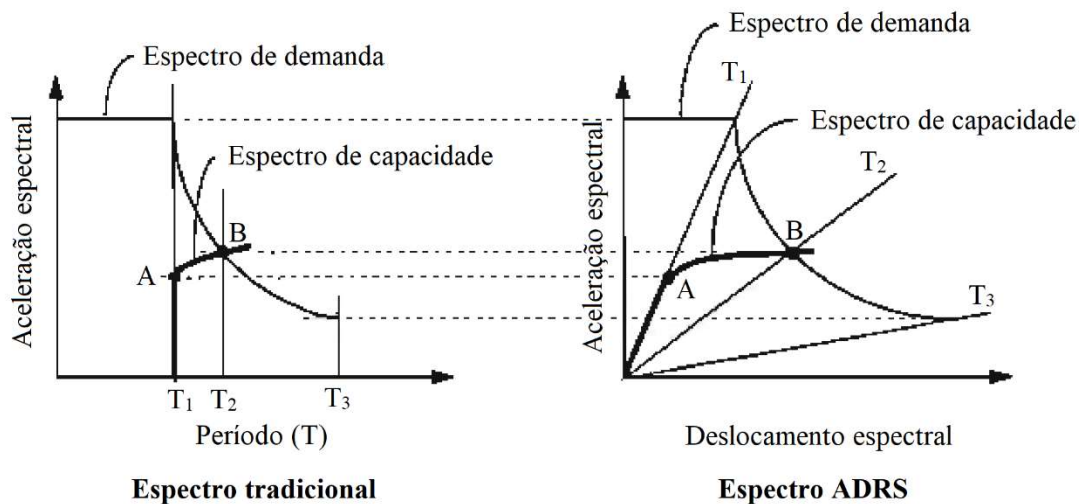
Onde α_1 representa o coeficiente de massa efetiva, e PF_1 o fator de participação modal associados ao primeiro modo de vibração natural da estrutura. $\phi_{1,topo}$ corresponde à amplitude do primeiro modo de vibração para o nível de topo da estrutura, e W ao peso total do edifício.

Os parâmetros utilizados nas equações são obtidos por meio do estudo da dinâmica das estruturas, ou seja, através das propriedades associadas aos seus modos de vibração. A formulação destes parâmetros é apresentada em maiores detalhes no Apêndice A.

A Figura 22 permite observar que a estrutura, inicialmente em regime elástico, segue a reta de período constante T_1 . Do ponto A ao B, a estrutura passa a sofrer deformações

inelásticas, o que resulta no aumento de seu período, passando de T_1 para T_2 . Apesar do acréscimo do período ser mais evidente no espectro tradicional, também é possível observá-lo para o formato ADRS, ao incluir as retas de período constante partindo da origem (ASCE, 1996).

Figura 22 - Espectro tradicional vs. ADRS.



Fonte: Adaptado de ATC-40 (ASCE, 1996).

4.1.4 Definição do desempenho da estrutura

No CSM, o desempenho é definido pela determinação do ponto de desempenho da estrutura solicitada pelo tremor de terra. Segundo o método, o ponto de desempenho corresponde ao ponto no qual o espectro de demanda reduzido intersecta o espectro de capacidade, ambos no formato ADRS. Entende-se que neste ponto a estrutura atinge uma espécie de equilíbrio dinâmico com a solicitação sísmica, e que estrutura atingiu o deslocamento máximo que será imposto pelo terremoto (ASCE, 1996).

Conforme pontuado no item 4.1.2, a definição do espectro de demanda reduzido é função do amortecimento efetivo da estrutura, que por sua vez depende do ponto de desempenho estimado (α_{pi} , d_{pi}). Quando o espectro de demanda reduzido intersecta o espectro de capacidade diretamente no ponto de desempenho estimado ou dentro dos limites de tolerância aceitáveis, este ponto pode ser assumido como o ponto de desempenho da estrutura.

O regulamento ATC-40 (ASCE, 1996) sugere uma tolerância de até 5% para o desvio no deslocamento espectral do ponto de desempenho. Com isso, o limite de tolerância para o ponto de intersecção compreende o intervalo entre $0,95d_{pi}$ e $1,05d_{pi}$. Contudo, é comum que a

intersecção dos espectros ocorra fora dos limites de tolerância aceitáveis. Nestes casos, é necessário dar continuidade ao processo até que esta condição seja satisfeita. O ATC-40 (ASCE, 1996) propõe três diferentes procedimentos passíveis de serem adotados na busca pelo ponto de desempenho da estrutura:

- **Procedimento A:** procedimento analítico de obtenção do ponto de desempenho. Baseia-se na aplicação direta dos princípios descritos anteriormente para definição da capacidade e demanda. A solução será obtida através de iterações até a convergência no ponto de desempenho;
- **Procedimento B:** processo analítico que adota algumas hipóteses simplificadoras em relação ao procedimento A. Estas simplificações permitem que o ponto de desempenho seja definido de forma direta, sem a necessidade de iterações, visto que o amortecimento efetivo (β_{eff}) é determinado apenas em função da variável d_{pi} ;
- **Procedimento C:** o ponto de desempenho é obtido a partir de um processo gráfico, sendo recomendável apenas para aplicações manuais do método. Este procedimento geralmente fornece a solução na primeira iteração, caracterizando a aplicação menos direta do método.

O procedimento A é composto pela aplicação dos passos apresentados nos itens 4.1.1 e 4.1.2. Caso seja constatado que o espectro de resposta reduzido gerado com base no ponto de desempenho estimado não intersecta o espectro de capacidade dentro dos limites de tolerância, o procedimento A determina que um novo ponto (α_{pi} , d_{pi}) seja tomado para obtenção do espectro de resposta reduzido. É recomendado que este ponto seja tomado como sendo o ponto de intersecção da iteração anterior ou qualquer outro ponto escolhido a partir de julgamento adequado (ASCE, 1996). Novamente, é válido lembrar que o espectro de resposta obtido é função do coeficiente de amortecimento efetivo, que por sua vez depende da representação bilinear do espectro de capacidade gerado a partir do ponto estimado (α_{pi} , d_{pi}), caracterizando um processo iterativo. Caso o espectro de demanda reduzido intersecte o espectro de capacidade dentro dos limites de tolerância aceitáveis, o último ponto estimado (α_{pi} , d_{pi}) é tomado como ponto de desempenho, passando a ser definido como (α_p , d_p). O deslocamento d_p indica o máximo deslocamento esperado no ponto de controle para as solicitações impostas pelo evento sísmico representado na demanda.

A aplicação do procedimento B assume que a inclinação inicial e a inclinação pós-escoamento do espectro bilinear da curva de capacidade permanecem constantes. Assim, o ponto (α_y , d_y), determinado pela intersecção das duas retas permanece inalterado. Esta hipótese

simplificadora faz com que o cálculo de β_{eff} seja dependente somente da variável d_{pi} , eliminando a característica iterativa do processo. O ponto de desempenho pode ser determinado pelo procedimento B de acordo com os seguintes passos (ASCE, 1996):

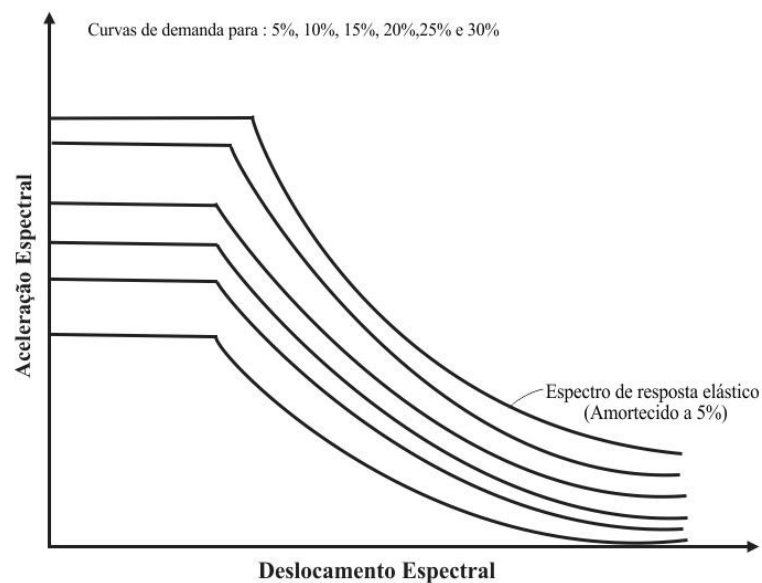
1. Gerar o espectro de resposta elástico amortecido a 5% de acordo com as normas aplicáveis à região de estudo. É necessário transformar este espectro para o formato ADRS;
2. Plotar o espectro de projeto amortecido a 5% e uma família de espectros reduzidos para diferentes taxas de amortecimento efetivo um mesmo gráfico (Figura 23). Os espectros de resposta são gerados para uma faixa de amortecimento efetivo (β_{eff}) que vai de 5% aos valores limite expostos na Tabela 6, sugeridos pelo ATC-40 (ASCE, 1996) de acordo com o comportamento estrutural do edifício. Os espectros reduzidos são gerados com base nos coeficientes de redução espectral descritos no item 4.1.2, aplicados ao espectro de projeto do passo 1;

Tabela 6 - Valores sugeridos de β_{eff} máximo de acordo com o comportamento estrutural.

Comportamento estrutural	β_{eff} máximo
Tipo A	40%
Tipo B	29%
Tipo C	20%

Fonte: ATC-40 (ASCE, 1996).

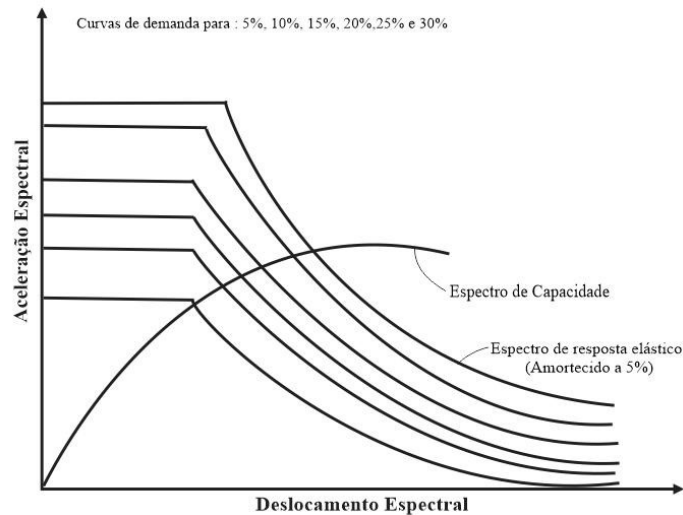
Figura 23 - Procedimento B - Passo 2.



Fonte: Castillo (2018).

3. Gerar a curva de capacidade da estrutura e transformá-la em um espectro de capacidade no formato ADRS. O espectro resultante é plotado em conjunto com os espectros de demanda (Figura 24);

Figura 24 - Procedimento B - Passo 3.



Fonte: Castillo (2018).

4. Definir a representação bilinear do espectro de capacidade de acordo com os critérios apresentados no item 4.1.1, e determinar o ponto (α^*, d^*) por meio de uma aproximação de deslocamentos lineares equivalentes com base no espectro de resposta elástico amortecido a 5% (Figura 25);
5. Calcular o amortecimento efetivo (β_{eff}) para vários valores de deslocamento próximos ao ponto (α^*, d^*) . Neste passo, o procedimento adota a simplificação assumindo que a inclinação do segmento pós-escoamento da estrutura é constante. Dessa maneira, a inclinação deste segmento é dada pela Equação 23:

$$\text{Inclinação pós - escoamento} = \frac{a^* - a_y}{d^* - d_y} \quad (23)$$

Portanto, um ponto qualquer (α_{pi}, d_{pi}) da reta pós-escoamento pode ser definido pela Equação 24:

$$\text{Inclinação pós - escoamento} = \frac{a_{pi} - a_y}{d_{pi} - d_y} \quad (24)$$

Visto que a inclinação do segmento é considerada constante, a Equação 23 pode ser igualada à Equação 24. Denominando α_{pi} de α_{pi}' e resolvendo a equação, obtém-se a Equação 25:

$$\frac{a^* - a_y}{d^* - d_y} = \frac{a_{pi} - a_y}{d_{pi} - d_y}$$

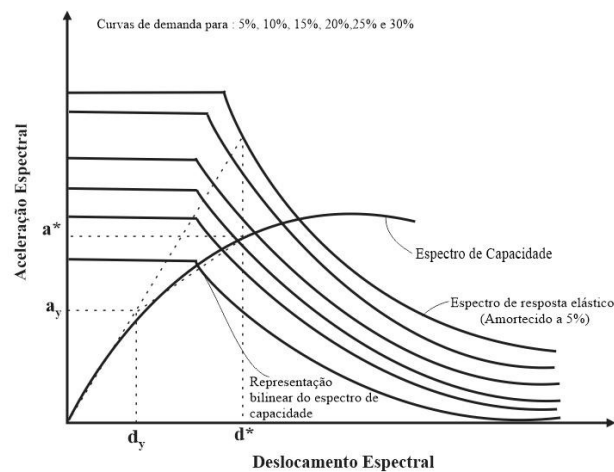
$$a_{pi}' = \frac{(a^* - a_y)(d_{pi} - d_y)}{d^* - d_y} + a_y \quad (25)$$

Então, o valor de α_{pi} de acordo com a Equação 16 pode ser substituído por α_{pi}' , resultando na Equação 26:

$$\beta_{eff} = \frac{0,637k(a_y d_{pi} - d_y a_{pi}')}{a_{pi}' d_{pi}} + 0,05 \quad (26)$$

A Equação 26 deve ser resolvida para uma série de valores de d_{pi} próximos a d^* , gerando um conjunto de pontos (d_{pi}, β_{eff}) ;

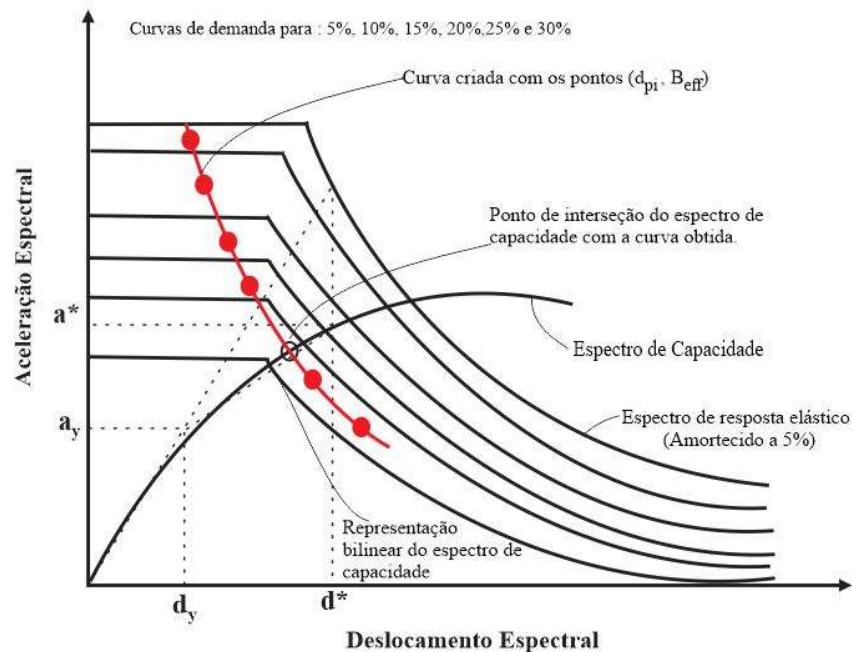
Figura 25 - Procedimento B – Passos 4 e 5.



Fonte: Castillo (2018).

6. Plotar todos os pontos do conjunto (d_{pi}, β_{eff}) obtidos no passo 5 no mesmo gráfico contendo o espectro de capacidade e a família de espectros de demanda (Figura 26);
7. Conectar os pontos do passo 6, formando uma curva. A intersecção desta curva com o espectro de capacidade define o ponto de desempenho (α_p, d_p) , conforme a Figura 26.

Figura 26 - Procedimento B - Passos 6 e 7.



Fonte: Castillo (2018).

A curva formada pelos pontos (d_{pi}, β_{eff}) auxilia na determinação do ponto de desempenho. Contudo, pontos diferentes do ponto de intersecção não possuem um significado real para avaliação sísmica da estrutura, consistindo numa ferramenta utilizada para aproximação do deslocamento ao ponto de desempenho.

O procedimento C não é descrito neste trabalho, tendo em vista que se trata de uma aplicação puramente gráfica e manual do método, não adequada à programação em planilhas de cálculo. Os passos para determinação do ponto de desempenho pelo procedimento C podem ser consultados no item 8.2.2.1.4 do ATC-40 (ASCE, 1996),

Apesar da recomendação apresentada no ATC-40 (ASCE, 1996) da aplicação inicial do método com uso do procedimento A, Chopra e Goel (1999) demonstram que esse procedimento pode não convergir em todos os casos. Em contrapartida, o emprego do procedimento B fornece um valor único de deformação, equivalente ao determinado pelo procedimento A em casos onde é verificada convergência. Neste trabalho, o ponto de desempenho foi definido utilizando-se o procedimento B, tendo em vista sua possibilidade de programação em planilhas de cálculo, considerando-se a capacidade do método de fornecer resultados equivalentes aos resultados obtidos da aplicação do procedimento A sem a necessidade de recorrer a procedimentos iterativos.

Após a definição do ponto de desempenho, segue-se à avaliação da estrutura a partir da resposta obtida para o deslocamento equivalente a este ponto, baseada nos resultados da

análise *Pushover*. Visto que este ponto representa o deslocamento estimado máximo que seria imposto à estrutura pelo sismo, o estado de tensões e deformações alcançado é tomado como referência para a avaliação do desempenho sísmico, conforme os critérios estabelecidos no item seguinte.

4.2 NÍVEIS DE DESEMPENHO DO EDIFÍCIO

Com base no estabelecido no ATC-40, o desempenho sísmico deve ser definido com base na mensuração do dano sofrido por uma estrutura quando solicitada pela ação sísmica de um determinado terremoto e, também, pelo impacto destes danos nas atividades subsequentes ao sismo. Os níveis de desempenho sísmico, por sua vez, são delimitados de acordo com a máxima quantidade de dano aceitável a um dado edifício submetido a uma determinada ação sísmica (ASCE, 1996).

O projeto baseado em desempenho consiste na seleção e projeto de um sistema estrutural suficientemente adequado, capaz de garantir que, sob um determinado nível de movimentação do solo, a estrutura não seja danificada além de certos estados pré-definidos (ASCE, 1996). A fim de projetar ou avaliar a vulnerabilidade sísmica de um edifício baseado no desempenho, dois fatores fundamentais devem ser determinados: o nível de movimentação do solo que pode solicitar a estrutura, e os níveis de desempenho esperados. O primeiro fator costuma ser entregue pelas normas sismo-resistentes aplicáveis a cada região, como apresentado no item 2.2. O nível de desempenho esperado deve ser definido pelos proprietários do empreendimento de forma compatível às exigências normativas aplicáveis.

No ATC-40 (ASCE, 1996), os níveis de desempenho para um dado edifício são determinados a partir da combinação do nível de desempenho dos elementos estruturais com o nível de desempenho dos componentes não estruturais. As condições limitantes podem ser especificadas de acordo com o dano físico sofrido pelo edifício, o nível de ameaça à segurança dos ocupantes, e a funcionalidade do edifício após o evento sísmico. Neste documento, estão presentes cinco níveis de desempenho estruturais e quatro níveis de desempenho para componentes não estruturais. É válido destacar que as mesmas definições de níveis de desempenho prescritas pelo ATC-40 (ASCE, 1996) são adotadas em diversos outros regulamentos americanos, como FEMA 356 (ASCE, 2000), FEMA 440 (ASCE, 2005), e, inclusive, em documentos mais recentes, como o ASCE/SEI 41-17 (ASCE, 2017).

4.2.1 Níveis de Desempenho Estrutural

Os possíveis níveis de danos sofridos pela estrutura são classificados pelo ATC-40 (ASCE, 1996) em três estados de dano discretos ou limites: ocupação imediata, segurança à vida e estabilidade estrutural; e dois estados intermediários: dano controlado e segurança limitada. Para níveis de desempenho estruturais, adota-se a sigla SP, do inglês *Structural Performance*:

- **SP-1 – Immediate Occupancy (Ocupação Imediata):** dano estrutural limitado, com o sistema estrutural resistente a cargas verticais e laterais conservando praticamente toda sua capacidade. O risco à vida é desprezível e a edificação deve estar segura para uso. As armaduras podem atingir o escoamento em poucos locais, porém o esmagamento do concreto não é esperado. Os deslocamentos relativos entre pavimentos são de em torno de 1%, com deformação permanente desprezível;
- **SP-2 – Damage Control (Dano Controlado):** corresponde ao domínio de dano estrutural que varia entre os níveis SP-1 e SP-3. A vida dos ocupantes não está em risco, contudo é possível que o uso do edifício seja afetado;
- **SP-3 – Life Safety (Segurança à Vida):** a estrutura pode ter sofrido danos significativos em sua estrutura, porém ainda não se aproxima do colapso total ou parcial. O risco à vida é bastante baixo, mas algumas lesões podem ocorrer durante o terremoto. Nos pórticos primários, as vigas sofrem danos significativos. Há fragmentação do concreto de cobrimento e fissuras de cisalhamento nos pilares mais dúcteis. Os deslocamentos relativos entre pavimentos são em torno de 2%, com deformação permanente de 1%. Pode resultar em custos elevados para os reparos estruturais, que podem tornar inviável a reabilitação da estrutura;
- **SP-4 – Limited Safety (Segurança Limitada):** corresponde ao domínio de dano estrutural que varia entre os níveis SP-3 e SP-5. Neste domínio, o risco à vida dos ocupantes é alto;
- **SP-5 – Structural Stability (Estabilidade Estrutural):** neste estado, a estrutura está no limite de sofrer colapso parcial ou total. Ocorrem danos substanciais à estrutura, com degradação significativa da resistência e rigidez do sistema estrutural resistente às cargas laterais, mesmo que estas mantenham

capacidade suficiente para evitar o colapso. Embora a estrutura ainda seja capaz de suportar suas cargas verticais, existe a possibilidade de colapso devido a possíveis tremores secundários. Nos pórticos primários, há ocorrência de rachaduras extensivas e formação de rótulas nos elementos dúcteis. O deslocamento relativo entre pavimentos pode atingir 4%, podendo ser transiente ou permanente. Pode não ser possível reparar a estrutura, e não é recomendável reocupar o edifício devido ao alto risco de colapso;

- **SP-6 – Não considerado:** nível reservado para situações onde é realizada uma avaliação sísmica dos componentes não estruturais.

O regulamento ATC-40 (ASCE, 1996) recomenda que o desempenho estrutural alcançado pelo edifício seja determinado por meio da comparação dos resultados da análise estática não linear *Pushover* com limites pré-determinados para cada nível de desempenho. Os critérios avaliados dividem-se em duas categorias: limites de aceitabilidade global e limites de aceitabilidade dos componentes. Os mesmos critérios são observados em outros documentos normativos, como FEMA 356 (ASCE, 2000) e FEMA 440 (ASCE, 2005).

4.2.1.1 Limites de aceitabilidade global

Os limites de aceitabilidade global estão associados a parâmetros que avaliam um conjunto de componentes ou todo o sistema estrutura do edifício. Para qualquer nível de desempenho estrutural, a capacidade do edifício de suportar as cargas gravitacionais deve permanecer intacta. Em casos onde algum elemento estrutural perca a capacidade de suportar as cargas verticais, a estrutura deve ser capaz de redistribuir esta carga para outros componentes do sistema.

Ao longo dos ciclos de carregamento sísmico, componentes estruturais podem sofrer degradação em sua resistência. Na circunstância em que um número significativo de componentes é degradado, a resistência lateral do edifício pode ser afetada. O ATC-40 (ASCE, 1996) determina que a capacidade do sistema estrutural resistente às ações horizontais não deve sofrer degradação superior a 20% em relação à resistência máxima da estrutura.

O deslocamento relativo (*drift*) entre pavimentos de um edifício pode ser adotado como base para quantificar o dano estrutural do edifício. Para projetos baseados em desempenho, o *drift* entre pavimentos mostra-se como um dos principais critérios de projeto. O deslocamento relativo (Δ_x) de um pavimento x é definido pela relação percentual entre a

diferença de deslocamento horizontal (δ) de dois andares adjacentes e a altura do pavimento correspondente (h_{sx}), conforme a Equação 27:

$$\Delta_x = \frac{\delta}{h_{sx}} = \frac{\delta_x - \delta_{x-1}}{h_{sx}} \quad (27)$$

O ATC-40 (ASCE, 1996) limita os deslocamentos relativos de acordo os níveis de desempenho, conforme o conteúdo exposto na Tabela 7. Para cada nível é prescrito um deslocamento relativo total máximo, correspondente ao deslocamento relativo no ponto de desempenho da estrutura, ou seja, para o deslocamento esperado para a solicitação sísmica.

Tabela 7 - Limites de deslocamento relativo, ATC-40.

Nível de desempenho	SP-1 (Ocupação imediate)	SP-2 (Dano Controlado)	SP-3 (Segurança à vida)	SP-5 (Estabilidade estrutural) ¹
Deslocamento relativo total máximo	0,01	0,01-0,02	0,02	$0,33 \frac{V_x}{P_x} \cong 0,07$

¹ V_x corresponde à força horizontal total aplicada sobre o pavimento x , e P_x à carga gravitacional total associada ao pavimento x .

Fonte: ATC-40 (ASCE, 1996).

Apesar de não adotar o conceito de projeto baseado em desempenho, a NBR 15421 (ABNT, 2006) também prescreve limites para os deslocamentos relativos entre pavimentos de acordo com a categoria de utilização do edifício (Tabela 8).

Tabela 8 - Limites de deslocamento relativo, NBR 15421.

Categoria de utilização ¹	I	II	III
Deslocamento relativo (Δ_x) limite	0,020	0,015	0,010

¹ A categoria de utilização do edifício é definida de acordo com a Tabela 7.1 da NBR 15421 (ABNT, 2006).

Fonte: Adaptado de NBR 15421 (ABNT, 2006).

4.2.1.2 Limites de aceitabilidade dos componentes

Os elementos da estrutura devem ser individualmente examinados de forma a averiguar se os danos sofridos estão de acordo com os critérios estabelecidos para os diferentes níveis de desempenho. Esta avaliação deve ser feita para o estado estrutural de forças e deformações que o edifício se encontra no ponto de desempenho.

Os elementos são classificados em primários e secundários de acordo com a importância estrutural que apresentam. Elementos responsáveis pela capacidade da estrutura de resistir às cargas sísmicas são classificados como primários; os demais são classificados como secundários. Os danos são avaliados em relação às zonas mais críticas da estrutura, que sofreram as maiores degradações em sua capacidade estrutural (ASCE, 1996; ASCE, 2000).

De acordo com o ATC-40 (ASCE, 1996) o dano estrutural observado pode ser correlacionado às deformações plásticas impostas pelo sismo aos elementos, de forma a permitir a escolha dos níveis de desempenho com base em deformações limites. O procedimento de avaliação do desempenho com base em deformações plásticas é apresentado no Item 5.1.1. Os limites de deformação aplicáveis a elementos primários e secundários para cada nível de desempenho estrutural estão apresentados no Anexo A.

4.2.2 Níveis de desempenho de componentes não estruturais

Os possíveis estados de danos de componentes não estruturais podem ser definidos de acordo com o ATC-40 (ASCE, 1996) em quatro níveis: operacional, ocupação imediata, segurança à vida e ameaça reduzida. A designação destes níveis é definida pela abreviatura NP, referente à expressão *Nonstructural Performance* (Desempenho Não Estrutural):

- **NP-A – *Operational* (Operacional):** após o terremoto, os sistemas, componentes e elementos não estruturais permanecem intactos e funcionais. Todos os equipamentos e máquinas devem permanecer em operação;
- **NP-B – *Immediate Occupancy* (Ocupação imediata):** sistemas, componentes e elementos não estruturais em geral permanecem em seu lugar. Equipamentos e máquinas podem sofrer pequenas interrupções no funcionamento. A segurança sísmica para os ocupantes é mantida;
- **NP-C – *Life Safety* (Segurança à Vida):** podem ocorrer danos consideráveis a sistemas, componentes e elementos não estruturais. Contudo, não deve ocorrer a queda de objetos suficientemente pesados que causem lesões severas aos ocupantes. É possível que equipamentos e máquinas deixem de operar, necessitando de reparos ou substituições;
- **NP-D – *Reduced Hazard* (Ameaça Reduzida):** pode incluir danos significativos aos sistemas, componentes e elementos não estruturais, contudo sem ocorrência de colapso ou queda de objetos grandes e pesados que

coloquem em risco um grupo de ocupantes. O risco à vida para um grande grupo de pessoas é bastante baixo;

- **NP-E (Não Considerado):** não corresponde a um nível de desempenho dos componentes não estruturais.

4.2.3 Níveis de desempenho do edifício

O nível de desempenho do edifício pode ser definido a partir do cruzamento do nível de desempenho estrutural e dos componentes não estruturais. Estes dois níveis permitem descrever completamente os limites de danos desejados para o edifício. O Quadro 4 apresenta as possíveis combinações que resultam nos níveis de desempenho do edifício definidos a seguir:

- **1-A – *Operational* (Operacional):** relacionado essencialmente à funcionalidade. O dano aos componentes estruturais é limitado, de forma que a segurança de ocupação é garantida. Os sistemas e os elementos não estruturais permanecem em operação. Os reparos necessários não impedem que a estrutura continue funcionando normalmente após o evento sísmico. A segurança dos ocupantes é mantida;
- **1-B – *Immediate Occupancy* (Ocupação Imediata):** corresponde ao critério mais utilizado para as edificações essenciais, como hospitais. Os espaços disponíveis no edifício, sistemas, e equipamentos permanecem utilizáveis. As operações vitais do estabelecimento são mantidas. Embora os componentes possam sofrer danos, a segurança dos ocupantes é mantida;
- **3-C – *Life Safety* (Segurança à Vida):** relacionado a um estado de dano que representa uma probabilidade extremamente baixa de risco à vida. Consiste no nível de desempenho da estrutura que se espera atingir com a aplicação dos códigos sísmicos atuais. Ocorrem danos limitados aos componentes estruturais e eventuais falhas de componentes não estruturais. Admite-se a possibilidade de falha de alguns elementos não estruturais primários (água, eletricidade, dentre outros) e elementos secundários (acabamentos, fachadas, dentre outros), desde que não impliquem em ameaça à vida dos ocupantes;
- **5-E – *Structural Stability* (Estabilidade Estrutural):** a estrutura praticamente não dispõe de reservas de capacidade do sistema resistente às cargas laterais, e há possibilidade de colapso devido a tremores secundários. O sistema estrutural

mantém uma capacidade reduzida de resistir a cargas verticais, suficiente apenas para manter a estabilidade da estrutura, de modo que o risco à vida é muito alto. A segurança dos ocupantes não é garantida. Em vista da alta probabilidade de colapso ou falha do edifício, sua desocupação é necessária.

Além destas, existem combinações de desempenho do edifício secundárias, indicadas no Quadro 4. Os níveis principais de desempenho estão comumente associados aos critérios exigidos pelas normas de projeto sismo-resistente.

Quadro 4 - Combinações de níveis de desempenho estrutural e não estrutural para formar os níveis de desempenho do edifício.

Nível de desempenho do edifício						
Níveis de desempenho não estrutural	Níveis de desempenho estrutural					
	SP-1 Ocupação imediata	SP-2 Danos controlados	SP-3 Segurança à vida	SP-4 Segurança limitada	SP-5 Estabilidade estrutural	SP-6 Não considerado
NP-A Operacional	1-A Operacional	2-A	NR	NR	NR	NR
NP-B Ocupação imediata	1-B Ocupação imediata	2-B	3-B	NR	NR	NR
NP-C Segurança	1-C	2-C	3-C Segurança à vida	4-C	5-C	6-C
NP-D Ameaça	NR	2-D	3-D	4-D	5-D	6-D
NP-E Não considerado	NR	NR	3-E	4-E	5-E Estabilidade estrutural	Não aplicável

Legenda

	Nível de desempenho do edifício comumente relacionado
	Outras combinações possíveis
NR	Combinações não recomendadas

Fonte: ATC-40 (ASCE, 1996).

O nível de desempenho de projeto é definido com base na seleção de um nível de desempenho desejado para o edifício quando submetido a um dado nível de ação sísmica. O ATC-40 (ASCE, 1996) e diversos outros regulamentos americanos mais recentes apresentam diferentes níveis de solicitação sísmica de acordo com a intensidade esperada para o tremor de terra, aplicáveis a diferentes estados limites a serem avaliados. De modo contrastante, as diretrizes da norma brasileira NBR 15421 (ABNT, 2006) contam com apenas um nível de solicitação sísmica que deve ser adotado para projeto de estruturas em estado limite último.

Como apresentado no Item 2.2.2, o sismo estimado para projeto pelo regulamento brasileiro está associado a um mesmo período de retorno do nível de solicitação DE especificado pelo ATC-40 (ASCE, 1996), ambos com 10% de probabilidade de serem excedidos em 50 anos.

Em relação ao nível de solicitação sísmica associado ao projeto do edifício, com o intuito de garantir condições básicas de segurança, o regulamento americano recomenda que a capacidade da estrutura deva ser suficiente para não ultrapassar o nível de desempenho 3-C (Segurança à Vida). Dessa maneira, estima-se que o terremoto de projeto seria capaz de causar danos consideráveis ao edifício, contudo sem oferecer riscos significativos à vida humana.

Para avaliação de edifícios complexos, de grande porte e situados em zonas de elevado risco sísmico, o ATC-40 (ASCE, 1996) recomenda que seja avaliado o desempenho quando submetido ao nível de solicitação ME associado ao terremoto máximo estimado para a região. Neste caso, busca-se que condições básicas de segurança sejam asseguradas caso a estrutura não ultrapasse o nível de desempenho 5-E (Estabilidade Estrutural).

O objetivo deste trabalho é avaliar o desempenho estrutural de um edifício pela aplicação da análise *Pushover*. Nesse contexto, vale destacar que a avaliação do desempenho dos componentes não estruturais de edifícios não está incluída no escopo deste estudo. Visto que a avaliação do desempenho dos componentes estruturais e não estruturais não é interdependente, neste trabalho o desempenho do edifício é definido a partir da associação direta com o nível de desempenho estrutural alcançado pelo edifício, sem considerar ou avaliar o desempenho alcançado pelos componentes não estruturais.

As prescrições da NBR 15421 (ABNT, 2006) podem ser correlacionadas com os critérios estabelecidos nos regulamentos americanos no que diz respeito à definição do nível de desempenho do edifício necessário para garantir a segurança básica à vida dos ocupantes. Usualmente em projetos de edifícios, considerando o nível de solicitação sísmica destinado ao projeto em estado limite último, os critérios prescritos pela norma brasileira corresponderiam ao nível de desempenho 3-C. Conforme o exposto no Quadro 4, o nível de desempenho estrutural esperado para este nível é o SP-3 (Segurança à Vida). Portanto, para as avaliações apresentadas neste trabalho, determina-se que o objetivo de projeto seja o nível SP-3.

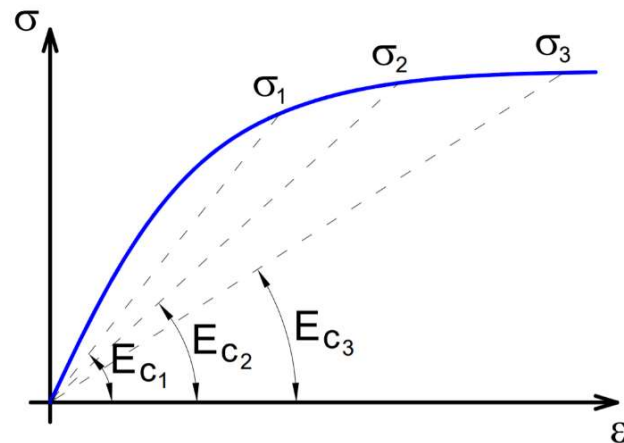
5. COMPORTAMENTO NÃO LINEAR DE ESTRUTURAS

Tradicionalmente, análises e projetos de estruturas de concreto armado são realizados considerando a conexão entre vigas e pilares como rótulas ou engastes rígidos. Ensaios experimentais, no entanto, demonstram que estas ligações frequentemente apresentam comportamento não linear que pode ser considerado intermediário quando comparado aos comportamentos de estruturas perfeitamente rígidas ou rotuladas. Conforme exposto no Capítulo 3, a análise de estruturas solicitadas por ações sísmicas além do seu regime elástico por meio da técnica *Pushover* requer que o modelo numérico do edifício incorpore o comportamento não linear dos elementos que compõem a estrutura. A fim de garantir a representatividade dos resultados da análise, é necessário desenvolver modelos que retratem com fidelidade o comportamento não linear da estrutura. O presente capítulo apresenta um estudo sobre o comportamento não linear de estruturas de concreto armado com base em referências normativas e bibliografias conceituadas, a fim de fundamentar os conceitos aplicados na modelagem numérica do edifício para aplicação na análise *Pushover*.

A não linearidade observada em estruturas de concreto armado pode ser classificada em duas categorias: a não linearidade física do material e a não linearidade geométrica da estrutura. O concreto armado não assume comportamento elástico perfeito. Os efeitos da fissuração, da fluência, e do escoamento das armaduras, assim como outros fatores de menor importância, conferem ao concreto armado um comportamento não linear. Este comportamento é denominado não linearidade física (NLF). Devido à associação destes fatores, nota-se que o diagrama tensão-deformação obtido para o concreto não mantém uma proporcionalidade linear (Figura 27). Associa-se a não linearidade física ao comportamento dos materiais constituintes da estrutura (PINTO, 1997).

A não linearidade geométrica (NLG) está relacionada à deformação apresentada pela estrutura ao ser submetida a carregamentos horizontais. Simplificadamente, os efeitos provocados pela não linearidade geométrica são definidos como aqueles originados pela mudança de posição da estrutura no espaço (PINTO, 1997). A não linearidade geométrica é abordada no Item 5.2.

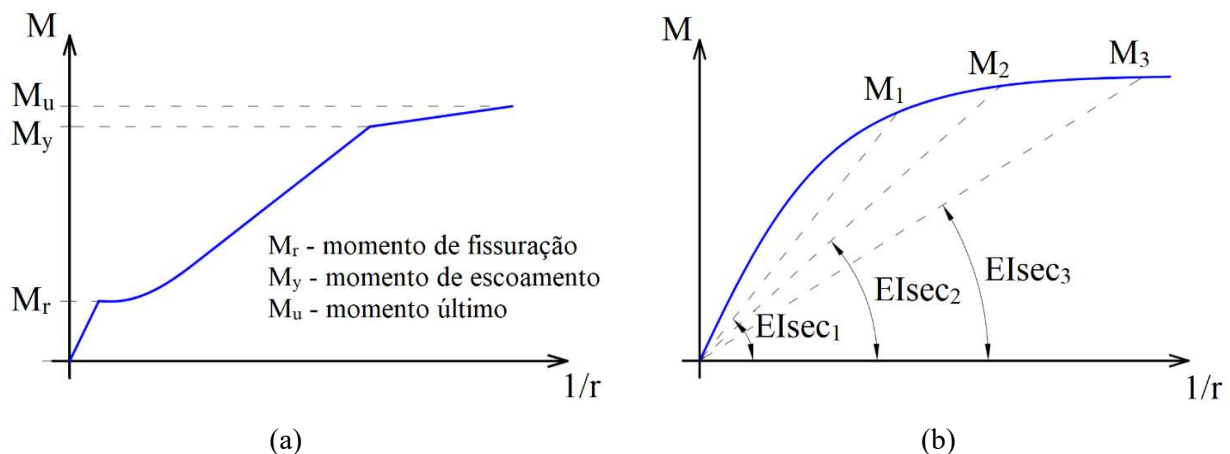
Figura 27 - Diagrama tensão-deformação do concreto.



Fonte: Moncayo (2011).

A não linearidade física dos elementos de concreto armado submetidos predominantemente à flexão pode ser definida com o emprego de diagramas momento-curvatura das seções transversais (Figura 28). Estes diagramas podem ser obtidos a partir das relações de tensão-deformação dos materiais envolvidos (aço e concreto), que dependem de parâmetros como as propriedades constitutivas dos materiais utilizados, sua quantidade e disposição na seção transversal dos elementos e, ainda, os esforços aplicados na seção (ASCE, 1996).

Figura 28 - Diagrama momento-curvatura de elemento submetido à: (a) flexão; (b) flexo-compressão.



Fonte: Moncayo (2011).

Com base nos diagramas apresentados na Figura 28, nota-se que a rigidez à flexão da peça varia conforme o esforço aplicado, em geral, apresentando redução em sua rigidez. A determinação da rigidez efetiva do elemento com base no diagrama momento-curvatura pode mostrar-se inviável uma vez que sua formulação é bastante rigorosa e varia de acordo com diversos parâmetros (PINTO, 1997; MONCAYO, 2011).

A fim de facilitar o processo de modelagem da estrutura, diversas normas apontam como alternativa a aproximação da rigidez efetiva de elementos de concreto armado por meio de coeficientes multiplicadores de rigidez. Estes coeficientes são formulados com base em resultados obtidos de diversos ensaios, considerando uma grande gama de variações das propriedades do elemento. A NBR 6118 (ABNT, 2014) apresenta coeficientes multiplicadores de rigidez como opção para estimar a não linearidade física do material de maneira que os resultados de análises lineares se aproximem dos resultados de análises que considerem a não linearidade do material diretamente no modelo em termos de deformações para o estado limite último. De maneira semelhante, o regulamento ATC-40 apresenta coeficientes multiplicadores de rigidez, empregados como uma aproximação da não linearidade física para a rigidez inicial do elemento (ASCE, 1996).

O ATC-40 (ASCE, 1996) apresenta coeficientes calibrados para aplicação em análises estáticas não lineares, fundamentados em pesquisas destinadas à avaliação sísmica de estruturas de concreto armado. Os coeficientes constantes na norma brasileira NBR 6118 (ABNT, 2014) destinam-se a outros campos de projeto de estruturas, não tendo como objetivo específico a aplicação em análises não lineares de estruturas sismo-resistentes. Por este motivo, a modelagem da estrutura realizada neste trabalho utiliza os coeficientes prescritos no ATC-40 (ASCE, 1996), indicados na Tabela 9. Vale ressaltar que estes valores são também adotados nos regulamentos FEMA 356 (ASCE, 2000) e FEMA 440 (ASCE, 2005).

Tabela 9 - Rigidez inicial dos componentes estruturais.

Componente	Rigidez à flexão	Rigidez ao cisalhamento¹	Rigidez axial
Vigas, convencionais	$0,5E_cI_g$	$0,4E_cA_w$	E_cA_g
Vigas, protendidas	E_cI_g	$0,4E_cA_w$	E_cA_g
Pilares comprimidos	$0,7E_cI_g$	$0,4E_cA_w$	E_cA_g
Pilares tracionados	$0,5E_cI_g$	$0,4E_cA_w$	E_cA_g
Paredes, não fissuradas	$0,8E_cI_g$	$0,4E_cA_w$	E_cA_g
Paredes, fissuradas	$0,5E_cI_g$	$0,4E_cA_w$	E_cA_g

¹ Para a rigidez ao cisalhamento, a parcela $0,4E_c$ representa o módulo de elasticidade transversal (G). E_c corresponde ao módulo de elasticidade do concreto, I_g à inércia bruta à flexão da seção transversal, A_w à área da alma do componente na direção do cisalhamento e A_g à área bruta da seção transversal da peça.

Fonte: ATC-40 (ASCE, 1996).

No entanto, o emprego de coeficientes redutores de rigidez não é suficiente para caracterizar de maneira completa o domínio de deformações inelásticas do material. Estes fatores aproximam o comportamento não linear no que tange a parcela de deformações iniciais até que a seção alcance o escoamento. No desenvolvimento de análises não lineares, é necessário caracterizar o comportamento para toda a extensão do domínio de deformações até que se atinja a capacidade última do elemento, quando ocorre a perda integral de sua contribuição à rigidez da estrutura (ASCE, 1996).

Após o trecho inicial do diagrama momento-curvatura, a seção transversal do elemento atinge o limite de plasticidade à flexão e o comportamento estrutural da seção passa a se assemelhar a uma rótula. Dessa forma, mesmo com acréscimos no carregamento, a rotação da seção não resulta em aumentos significativos do momento absorvido devido ao esgotamento da capacidade resistente do elemento. Neste momento, atinge-se uma vinculação definida como rótula plástica (PEÑA, 2012). A rotação da rótula plástica ocorre no mesmo sentido de aplicação do momento fletor na seção. Caso o sentido da rotação seja invertido, a seção retornará ao comportamento elástico. É evidente, portanto, que esta alteração de comportamento não pode ser capturada por análises lineares. O Item 5.1 descreve diferentes modelos de representação numérica deste comportamento não linear.

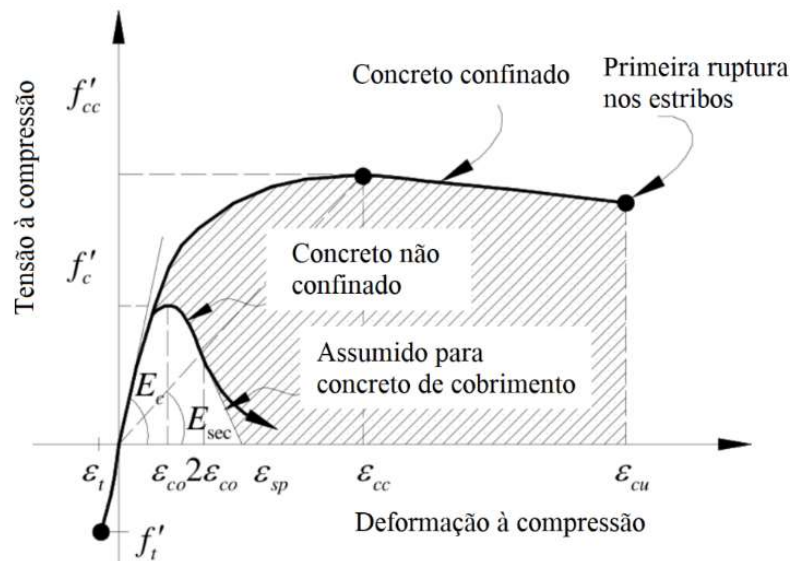
Além das propriedades geométricas e mecânicas do elemento, modelos de representação do comportamento não linear devem ser capazes de contabilizar a contribuição de outros fatores que estejam presentes nas condições de contorno capazes de modificar o comportamento inelástico do componente estrutural. Dentre estes fatores, destaca-se o esforço axial atuante na seção, que pode influenciar significativamente o comportamento inelástico à flexão de elementos de concreto armado. Nesse sentido, a presença e variação do esforço axial pode resultar em alterações expressivas no valor do momento fletor de plastificação atingido pela seção, bem como nas deformações observadas (Figura 28b) (COUTINHO, 2008).

O esforço cortante também é capaz de influenciar substancialmente o comportamento dos elementos de concreto armado sujeitos à flexão. O efeito de tensões de cisalhamento elevadas resulta na redução da capacidade de dissipação de energia do elemento, culminando em uma significativa degradação de rigidez e diminuição de resistência. Caso o elemento esteja simultaneamente sujeito a esforços axiais de compressão e a valores de cisalhamento elevados, a degradação observada na capacidade do elemento é expressiva, sobretudo sob ações cíclicas como os sismos. Logo, para que a seção possa atingir seus mecanismos de rotações plásticas, é necessário assegurar que a resistência ao cisalhamento seja superior à sua resistência à flexão, característica comumente exigidas nas prescrições de projeto para estruturas sismo-resistentes.

Em casos onde a resistência ao cisalhamento não se mostre suficiente para impedir a ocorrência de falhas por esforços cortantes antes do escoamento à flexão, os efeitos consequentes de esforços cisalhantes devem ser considerados no modelo de análise, conjuntamente ao comportamento proveniente da flexão e dos carregamentos axiais (DEIERLEIN *et al.*, 2010).

Para a avaliação do comportamento inelástico, deve-se também considerar os efeitos provocados pelo fenômeno de confinamento do concreto. Para elementos de concreto armado, o confinamento é exercido por meio de armaduras transversais, usualmente estribos e ganchos, que restringem a expansão lateral do concreto. Na prática, para concretos confinados, nota-se um acréscimo substancial na deformação última do concreto na parte descendente (pós-escoamento) do diagrama tensão-deformação (Figura 29). Deste modo, o confinamento garante um aumento significativo na capacidade de deformação do concreto, ampliando sua ductilidade e resultando numa maior absorção de energia (PAULAY; PRIESTLEY, 1992; AZEVEDO, 2016).

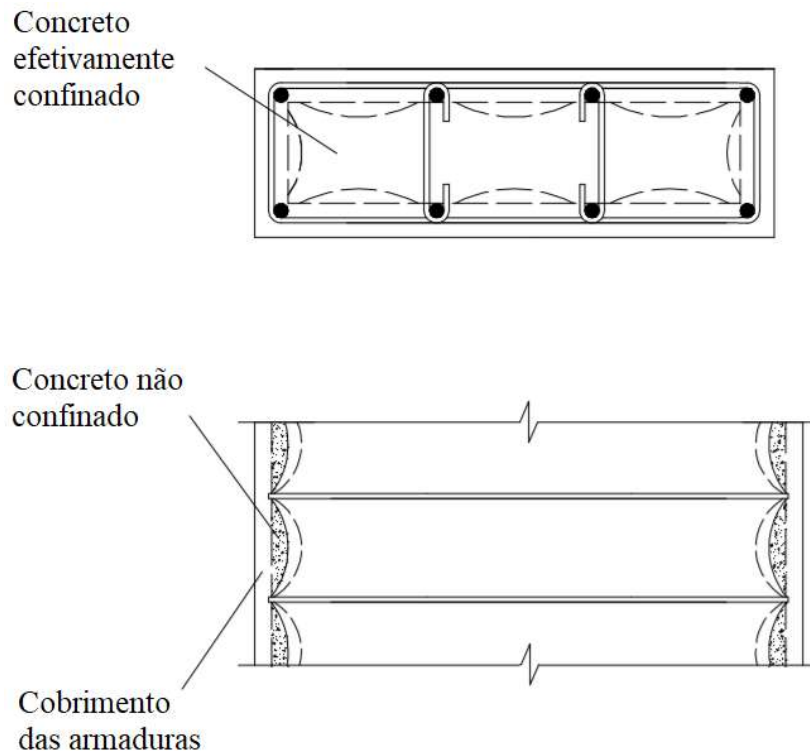
Figura 29 - Curva tensão-deformação de compressão para concreto confinado e não confinado.



Fonte: Adaptado de Paulay e Priestley (1992).

Paulay e Priestley (1992) observam que armaduras transversais em formato circular ou espiral são mais eficazes em virtude de sua forma geométrica, que garante uma linha contínua para o carregamento do confinamento ao longo da circunferência. Estribos quadrados e retangulares, por sua vez, presentes na grande maioria dos pilares de edificações usuais, fornecem confinamento em regiões próximas às dobras do estribo, visto que a pressão exercida pelo concreto comprimido tende a curvar as laterais do estribo para fora, o que reduz a área de concreto efetivamente confinado (Figura 30).

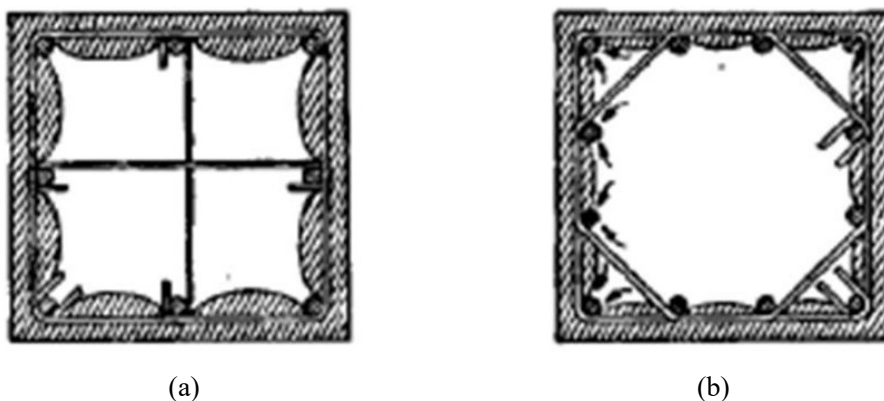
Figura 30 - Concreto efetivamente confinado por estribos retangulares.



Fonte: Adaptado de Mander; Priestley; Park (1988).

A fim de garantir um mínimo de confinamento do concreto, diversas normas internacionais de projetos sismo-resistentes estabelecem valores mínimos para taxas de armadura transversal, assim como diâmetros e espaçamentos mínimos. Também são recomendados detalhes especiais para os estribos, como o uso de estribos complementares ou sobrepostos (Figura 31), responsáveis por uma melhora significativa no efeito de confinamento (PAULAY e PRIESTLEY, 1992).

Figura 31 - Configuração de estribos retangulares: (a) com ganchos complementares; (b) com estribos sobrepostos.



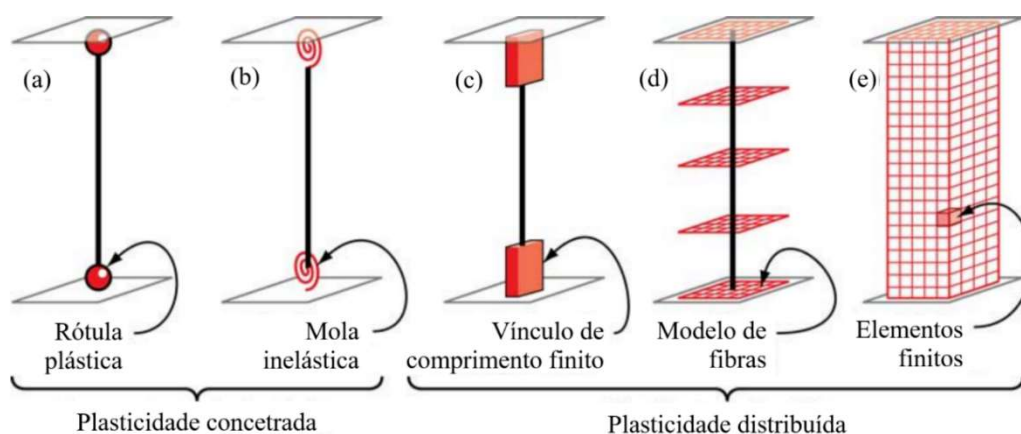
Fonte: Paulay e Priestley (1992).

Idealmente, modelos numéricos desenvolvidos para cálculo de elementos estruturais devem contabilizar todos os efeitos que têm influência sobre comportamento não linear. Contudo, a confecção de um modelo capaz de apurar de forma precisa todos estes fatores frequentemente mostra-se inviável ao considerar-se os níveis atuais de conhecimento e capacidade computacional. Ademais, o aumento da complexidade do modelo adotado não necessariamente resulta em resultados significativamente mais precisos. Por estes motivos, os modelos numéricos adotados são geralmente formulados de maneira a simplificar o processo de modelagem e o esforço computacional necessário para a análise sem comprometer a precisão dos resultados (PINTO, 1997, DEIERLEIN *et al.*, 2010).

5.1 MODELOS PARA ANÁLISE ESTRUTURAL NÃO LINEAR

Diferentes modelos numéricos para representação de elementos estruturais com comportamento não linear podem ser diferenciados de acordo com a forma com que a plasticidade é distribuída ao longo da seção transversal e do comprimento do elemento. Em *Nonlinear Structural Analysis for Seismic Design* (DEIERLEIN *et al.*, 2010) são apresentados e comparados cinco modelos aplicáveis na simulação do comportamento inelástico de elementos como vigas, pilares e alguns tipos de pilares-parede (Figura 32).

Figura 32 - Modelos para elementos tipo viga-pilar.



Fonte: Adaptado de Deierlein *et al.* (2010)

Modelos com maior nível de simplificação representam deformações plásticas de maneira concentrada nas extremidades do elemento, representando-as como rótulas plásticas (Figura 32a) ou uma mola com propriedades inelásticas (Figura 32b). Ao concentrar a plasticidade em vínculos de comprimento nulo parametrizados de acordo com a relação

momento-curvatura da seção, estes elementos representam elevada eficiência computacional para o modelo numérico da estrutura.

Vínculos de comprimento finito (Figura 32c) consistem em uma alternativa eficiente para a modelagem de elementos com plasticidade distribuída, que é limitada às extremidades da peça. O comportamento das seções transversais contidas nas regiões inelásticas pode ser caracterizado por relações não lineares de momento-curvatura ou, ainda, pela integração explícita de modelos de fibra da seção, aceitando a hipótese de que as seções planas permanecem planas. O comprimento das regiões plásticas pode ser fixo ou variável, determinado pela associação da relação momento-curvatura da seção com o gradiente de momentos fletores e esforços axiais no elemento. A integração das deformações ao longo do comprimento do vínculo representa a propagação do escoamento da seção mais fidedignamente em comparação aos vínculos concentrados.

O modelo de fibras (Figura 32d) distribui a plasticidade através das fibras da seção transversal e ao longo do comprimento do elemento por meio de integrações numéricas. Novamente, é assumida a hipótese de que as seções permanecem planas, uma vez que as fibras da seção são integradas numericamente a fim de obter os esforços internos resultantes, como forças axiais e momentos fletores. Ao contrário do modelo de rótulas plásticas, o modelo de fibras não fornece valores de rotação da seção, mas sim um gradiente de tensões e deformações no aço e concreto de suas respectivas fibras na seção transversal.

Por fim, modelos mais complexos discretizam a plasticidade continuamente ao longo da seção transversal e do comprimento do elemento por meio de elementos finitos (Figura 32e). Estes elementos são definidos por propriedades constitutivas não lineares, baseados em numerosos parâmetros de entrada. Apesar de demonstrar maior versatilidade entre as alternativas apresentadas, este tipo de modelo apresenta maior dificuldade em termos de calibração dos parâmetros de modelo e maior demanda de recursos computacionais. Assim como no caso de modelo de fibras, os resultados para a seção transversal de modelos em elementos finitos são obtidos na forma de tensões e deformações ao longo das seções transversais. Este fato pode resultar em uma dificuldade na interpretação dos seus resultados, visto que grande parte dos critérios de desempenho são apresentados por normas e regulamentos em termos de rotações e deformações das seções, como é verificado no Item 5.1.1

Vale destacar que modelos com plasticidade concretada e vínculos de comprimento finito apresentam a possibilidade de considerar relações entre forças axiais e momentos fletores ao longo das regiões de plastificação. Em contrapartida, modelos de fibras e elementos finitos representam o comportamento da seção transversal considerando esta relação diretamente no

modelo. Em alguns tipos de modelos com plasticidade concentrada, existe a possibilidade de empregar superfícies plásticas com relações momento-curvatura que consideram a presença de cargas axiais. De modo geral, estes modelos são capazes de prever com precisão satisfatória o início do escoamento da seção submetida a cargas axiais e momentos fletores. No entanto, o comportamento pós-escoamento e sua respectiva degradação podem não ser bem representadas (DEIERLEIN *et al.*, 2010).

A fim de efetuar a escolha adequada do modelo de análise, Deierlein *et al.* (2010) destacam a importância de compreender adequadamente o comportamento esperado para o elemento estrutural, as hipóteses adotadas e as aproximações inerentes ao modelo proposto. Enquanto simulações realizadas por meios mais sofisticados aparentam maior fidelidade ao modelo sobre certos aspectos, modelos simplificados são capazes de representar de maneira mais eficiente os comportamentos relevantes da estrutura enquanto necessitam da mesma quantidade ou menos aproximações.

De acordo com o ATC-40 (ASCE, 1996), a modelagem do comportamento não linear em elementos gerais de pórticos de concreto armado, como pilares e vigas, pode ser realizada por meio de qualquer um dos modelos apresentados anteriormente. Neste trabalho o modelo de plasticidade concentrada com uso de rótulas plásticas foi adotado para desenvolvimento do modelo numérico de análise da estrutura. Esta decisão tem em vista o fato de a abordagem ser de simples aplicação, baixa penalidade computacional, e de parametrização disponível em diversas referências normativas, haja vista a grande disponibilidade de estudos destinados à formulação de modelos simplificados. Reforçando a escolha, destaca-se que este tipo de modelagem é recomendado pelas normas americanas ATC-40 (ASCE, 1996) e FEMA 356 (ASCE, 2000) para aplicação em análises estáticas não lineares, como o *Pushover*. O conjunto destes fatores contribuem para que as rótulas plásticas sejam o modelo de não linearidade mais adotada na prática de projetos.

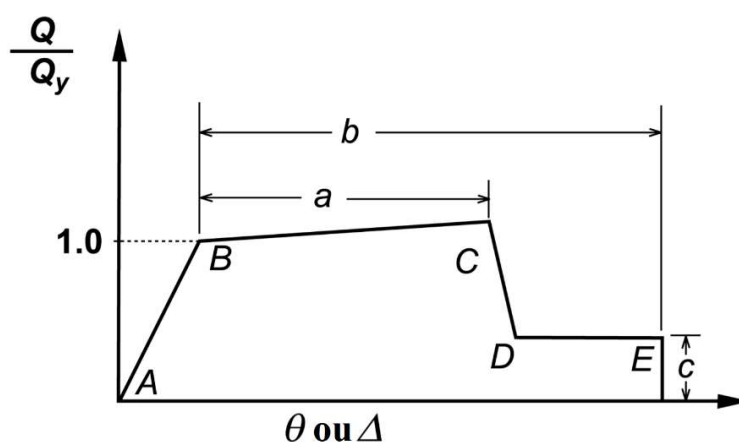
É válido ressaltar que de acordo com a NBR 6118 (ABNT, 2014), a análise plástica da estrutura com a simulação de rótulas plásticas localizadas nas seções críticas pode ser realizada para verificações de estados-limites últimos, de maneira análoga ao modelo de não linearidade concentrada.

5.1.1 Modelagem com não linearidade concentrada

Em modelos com não linearidade concentrada, o comportamento inelástico dos componentes estruturais é concentrado em pontos discretos, denominados rótulas plásticas.

Nestes casos, as propriedades inelásticas das rótulas plásticas são descritas por meio de diagramas de tensão-deformação não lineares definidos por segmentos retos que representam as diferentes fases de comportamento do elemento. A Figura 33 ilustra uma relação tensão-deformação normalizada aplicável a grande parte dos elementos de concreto armado, onde Q_y representa a resistência do elemento, Q representa a solitação aplicada, e θ e Δ as deformações observadas em termos de rotações ou deslocamentos, respectivamente (ASCE, 1996; ASCE, 2000).

Figura 33 - Diagrama tensão-deformação normalizado.



Fonte: Adaptado de FEMA 356 (ASCE, 2000).

Algumas considerações podem ser feitas acerca do diagrama tensão-deformação da Figura 33 (ASCE, 1996):

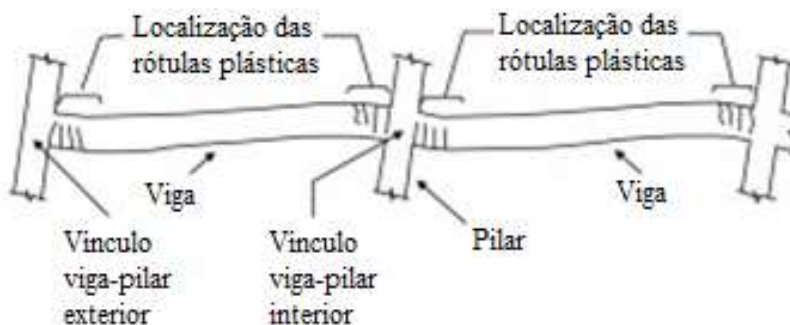
- O ponto A corresponde à condição descarregada do elemento. Durante a análise, é necessário considerar a possibilidade de cargas gravitacionais induzirem esforços e deformações iniciais no modelo da estrutura. Conseqüentemente, é possível que o carregamento lateral tenha início em um ponto diferente da origem A do diagrama;
- A inclinação da reta entre os pontos A e B corresponde à rigidez inicial do elemento, definida a partir da inclinação secante até o ponto de escoamento B. Para componentes comandados por comportamento à flexão, esta rigidez corresponde, aproximadamente, à rigidez fissurada da peça. A rigidez inicial do elemento pode ser obtida com base nos coeficientes apresentados na Tabela 9;
- O ponto B representa a resistência de escoamento do elemento. Usualmente, este valor é inferior à resistência nominal ou última do elemento;
- A inclinação da reta entre os pontos B e C é, geralmente, tomada como um valor entre 5% e 10% da inclinação inicial entre A e B. Neste trecho, manifesta-se o fenômeno de

endurecimento, ou *strain hardening*, observado para grande parte dos componentes de concreto armado;

- O valor da ordenada no ponto C corresponde à capacidade máxima do elemento; a abcissa em C indica a deformação na qual se iniciam as perdas significativas de resistência. A partir desta deformação, a resistência do elemento ao carregamento lateral cíclico de sismo não pode ser garantida;
- A queda na resistência do ponto C ao D representa a falha inicial do elemento, associada à ruptura das armaduras longitudinais, esmagamento do concreto, ou à falha repentina por cisalhamento após o escoamento inicial. A resistência a carregamentos laterais além do ponto C não é confiável, portanto, os componentes primários do sistema estrutural sismo-resistente não devem apresentar deformações além deste ponto;
- A reta entre os pontos D e E representa a resistência residual do elemento, igual ou superior a zero. Este segmento permite a modelagem de componentes que perderam completamente a capacidade de resistência às ações laterais, mas ainda são capazes de sustentar cargas gravitacionais;
- O ponto E define a capacidade máxima de deformação do elemento, ou seja, a falha total. Deformações além deste ponto não são permitidas, pois é verificada perda da capacidade de suporte de cargas gravitacionais. Em casos em que o elemento não apresenta resistência residual, a deformação do ponto E será igual à deformação de C, porém com resistência igual a zero.

Em modelos com não linearidade concentrada, a relação de tensão-deformação é definida para as zonas críticas do elemento, onde é esperado o desenvolvimento do comportamento inelástico do componente. Para sistemas estruturais compostos por pórticos resistentes a forças horizontais, as zonas críticas tendem a se concentrar nas extremidades dos componentes, próximas ao trecho de conexão entre elementos, onde espera-se que os esforços solicitantes sejam superiores quando comparados aos demais trechos do elemento (Figura 34). Além do esforço solicitante e de outros fatores discutidos anteriormente, a formação das rótulas plásticas é regulada pela taxa e posicionamento das armaduras. Como apresentado no Item 5.3, as diretrizes de detalhamento de estruturas sismo-resistentes preconizam que a sequência de plastificação dos elementos da estrutura garanta sua ductilidade, com a formação das rótulas plásticas nas vigas através do detalhamento adequado (PAULAY; PRIESTLEY, 1992).

Figura 34 - Localização das rótulas plásticas na estrutura.



Fonte: Adaptado de Subramanian (2015).

Em pórticos de concreto armado compostos por elementos relativamente esbeltos (que apresentam relação entre a maior dimensão da seção transversal e seu comprimento superior a 5), o comportamento e a capacidade do elemento tendem a ser dominados por esforços de flexão. Assim, o comportamento inelástico de sistemas estruturais desta natureza pode ser adequadamente representado a partir de diagramas do tipo momento-curvatura (ASCE, 1996).

Dentre as documentações publicadas até o momento, o ATC-40 (ASCE, 1996) e a FEMA 356 (ASCE, 2000) foram responsáveis por apresentar de forma objetiva procedimentos de modelagem de rótulas plásticas destinadas à análise não linear de estruturas. Além de fornecer parâmetros numéricos para definição dos diagramas de tensão-deformação de diferentes componentes estruturais de concreto armado, como vigas, pilares, pilares-parede, e lajes planas, estes regulamentos apresentam critérios de aceitabilidade que caracterizam o desempenho dos elementos estruturais.

A NBR 6118 (ABNT, 2014) apresenta um modelo de diagrama momento-curvatura representativo de peças de concreto armado sujeitas à flexão composta. Este diagrama limita-se a abordar a trajetória de deformações até o momento caracterizado pelo estado limite último da seção, sem considerar deformações significativas no domínio pós-plastificação, onde grande parte das deformações inelásticas ocorrem. Além disso, por não se tratar de uma norma diretamente direcionada ao projeto de estruturas sismo-resistentes, o diagrama apresentado não leva em consideração as alterações provocadas na resposta plástica do componente em virtude dos carregamentos cíclicos, como os de sismos.

O desenvolvimento de análises não lineares exige a consideração do comportamento de componentes estruturais até sua capacidade última de deformação. Haja visto que as diretrizes da NBR 6118 (ABNT, 2014) não se aplicam diretamente ao uso em projeto de

edificações para solicitações sísmicas, e tomando conhecimento das limitações do modelo apresentado pela norma brasileira para aplicação em análises não lineares, o diagrama momento-curvatura desta norma não foi considerado para o desenvolvimento do modelo numérico adotado neste trabalho.

Alternativamente, foram adotados como critérios de modelagem os parâmetros dispostos no ATC-40 (ASCE, 1996) para definição dos diagramas momento-curvatura dos elementos estruturais. Esta escolha fundamenta-se no fato de que estes parâmetros integram as recomendações de regulamentos direcionados ao desenvolvimento do modelo numérico da estrutura para uso em análises não lineares. Além disso, também são disponibilizados critérios de aceitabilidade que permitem a avaliação do desempenho do componente estrutural. Vale destacar que o FEMA 356 (ASCE, 2000) adota os mesmos parâmetros numéricos para definição dos diagramas tensão-deformação apresentados pelo regulamento ATC-40 (ASCE, 1996).

De acordo com os regulamentos americanos, os diagramas momento-curvatura de peças de concreto armado são determinados a partir dos parâmetros a , b e c , indicados na Figura 33. Os parâmetros a e b referem-se às deformações ocorridas após o escoamento, isto é, às deformações plásticas. O parâmetro c representa a resistência residual após a redução súbita entre os pontos C e D do diagrama. Os parâmetros a , b e c são definidos numericamente nas tabelas 9-6 (*Modelling Parameters for Nonlinear Procedures – Reinforced Concrete Beams*) e 9-7 (*Modelling Parameters for Nonlinear Procedures – Reinforced Concrete Columns*) do ATC-40 (ASCE, 1996), equivalentes às tabelas 6-7 e 6-8 da FEMA 356 (ASCE, 2000). Em relação à definição de parâmetros para vigas e pilares, nota-se uma diferença importante no que diz respeito à consideração dos esforços axiais para definição do diagrama momento-curvatura, que exercem influência significativa na ductilidade observada para os elementos comprimidos.

As tabelas supracitadas foram elaboradas com base nos resultados de ensaios e estudos publicados por Aycardi *et al.* (1992), Beres *et al.* (1992), CSSC (1994), Pessiki *et al.* (1990), e Qi e Moehle (1991). Estes trabalhos foram examinados e assimilados pela equipe responsável pelo desenvolvimento do ATC-40 (ASCE, 1996). As tabelas 6-7 e 6-8 da FEMA 356 (ASCE, 2000), adotadas para parametrização das rótulas plásticas deste trabalho, são apresentadas no Anexo A.

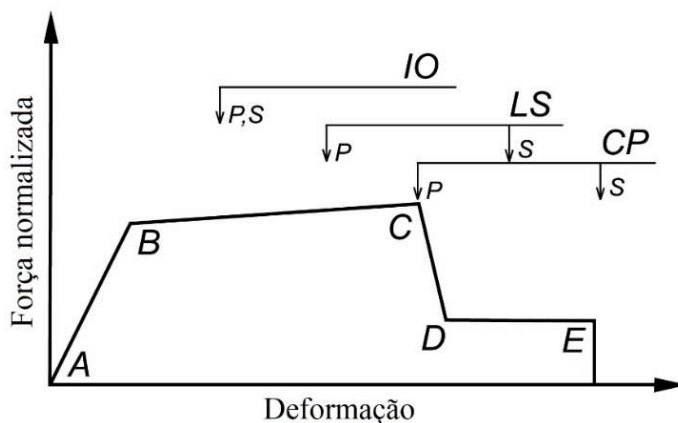
A definição dos parâmetros a , b e c (Tabela AA1 e Tabela AA2) está condicionada a fatores como a quantidade de armadura adotada; o tipo de geometria da seção; a magnitude dos esforços atuantes na seção e solicitantes de projeto; a distribuição da armadura longitudinal na seção transversal; a taxa de armadura transversal; e o tipo de rótula considerada (vigas controladas por flexão ou por cisalhamento, pilares controlados por esforço axial ou por flexão

composta). O diagrama formulado pode ser empregado na simulação da não linearidade física das rótulas plásticas no modelo numérico da estrutura.

Os regulamentos americanos ainda incluem nos diagramas força-deslocamento três pontos correspondentes aos critérios de aceitação do desempenho das estruturas (Figura 35). Estes pontos dividem o diagrama momento-curvatura em três estágios de deformação: Ocupação Imediata (IO), Segurança à Vida (LS) e Prevenção ao Colapso (CP). Estes estágios de deformação podem ser associados aos níveis de desempenho estrutural definidos no Item 4.2.1 conforme o Quadro 5.

A partir dos pontos indicados, o nível de desempenho de cada componente estrutural é determinado de acordo com as deformações plásticas observadas. Considera-se que um nível de desempenho estrutural é ultrapassado quando ao menos um componente da estrutura tenha atingido um nível de desempenho superior. Os níveis de desempenho estrutural estão listados no Item 4.2.3 (ASCE, 1996). Na Figura 35, P indica as deformações limite associadas aos elementos primários, e S, aos elementos secundários, conforme os critérios apresentados em 4.2.1.2.

Figura 35 - Critérios de aceitabilidade para deformações de componentes estruturais.



Fonte: Adaptado de FEMA 356 (ASCE, 2000).

Quadro 5 - Correlação entre deformação e desempenho estrutural.

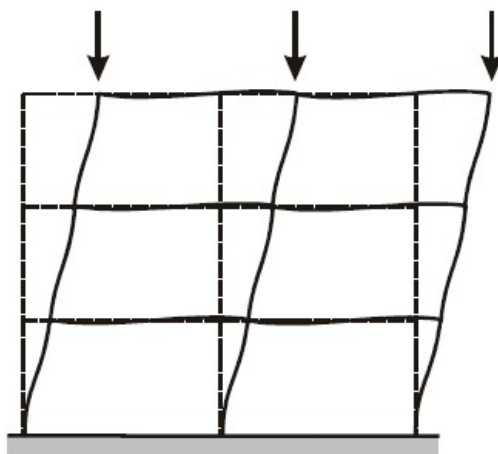
Nível de deformações FEMA 356 (ASCE, 2000)	Nível de desempenho estrutural ATC-40 (ASCE, 1996)
IO Ocupação imediata	SP-1 Ocupação imediata
LS Segurança à vida	SP-3 Segurança à vida
CP Prevenção ao colapso	SP-5 Estabilidade estrutural

Fonte: Autor (2019).

5.2 NÃO LINEARIDADE GEOMÉTRICA

Efeitos de não linearidade geométrica são causados pela atuação de cargas gravitacionais na configuração deformada da estrutura. Cargas laterais, quando aplicadas sobre a estrutura, levam a deformações horizontais. Cargas verticais, antes com o ponto de aplicação centrado nos elementos verticais, passam a ter uma excentricidade em relação ao apoio inferior (Figura 36). Este fenômeno resulta em um acréscimo das forças internas nos componentes estruturais, que pode influenciar significativamente a resposta da estrutura quando submetida a deslocamentos horizontais expressivos (DEIERLEIN *et al.*, 2010).

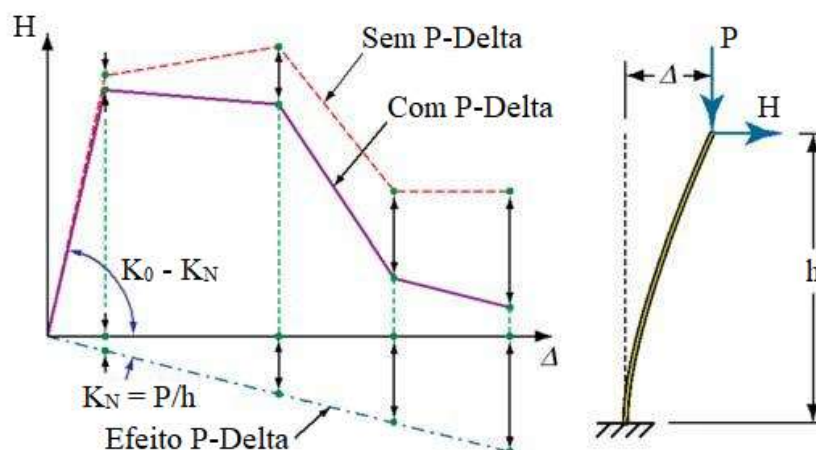
Figura 36 - Efeito das cargas verticais na configuração deformada da estrutura.



Fonte: Deierlein *et al.* (2010).

Deierlein *et al.* (2010) apontam que os efeitos da NLG devem ser incluídos na análise da estrutura, visto que a não linearidade geométrica pode levar à perda de resistência lateral, ao acúmulo de deformações residuais decorrentes de carregamentos cíclicos, e à instabilidade dinâmica da estrutura. Os regulamentos ATC-40 (ASCE, 1996) e FEMA 356 (ASCE, 2000) orientam que os efeitos da não linearidade geométrica sejam incorporados na análise, sobretudo durante a execução de análises não lineares. Para tal, uma das alternativas apresentadas consiste no emprego do processo P-Delta. A Figura 37 ilustra a variação da rigidez lateral resultante da consideração da não linearidade geométrica através do processo P-Delta na análise não linear do sistema estrutural considerado.

Figura 37 - Curva de força-deformação com e sem o efeito P-Delta.



Fonte: Adaptado de Deierlein *et al.* (2010).

O SAP2000 permite modelar os efeitos da não linearidade geométrica provocada pelos deslocamentos horizontais diretamente pelo processo P-Delta adaptado para aplicação nas análises estáticas não lineares. O emprego do processo na análise *Pushover* não resulta em um aumento significativo na demanda computacional, sendo capaz de manter a precisão da análise para deslocamentos horizontais relativos de até 10% (POWELL, 2010). Neste trabalho, a não linearidade geométrica foi considerada diretamente na análise *Pushover* por meio do processo P-Delta.

5.3 DUCTILIDADE EM ESTRUTURAS

A ductilidade é uma propriedade de estruturas de concreto armado intimamente associada ao comportamento não linear dos seus elementos. O conceito de ductilidade envolve a capacidade da estrutura ou de seus componentes de suportar deformações no domínio inelástico antes de ruir. Conforme Paulay e Priestley (1992), a ductilidade (μ) pode ser definida como a razão entre a deformação imposta (Δ) em qualquer instante e a deformação observada no início do escoamento (Δ_y), de acordo com a Equação 28:

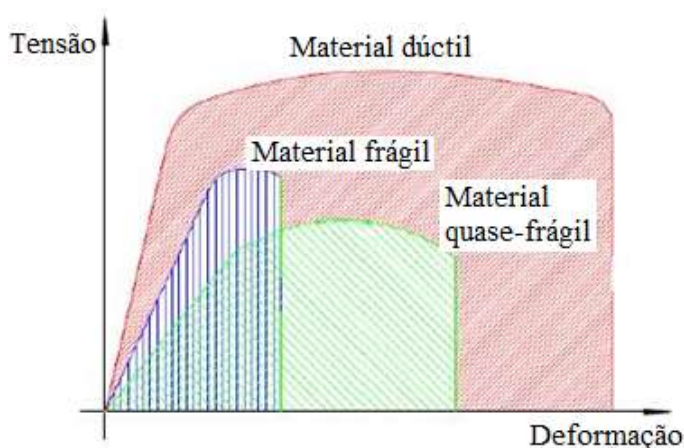
$$\mu = \frac{\Delta}{\Delta_y} \geq 1 \quad (28)$$

Deformações podem ser expressas em termos de tensões, curvaturas, rotações ou deslocamentos. A deformação imposta pode ser associada à deformação última ou potencial (Δ_u) que a estrutura é capaz de suportar, ou à deformação máxima (Δ_m) imposta pelo sismo. Ao

observar a ductilidade apresentada pela estrutura, é necessário garantir que a ductilidade máxima imposta pelo evento sísmico (μ_m) não ultrapasse a ductilidade potencial do sistema (μ_u), assegurando que o valor de μ seja sempre maior ou igual a 1. Quanto maior a ductilidade μ , maior a incursão da peça ou estrutura no domínio inelástico, e maior o dano estrutural observado (PAULAY; PRIESTLEY, 1992).

Para estruturas, o conceito de ductilidade aplica-se ao material, à seção transversal dos elementos e ao conjunto. Cada material apresenta propriedades distintas em relação à ductilidade, sendo que o comportamento dúctil do elemento estrutural pode ser desenvolvido somente em casos em que materiais constituintes apresentem ductilidade. A Figura 38 apresenta o comportamento de diferentes materiais quanto à ductilidade em um diagrama de tensões-deformações.

Figura 38 - Comparação do comportamento de diferentes materiais.



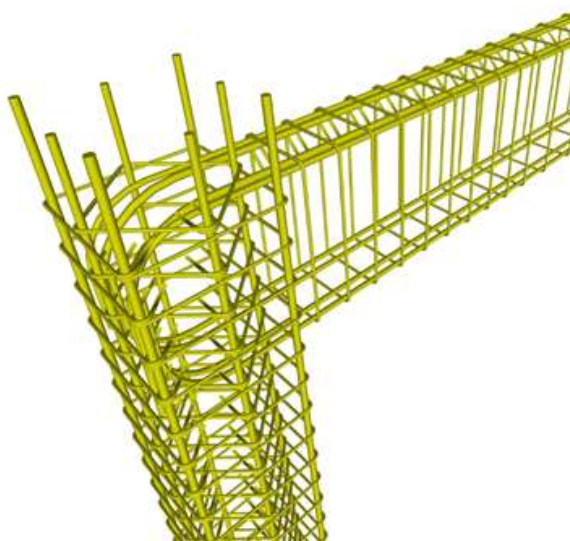
Fonte: Adaptado de Guerrante (2006, *apud* AZEVEDO, 2016).

Em relação a materiais que compõem estruturas de concreto armado, o aço apresenta comportamento dúctil satisfatório, enquanto o concreto comporta-se essencialmente de maneira frágil. Ademais, o aço é capaz de suportar ciclos de carregamentos sob altas deformações sem apresentar perdas de resistência significativas. Assim, a ductilidade das seções de concreto armado depende não somente das propriedades dos materiais empregados, mas também, e principalmente, da taxa e disposição das barras de aço ao longo da seção transversal. Por fim, a ductilidade global representa a capacidade do sistema estrutural de absorver deformações sem atingir o colapso, sendo essencial para que a estrutura possa absorver a energia imposta pela solicitação sísmica através de deformações (PAULAY; PRIESTLEY, 1992). Chen e Scawthorn (2003) destacam que o concreto armado pode assumir um comportamento essencialmente frágil

ou apresentar uma grande capacidade de dissipação de energia através de sua deformação dúctil, a depender da taxa e distribuição das armaduras ao longo da sua seção transversal.

Frente às incertezas que envolvem a intensidade da solicitação provocada por tremores de terra, grande parte das instruções normativas internacionais recentes recomendam que o projeto de estruturas de concreto armado seja capaz de garantir a ductilidade e a capacidade de dissipação de energia da estrutura. Tratam-se de requisitos essenciais para a preservação da vida humana, ante à necessidade de que a estrutura seja capaz de suporte abalos sísmicos sem colapsar. Dessa maneira, o objetivo primário do detalhamento de estruturas de concreto armado sismo-resistentes é garantir que a associação destes materiais resulte em um componente dúctil da estrutura (PAULAY; PRIESTLEY, 1992). A Figura 39 exemplifica este tipo de detalhamento, sendo observadas elevadas taxas de armadura para a zona de encontros de elementos do pórtico sismo-resistente. Nota-se também a presença de estribos internos complementares nos pilares, responsáveis por melhorar o efeito de confinamento, resultando no aumento da ductilidade do conjunto.

Figura 39 - Concentração de armaduras na zona de encontro de elementos.



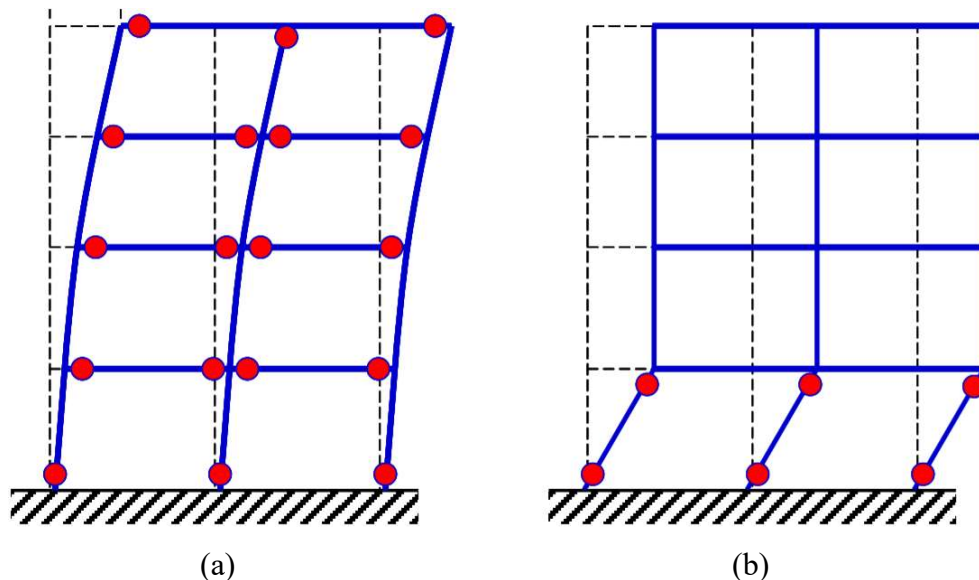
Fonte: Konstandinidis (2014).

Além da influência da taxa e posicionamento da armadura dos componentes, a relação entre a rigidez de seus elementos também apresenta influência sobre a ductilidade da estrutura. Em relação a pórticos de concreto armado, Peña (2012) destaca que é fundamental para a manutenção da segurança da estrutura que as deformações plásticas ocorram nas vigas, e não nos pilares – o que caracteriza uma concepção denominada pilar forte-viga fraca, responsável por garantir boa ductilidade à estrutura (Figura 40a). Na prática, este princípio implica no uso

de pilares cujo momento de plastificação é superior ao das vigas, o que resulta em vigas com altura da seção transversal inferior à adotada para os pilares.

Caso o edifício apresente pilares flexíveis com vigas rígidas, a plastificação tende a ocorrer nos pilares, concentrando os deslocamentos em um ou poucos pavimentos, o que caracteriza o fenômeno chamado *soft-storey* ou pavimento fraco (Figura 40b). Este mecanismo de falha local prejudica a ductilidade da estrutura, podendo resultar no seu colapso prematuro. É possível concluir, portanto, que o modelo de pilar forte-viga fraca permite distribuir os deslocamentos de forma mais uniforme sobre todos os pavimentos, diminuindo o dano localizado (AZEVEDO, 2016).

Figura 40 - Tipos de mecanismos de falha da estrutura: (a) pilar forte-viga fraca; (b) pavimento fraco.



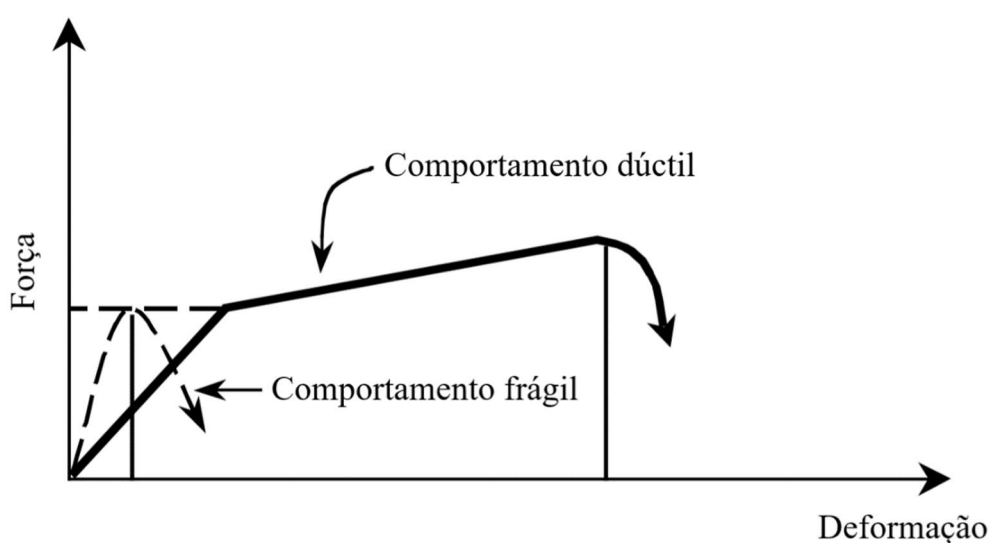
Fonte: Lieping e Zhe (2009).

Chen e Scawthorn (2003) destacam que a capacidade de dissipação de energia exerce mais influência que a resistência estrutural sobre a capacidade da estrutura de resistir aos sismos. No domínio linear de deformações, a capacidade da estrutura de absorver energia é proporcional à força aplicada. Contudo, caso a ação sísmica imposta sobre a estrutura supere significativamente aquela prevista nas normas de projeto, a deformação excede em muito o ponto de escoamento da estrutura. Nestes casos, o desempenho da estrutura está relacionado às propriedades pós-escoamento. Caso não haja ductilidade ou caminhos alternativos para as tensões, a ação contínua do terremoto pode culminar no colapso da estrutura. Por outro lado, caso a estrutura apresente ductilidade, reserva de capacidade de absorver energia na forma de

deformações inelásticas, e caminhos alternativos mais resistentes para as tensões, existe a possibilidade de esta resistir ao sismo, mesmo que este exceda a intensidade prevista em projeto.

A Figura 41 apresenta um diagrama hipotético de força por deslocamento de dois elementos ou estruturas cujo escoamento ocorre para um mesmo ponto. A área sob a curva representa a energia necessária para atingir a falha. Constata-se que a capacidade de absorver energia é maior para o elemento dúctil, apesar de ambos apresentarem valores de resistência semelhantes (CHEN; SCAWTHORN, 2003).

Figura 41 - Comportamento dúctil vs. frágil



Fonte: Adaptado de Chen e Scawthorn (2003).

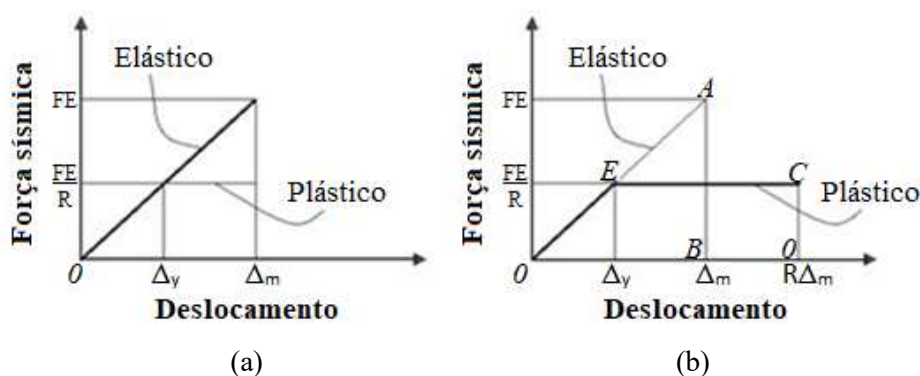
Projetos de estruturas desenhados para responder no domínio elástico sob ação de forças sísmicas podem significar custos de projeto excessivamente elevados aliados a baixas eficiências. Assim, com a intenção de obter benefícios a partir do comportamento não linear dos materiais e da sua capacidade de deformação para além do seu limite elástico, normas de projeto sísmo-resistentes, incluindo a NBR 15421 (ABNT, 2006), apresentam fatores de dissipação de energia (ou coeficientes de modificação da resposta – R), a fim de possibilitar a redução das forças sísmicas de projeto. Isto é possível devido à ideia de que a energia sísmica aplicada é dissipada por meio da ductilidade disponível dos componentes da estrutura, que permite a ocorrência de deformações consideráveis além dos limites elásticos sob ciclos de carga alternada durante um evento sísmico sem apresentar riscos de colapso ou à segurança dos ocupantes. Posto que deformações plásticas da estrutura não são contabilizadas de forma direta nas análises lineares, normas de projeto sísmo-resistentes permitem o uso dos fatores de

dissipação de energia a fim de que os resultados de esforços obtidos levem em consideração a contribuição favorável dos fenômenos não lineares presentes na estrutura.

A norma brasileira NBR 15421 (ABNT, 2006) apresenta valores de R em sua Tabela 8.1, em função do sistema básico sismo-resistente da estrutura. Evidentemente, o uso de fatores de dissipação de energia pressupõem o bom comportamento de todos os elementos estruturais e o bom desempenho da estrutura que, neste caso, deve ser submetida a uma distribuição uniforme de rótulas plásticas ao longo da estrutura, evitando a formação de mecanismos de colapso prematuro, como a formação de pavimentos fracos, e à disponibilidade de ductilidade em todos os elementos estruturais, principalmente nas zonas críticas. Assim sendo, regulamentos sismo-resistentes que permitem análises lineares com uso dos coeficientes modificadores de resposta apontam diversas disposições construtivas a fim de assegurar um comportamento estrutural satisfatório sob ações sísmicas intensas. Estes estão essencialmente focados em atribuir características de resistência e ductilidade à estrutura, suficientes para assegurar que a dissipação histerética de energia ocorra de forma estável, e de maneira a garantir que o grau e distribuição do dano estrutural não resulte na ocorrência de colapsos globais ou localizados (COUTINHO, 2008).

A maioria dos valores de coeficientes de modificação de resposta prescritos por normas sismo-resistentes tem como base a proposta de Newmark e Hall (1982) (Figura 42). Para períodos longos (Figura 42a), considerando que a estrutura se comporta elasticamente sob a ação de uma força FE , e que se deforma Δ_m , enquanto apresenta comportamento plástico, a estrutura atinge o mesmo deslocamento para uma força reduzida FE/R . Para períodos curtos (Figura 42b), a proposta é embasada na teoria das energias equivalentes, onde a energia do sistema elástico (área do triângulo OAB) é equivalente à energia do sistema plástico (área do trapézio OEC).

Figura 42 - Determinação do coeficiente R : (a) períodos longos; (b) períodos curtos.



Fonte: Adaptado de Newmark e Hall (1982).

Para períodos longos e períodos curtos, o coeficiente R pode ser relacionado com a ductilidade μ , respectivamente, pelas Equações 29 e 30:

$$\mu = \frac{\Delta_m}{\Delta_y} = R \quad (29)$$

$$\mu = \frac{\Delta_m}{\Delta_y} = \frac{R^2 + 1}{2} \quad (30)$$

Com base nas equações anteriores, são obtidas as expressões que servem de base para a definição do valor do coeficiente de dissipação de energia R em diversas normas, incluindo a NBR 15421 (ABNT, 2006):

- Para períodos longos ($T > 0,5$ s) $\rightarrow R = \mu$
- Para períodos curtos ($T \leq 0,5$ s) $\rightarrow R = \sqrt{2\mu - 1}$

O emprego da análise estática não linear *Pushover* permite a estimativa da capacidade da estrutura com sua incursão no ramo inelástico de deformações. Desse modo, a ductilidade e os fenômenos de plastificação dos componentes estruturais são concebidos diretamente no modelo estrutural adotado, o que dispensa o uso dos fatores de dissipação de energia sobre a demanda, como o coeficiente R proposto pela NBR 15421 (ABNT, 2006). No Método do Espectro de Capacidade, os efeitos da dissipação de energia decorrentes da plastificação dos componentes sobre o amortecimento da estrutura devem ser considerados no processo de redução dos espectros de resposta de demanda, conforme o procedimento exposto no Item 4.1.2.

6. FERRAMENTAS COMPUTACIONAIS

A aplicação de métodos de análise estrutural avançada torna-se inviável sem o auxílio de ferramentas computacionais. No desenvolvimento do estudo numérico deste trabalho, utilizou-se o programa SAP2000 v18.2.0, desenvolvido pela *Computers and Structures, Inc.* (CSI, 2016).

6.1 SAP2000

Structural Analysis Program, ou SAP2000, é um programa baseado no método de elementos finitos com interface gráfica 3D orientada a objetos desenvolvido com o objetivo realizar de maneira totalmente integrada a modelagem, análise e dimensionamento de diversos conjuntos de problemas da engenharia estrutural (CSI, 2016).

A fim de desenvolver uma análise no programa, é necessário, primeiramente, criar um modelo do sistema estrutural para analisar e projetar a edificação. O processo de modelagem numérica e as hipóteses adotadas para a estrutura modelo deste trabalho são abordados detalhadamente no Item 7.4. Na sequência, para a análise da estrutura, o SAP2000 (CSI, 2016) dispõe de vários modelos de análise, que incluem análises do tipo estática, dinâmica modal, dinâmica espectral e análises não lineares.

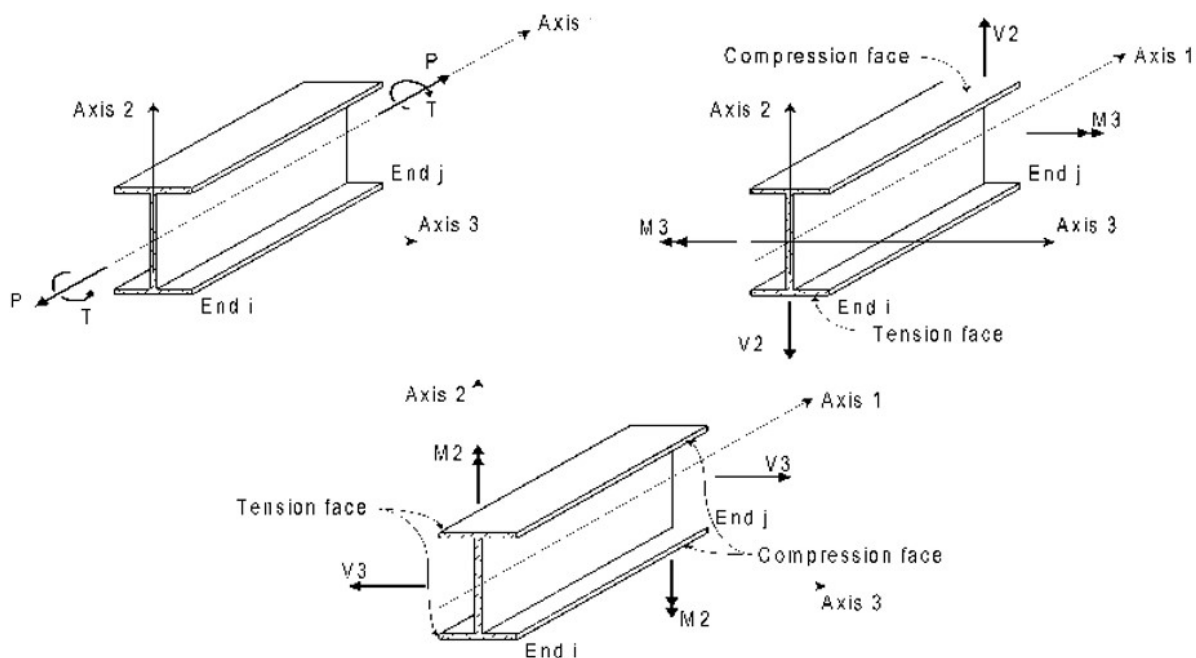
No tocante à análise estática não linear, o SAP2000 (CSI, 2016) adota a análise *Pushover*, onde a estrutura é submetida a cargas monotônicas laterais incrementais, com registro dos deslocamentos horizontais obtidos no ponto de controle para cada iteração, como caracterizado em 3.2.1. Esta análise resulta na curva de capacidade da estrutura, que fornece uma percepção da capacidade resistente da estrutura frente a ações horizontais. A cada passo da análise é registrado também o estado de tensões e deformações da estrutura, para que seja possível avaliar a estrutura submetida a diferentes níveis de demanda e deslocamentos, estimados por qualquer um dos métodos de análise estática não linear apresentados no Capítulo 4.

A seguir são descritas as características dos elementos adotados na modelagem numérica da estrutura modelo deste trabalho.

6.1.1 Elemento tipo barra (*frame*)

Para discretização dos elementos lineares da estrutura, como vigas e pilares, empregou-se elementos finitos de dois nós, tipo barra ou elemento de pórtico. Cada nó deste elemento dispõe de seis graus de liberdade, sendo três translações e três rotações. Os elementos tipo barra permitem deslocamento e deformações finitas, e as forças externas atuam somente sobre seus nós, tornando-os adequados para a representação de elementos estruturais como pilares, vigas e nervuras de laje (CSI, 2016). A Figura 43 ilustra a convenção de sinais para os esforços internos do elemento tipo *frame*.

Figura 43 - Convenção de sinais para elementos tipo barra.



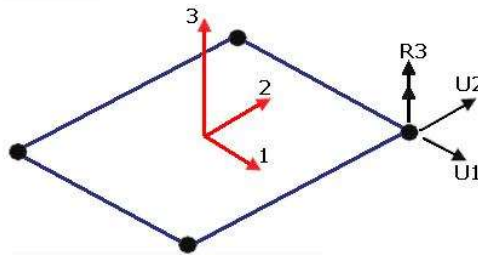
Fonte: CSI *Analysis Reference Manual* (CSI, 2016).

Para cálculo da resposta modal da estrutura, é importante definir com precisão o valor e a distribuição de toda a massa do edifício. Nos elementos tipo barra, a massa é calculada pelo SAP2000 (CSI, 2016) por meio da integração do produto da massa específica do material pela área da seção transversal configurada para o elemento ao longo do seu comprimento.

6.1.2 Elemento tipo superfície (*membrane*)

Os elementos tipo superfície possuem três graus de liberdade por nó, sendo duas translações em relação aos eixos 1 e 2 e uma rotação em relação ao eixo 3 (Figura 44). Adota-se este tipo de elemento para a simulação de lajes de concreto. Pode-se considerar a superfície como homogênea ou composta por camadas sobrepostas, cada uma com propriedades homogêneas (CSI, 2016).

Figura 44 - Elemento tipo superfície.

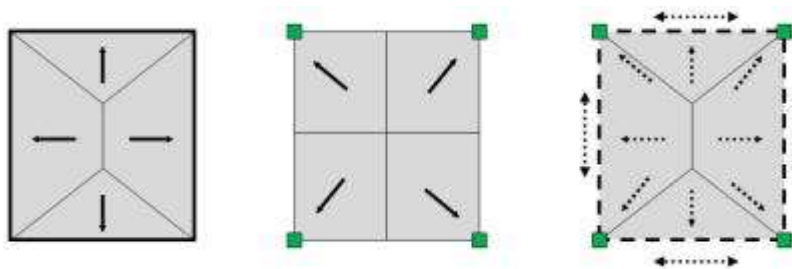


Fonte: *CSI Analysis Reference Manual* (CSI, 2016).

O elemento tipo superfície não apresenta rigidez nas direções fora de seu plano, o que implica na falta de contribuição para a rigidez global da estrutura em análise. No entanto, sua contribuição é considerada através de uma hipótese de diafragma rígido. Como apresentado no item 7.4, essa hipótese considera as lajes infinitamente rígidas no plano, assegurando um comportamento mais adequado da estrutura em relação aos deslocamentos horizontais.

A massa dos elementos tipo superfície é calculada pela multiplicação da massa específica do material pela espessura do elemento. Posteriormente, a massa é distribuída para os nós ou elementos tipo barra pelo processo da área tributária (Figura 45) (CSI, 2016).

Figura 45 - Transferência de cargas pelo processo da área tributária.



Fonte: *CSI Analysis Reference Manual* (CSI, 2016).

7. DESCRIÇÃO E MODELAGEM NUMÉRICA DA ESTRUTURA

A avaliação do desempenho sísmico proposta neste trabalho adota como base a aplicação da análise *Pushover* sobre uma estrutura modelo, a fim de representar uma gama de edifícios comuns no contexto predial brasileiro. Neste capítulo, são descritas as características da estrutura adotada, definindo-se os materiais empregados e suas respectivas propriedades mecânicas, as dimensões dos componentes estruturais, as ações e combinações consideradas, os critérios de modelagem numérica adotados e as modificações propostas ao modelo base.

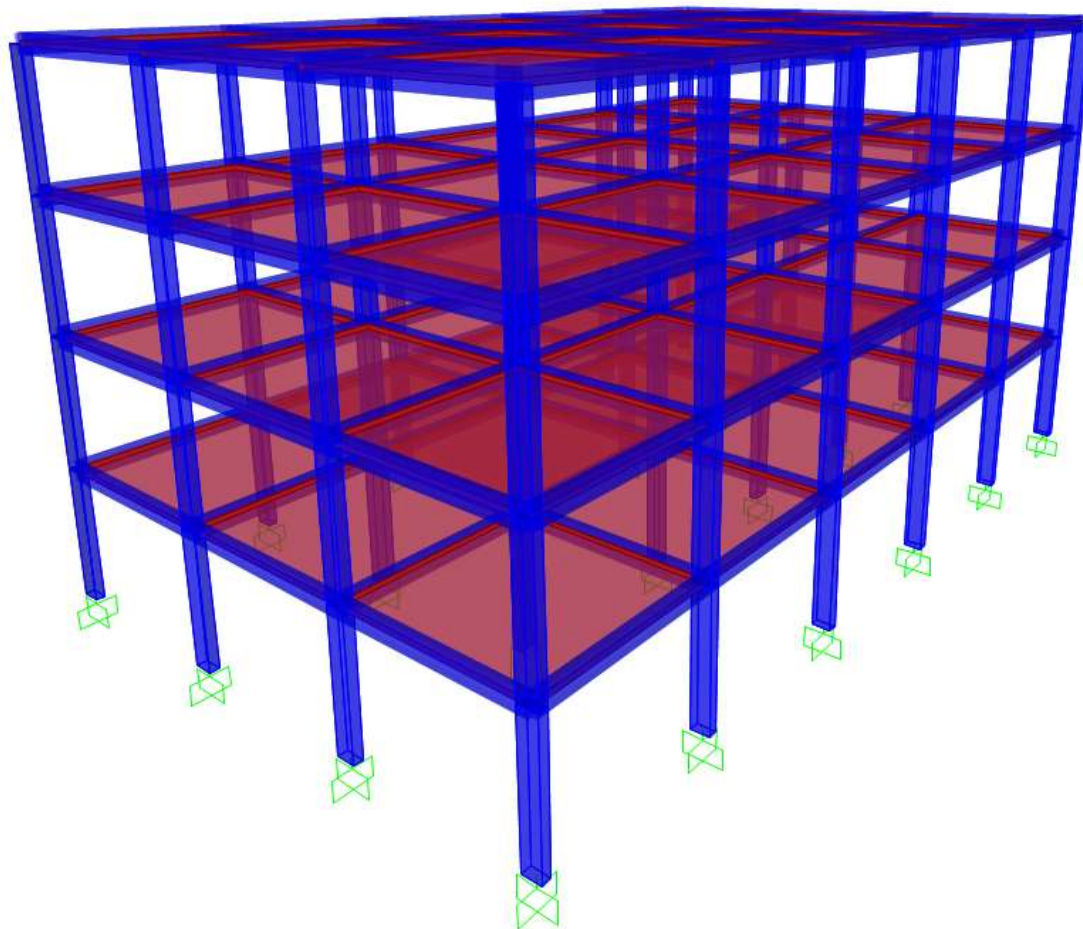
7.1 ESTRUTURA MODELO

O modelo adotado baseia-se em uma das estruturas propostas por Miranda (2010), empregadas na avaliação da vulnerabilidade sísmica através do método de Hirose, adaptado ao contexto predial brasileiro. O modelo utilizado foi complementado com as contribuições de Castillo (2018), que desenvolveu, com base nos modelos de Miranda (2010), uma avaliação do risco sísmico para estruturas no Brasil.

A estrutura adotada possui área total de 1078,65 m², distribuída em quatro pavimentos de formato retangular de área aproximada equivalente a 269,66 m². O edifício não possui irregularidades horizontais nem verticais, sendo simétrico em planta em relação a seus dois eixos principais. A altura entre pavimentos é de 2,80 m, e os vãos livres medem 4,05 m.

A Figura 46 apresenta o pórtico tridimensional representativo do modelo numérico formulado para a estrutura. A estrutura é composta por vigas e pilares de concreto armado. Todos os pilares possuem seções transversais de 20 x 40 cm, e todas as vigas seções transversais de 15 x 40 cm. Os elementos apresentam diferenças relativas à taxa e distribuição das armaduras detalhadas para a seção transversal. As lajes, também em concreto armado, possuem espessura de 10 cm.

Figura 46 - Pórtico da estrutura modelo.



Fonte: SAP2000 (CSI, 2016).

A taxa e configuração das armaduras na seção transversal dos elementos são fatores que regulam o comportamento não linear dos componentes de concreto armado. Visto que o dimensionamento da estrutura não é um dos objetivos deste trabalho, o detalhamento das armaduras longitudinais e transversais de cada pilar e viga do edifício foram definidos com base no dimensionamento da estrutura modelo realizado por Castillo (2018). O Apêndice B apresenta a taxa e a distribuição das armaduras para cada tipo de seção transversal, assim como a respectiva posição de cada elemento na configuração estrutural do edifício.

O cobrimento das armaduras influencia no comportamento não linear do elemento, visto que regula a posição das armaduras na seção transversal. Neste trabalho, foi adotado um cobrimento nominal de 3 cm para todas as peças estruturais, em conformidade com a exigência mínima especificada para a Classe de Agressividade Ambiental II da NBR 6118 (ABNT, 2014), aplicável a ambientes urbanos com moderada agressividade ambiental, caso de grande parte das edificações no Brasil.

7.2 PROPRIEDADES DOS MATERIAIS ADOTADOS

O concreto adotado para a estrutura possui resistência à compressão (f_{ck}) de 30 MPa, correspondente à classe C30. O aço de categoria CA-50 foi adotado para as armaduras longitudinais e os estribos são compostos por aço CA-60. As propriedades físicas e mecânicas dos materiais adotados neste trabalho foram obtidas de acordo com as prescrições das normas brasileiras NBR 6118 (ABNT, 2014) e NBR 7480 (ABNT, 2007). Os valores adotados para as propriedades do concreto e dos aços estão listados, respectivamente, nas Tabela 10 e Tabela 11.

Tabela 10 - Propriedades do concreto.

Material	Concreto
Classe	C30
f_{ck}	30 MPa
f_{cd}	21,43 MPa
Massa específica	2500 kg/m ³
Módulo de elasticidade secante	26,838 GPa

Fonte: Autor (2019).

Tabela 11 - Propriedades do aço.

Material	Aço	
Classe	CA-50	CA-60
f_{yk}	500 MPa	600 MPa
f_{yd}	434,78 MPa	521,74 MPa
Massa específica	7850 kg/m ³	7850 kg/m ³
Módulo de elasticidade	210 GPa	210 GPa

Fonte: Autor (2019).

As resistências de projeto do concreto (f_{cd}) e do aço (f_{yd}) foram determinadas adotando coeficientes de minoração das resistências de 1,4 e 1,15, respectivamente, de acordo com o especificado na Tabela 12.1 da NBR 6118 (ABNT, 2014).

7.3 AÇÕES CONSIDERADAS

As ações consideradas no projeto de edifícios costumam ser classificadas em ações permanentes, ações variáveis e ações excepcionais.

Ações permanentes são compostas por cargas de peso-próprio que compõem o edifício, incluindo o peso de equipamentos fixos. Cargas de peso-próprio, em geral, são calculadas de acordo com o volume dos elementos e o peso específico do material que o

compõe. O peso-próprio da estrutura é calculado pelo SAP2000 de acordo com o volume de cada elemento, sua geometria, e o peso específico configurado para o material que o compõe.

Sobre todas as vigas, exceto as vigas do pavimento de cobertura, foram posicionadas alvenarias de vedação compostas por tijolos furados, com 15 cm de espessura e 240 cm de altura. Considerando um peso específico de 13 kN/m^3 , as paredes de vedação resultam em uma carga linear de $4,68 \text{ kN/m}$ sobre as vigas. Foi acrescentada uma carga permanente distribuída ao longo de todas as lajes com valor de $1,0 \text{ kN/m}^2$, correspondente às cargas de revestimento das lajes de piso e cobertura. Os pesos específicos considerados para os materiais foram adotados com base na NBR 6120 (ABNT, 1980).

Além das ações permanentes, foi prevista uma carga acidental distribuída de $2,0 \text{ kN/m}^2$ sobre todas as lajes, exceto para a laje de cobertura, decorrentes do uso da edificação como edifício residencial ou comercial para escritórios. A laje de cobertura recebe uma carga acidental de $0,5 \text{ kN/m}^2$, visto que a laje em questão se enquadra na categoria de cobertura sem acesso ao público. Novamente, os valores adotados estão de acordo com a NBR 6120 (ABNT, 1980).

A NBR 6118 – Projeto de estruturas de concreto (ABNT, 2014) e a NBR 8681 – Ações e segurança nas estruturas (ABNT, 2003) classificam ações sísmicas como ações excepcionais. A aplicação das solicitações decorrentes de ações excepcionais é feita apenas para as combinações últimas excepcionais. Os coeficientes de ponderação de ações prescritos pela NBR 8681 (ABNT, 2003) para as combinações excepcionais são:

- $\gamma_g = 1,2$ – para ações permanentes, como peso-próprio da estrutura, revestimentos, paredes de alvenaria, dentre outros;
- $\gamma_q = 1,0$ – para ações variáveis;
- $\gamma_{exc} = 1,0$ – para ações excepcionais, como a ação sísmica;

Ações variáveis recebem fatores de combinação a fim de que seja considerada a probabilidade de ocorrência simultânea de múltiplas ações variáveis em uma mesma combinação de ações. A NBR 8681 (ABNT, 2003) prescreve um fator de combinação (ψ_0) de 0,7 para a carga variável de multidão distribuída sobre as lajes. A ação sísmica não recebe fatores de combinação, já que é a principal ação das combinações últimas excepcionais, devendo ser considerada em seu valor integral. Ações excepcionais, como sismo e incêndio, são consideradas como não simultâneas pela norma, portanto não há necessidade de associá-las simultaneamente em uma mesma combinação.

Apesar das ações de vento não serem do tipo excepcional, normas americanas como o ATC-40 (ASCE, 1996), UBC (ICBO, 1997) e ASCE/SEI 41-17 (ASCE, 2017) permitem considerar as ações de vento e sismos como não simultâneas. Tanto a NBR 8681 (ABNT, 2003) quanto a NBR 15421 (ABNT, 2006) não trazem observações específicas para as ações de vento em combinações excepcionais, sendo combinadas às demais ações como uma ação variável qualquer. Devido à baixa probabilidade de ocorrência simultânea de ventos com períodos de retornos elevados e um evento sísmico no território brasileiro, e considerando-se as recomendações das normas internacionais e da prática de projetos sismo-resistentes, este trabalho optou por desconsiderar a ação do vento para aplicação nas combinações últimas excepcionais em conjunto às ações de sismo.

A combinação final de ações para o caso excepcional considerada para avaliação sísmica da estrutura pela análise *Pushover* é feita de acordo com a Equação 31:

$$F_d = \gamma_g F_g + F_Q + \gamma_q \psi_0 F_q$$

$$F_d = 1,2 F_g + F_Q + 0,7 F_q \quad (31)$$

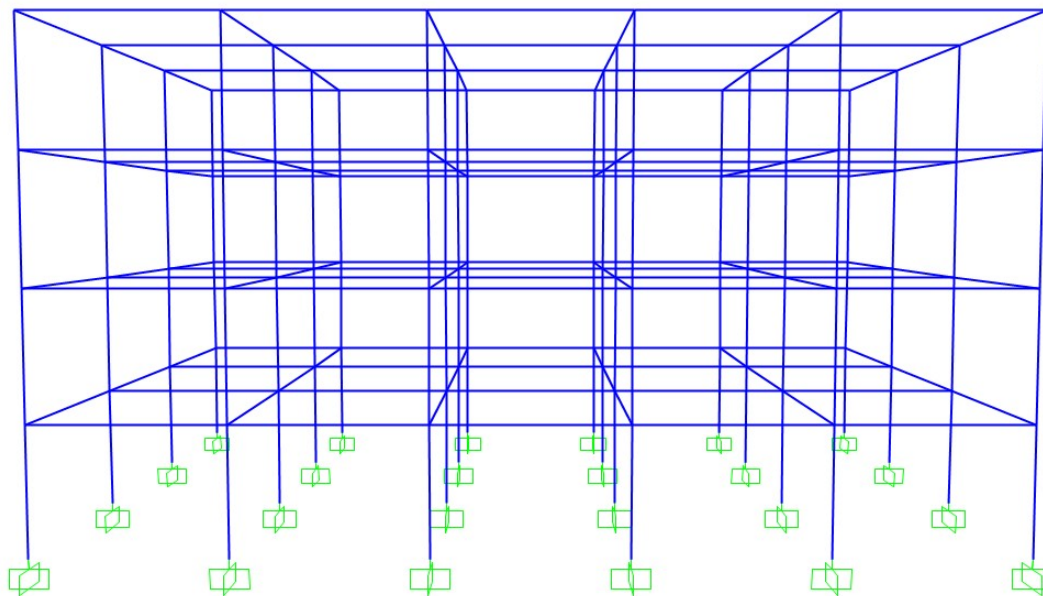
Onde F_d é o somatório de todas as ações aplicadas à estrutura, F_g e F_q correspondem, respectivamente, à soma de todas as cargas permanentes e variáveis, e F_Q é a ação sísmica que atua sobre a estrutura.

O peso do edifício considerado para a análise modal foi calculado pela soma de todas as cargas permanentes atuantes na estrutura (peso da estrutura, das alvenarias e do revestimento dos pisos), sem o uso de coeficientes de ponderação ou fatores de combinação, conforme recomendação da NBR 15421 (ABNT, 2006).

7.4 MODELO COMPUTACIONAL

O modelo numérico da estrutura foi desenvolvido na plataforma de análise computacional SAP2000. O modelo foi composto por elementos do tipo barra (*frame*), para discretização dos pilares e vigas, e tipo superfície (*membrane*), para as lajes, conforme conteúdo apresentado no Capítulo 6. A Figura 47 demonstra a representação gráfica do modelo de pórtico unifilar da estrutura.

Figura 47 - Pórtico unifilar da modelo da estrutura.



Fonte: SAP2000 (CSI, 2016).

A rigidez de cada componente da estrutura foi calculada pelo SAP2000 de acordo com a geometria da seção transversal e das propriedades mecânicas do material que compõe o elemento.

O processo de modelagem e discretização numérica da estrutura envolve o emprego de hipóteses simplificadores que permitam que o modelo se torne menos robusto ou complexo, tanto para facilitar o processo de desenvolvimento e parametrização do modelo quanto para reduzir o esforço computacional necessário à análise numérica. Todavia, as simplificações adotadas não devem comprometer significativamente a precisão dos resultados ou assumir posições desfavoráveis à segurança.

Quando submetidas à ação de forças horizontais, como os sismos, lajes e vigas apresentam comportamento próximo ao de um diafragma rígido, sem deformações axiais significativas. Como consequência, os nós de vigas e pilares situados no plano da laje se deslocam horizontalmente em conjunto sob ações horizontais, sem apresentar deslocamentos diferenciais entre si. Esta restrição ao movimento resulta na distribuição das forças aplicadas em cada elevação ao longo de todo o pavimento. A NBR 15421 (ABNT, 2006) permite que diafragmas de concreto que apresentem relação entre vão e profundidade menor que 3 e não apresentem irregularidades estruturais no plano possam ser modelados como rígidos. Este critério também é adotado pelos regulamentos americanos, como o ASCE 7-10 (ASCE, 2010). Portanto, os diafragmas do modelo foram considerados como rígidos, impondo uma restrição à movimentação diferencial dos nós da estrutura no plano das lajes.

O comportamento assumido para as fundações durante o evento sísmico influencia significativamente a resposta sísmica da estrutura. Normas de projeto sismo-resistente, como a NBR 15421 (ABNT, 2006), permitem considerar os vínculos de apoio das fundações como engastes rígidos. Vale destacar que o uso de vínculos flexíveis com parâmetros imprecisos pode sobrestimar expressivamente a capacidade de absorção sísmica da estrutura. Entende-se que um modelo numérico preciso deva considerar os efeitos da interação solo-estrutura na resposta do edifício. No entanto, como os objetivos deste trabalho envolvem o estudo de resposta sísmica da superestrutura, sem incluir estudos específicos para o comportamento de fundações, assumiu-se os modelos de apoio da estrutura como vínculos de engaste perfeito, a favor da segurança.

A modelagem do comportamento não linear de estruturas foi abordada no Capítulo 5. Regulamentos americanos como o ATC-40 (ASCE, 1996) e o FEMA 356 (ASCE, 2000) recomendam que, para análises não lineares desenvolvidas pela técnica *Pushover*, a não linearidade física da estrutura seja modelada por meio de rótulas plásticas. Vale destacar que a NBR 6118 (ABNT, 2014), em seu item 14.6.4.4, permite que as verificações em estados-limites últimos da estrutura sejam efetuadas através de análises plásticas, considerando a simulação de rótulas plásticas localizadas nas seções críticas dos componentes. Por este motivo, o modelo de não linearidade física da estrutura foi modelado através de rótulas plásticas.

Neste modelo, a não linearidade é restringida a regiões discretas do elemento, onde concentram-se todas as deformações plásticas. Os demais trechos do elemento mantêm o comportamento elástico linear. Portanto, é importante que as rótulas plásticas sejam definidas no modelo em todos os pontos onde é esperado que o comportamento não linear se desenvolva. Conforme exposto no Item 5.1.1, zonas plásticas tendem a se concentrar nas extremidades dos elementos. Dessa forma, foram inseridas rótulas plásticas sobre ambas as extremidades de todas as barras da estrutura no modelo numérico desenvolvido.

De acordo com o ATC-40 (ASCE, 1996), a flexão tende a dominar o comportamento e a capacidade dos componentes de pórticos de concreto armado, fazendo com que o comportamento inelástico das rótulas plásticas possa ser definido a partir de diagramas do tipo momento-curvatura. No SAP2000, é possível gerar automaticamente a curva constitutiva e os pontos de desempenhos das rótulas plásticas com base nos parâmetros fornecidos no FEMA 356 (ASCE, 2000), idênticos aos apresentados no ATC-40 (ASCE, 1996). As tabelas adotadas pelo SAP2000 para formulação das relações momento-curvatura são apresentadas no Anexo A – Tabelas FEMA 356 (ASCE, 2000).

A fim de aproximar os efeitos da não linearidade física na rigidez inicial dos componentes, aplicaram-se os coeficientes apresentados na Tabela 9, no intuito de reduzir os valores de rigidez à flexão, rigidez ao cisalhamento e rigidez axial das vigas e pilares, de acordo com as informações expostas no Capítulo 5. As vigas receberam rótulas plásticas do tipo M3, que simulam o comportamento inelástico para a flexão sob o eixo 3 (de maior inércia). Como parâmetro das tabelas de definição das rótulas plásticas de vigas, assumiu-se que o detalhamento das vigas seja considerado como conforme, provido de que o detalhamento seja feito de acordo com os pré-requisitos necessários pelo regulamento sismo-resistente. A Figura 48 apresenta o diagrama momento-curvatura que constitui a rótula plástica gerada para uma viga com seção tipo V3 (ver Apêndice B). No diagrama, nota-se a presença dos limites de deformação para cada nível de desempenho sísmico.

Figura 48 - Propriedades da rótula plástica tipo M3 para viga de seção tipo V3.

The screenshot shows the 'Frame Hinge Property Data for 133H1 - Moment M3' dialog box. It contains the following sections:

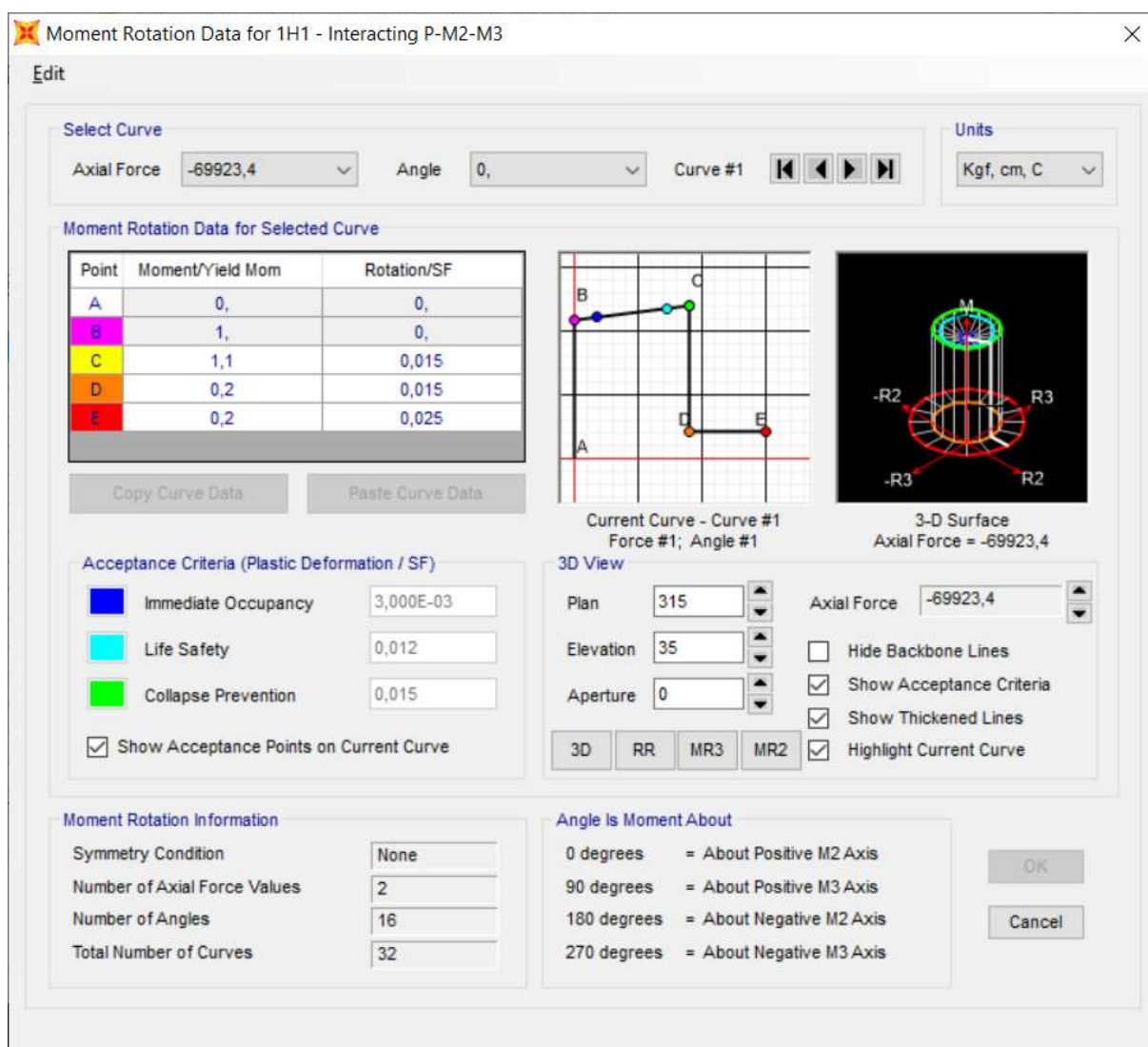
- Displacement Control Parameters:** A table with columns 'Point', 'Moment/SF', and 'Rotation/SF'. The points are E, D, C, B-, A, B, C, D, and E.
- Type:** Radio buttons for 'Moment - Rotation' (selected) and 'Moment - Curvature'. There are input fields for 'Hinge Length' and a checked 'Relative Length' checkbox.
- Hysteresis Type And Parameters:** A dropdown menu for 'Hysteresis Type' set to 'Isotropic'. Below it, it states 'No Parameters Are Required For This Hysteresis Type'.
- Load Carrying Capacity Beyond Point E:** Radio buttons for 'Drops To Zero' (selected) and 'Is Extrapolated'.
- Scaling for Moment and Rotation:** Checkboxes for 'Use Yield Moment' and 'Use Yield Rotation'. Input fields for 'Moment SF' and 'Rotation SF' for both 'Positive' and 'Negative' directions.
- Acceptance Criteria (Plastic Rotation/SF):** Checkboxes for 'Immediate Occupancy', 'Life Safety', and 'Collapse Prevention'. Input fields for 'Positive' and 'Negative' values for each criterion. A checked 'Show Acceptance Criteria on Plot' checkbox is at the bottom.

Point	Moment/SF	Rotation/SF
E	-0,2	-0,0498
D	-0,2	-0,0249
C	-1,1	-0,0249
B-	-1,	0,
A	0,	0,
B	1,	0,
C	1,1	0,0249
D	0,2	0,0249
E	0,2	0,0498

Fonte: SAP2000 (CSI, 2016).

No caso dos pilares, adotou-se rótulas do tipo P-M2-M3, que consideram a interação do esforço axial atuante com a flexão oblíqua. Para este tipo de rótula, o SAP2000 gera o diagrama de interação para um determinado número de direções da seção transversal, que serão associados para compor a superfície de interação da rótula plástica. Para o desenvolvimento das propriedades da rótula plástica tipo P-M2-M3, o SAP2000 assume um esforço axial constante obtido para a combinação de ações verticais definida no Item 7.3. A Figura 49 apresenta um exemplo de superfície momento-curvatura gerada para um pilar de seção tipo P1 (ver Apêndice B).

Figura 49 - Propriedades da rótula plástica tipo P-M2-M3 geradas para pilar de seção tipo P1.



Fonte: SAP2000 (CSI, 2016).

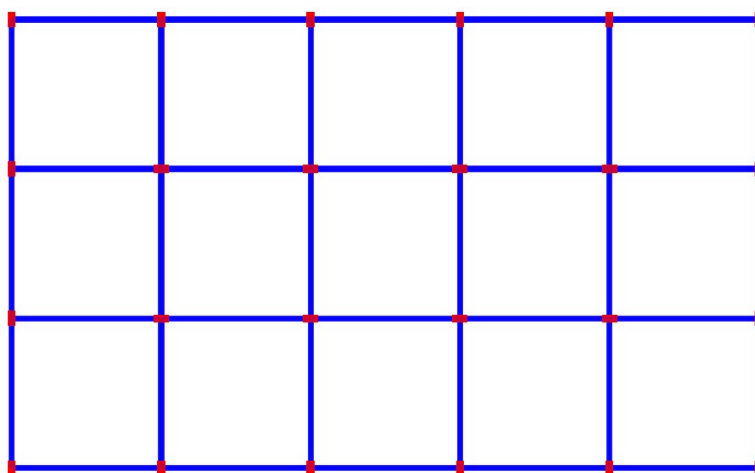
O modelo numérico da estrutura foi composto por um total de 496 rótulas plásticas, atribuídas aos pares para todos os 248 elementos do tipo *frame* da estrutura.

7.5 MODIFICAÇÕES PROPOSTAS AO MODELO BASE

Algumas alterações do modelo base foram propostas com o objetivo de adequar as características de resposta da estrutura às limitações das análises e métodos aplicados, garantir que o edifício tenha um comportamento estrutural satisfatório, e adaptar o projeto estrutural ao contexto brasileiro.

Os pilares internos do edifício foram rotacionados em 90° com relação ao seu eixo, de forma que sua direção principal (de maior inércia) estivesse voltada para o sentido de menor inércia do edifício, garantindo maior rigidez da estrutura a efeitos torcionais. Esta modificação foi realizada com o intuito de reduzir a influência dos modos de vibração de rotação sobre a resposta modal da estrutura, a fim de satisfazer as recomendações quanto à aplicabilidade da análise *Pushover* descritas no Item 3.2.1.2. Os pilares externos foram mantidos na direção de maior inércia do edifício, de acordo com o modelo original. A Figura 50 ilustra as direções definidas para os pilares no modelo.

Figura 50 - Orientação dos pilares em planta da estrutura modelo.



Fonte: SAP2000 (CSI, 2016).

A taxa de armadura adotada em grande parte dos pilares foi aumentada em relação ao proposto por Castillo (2018), com o objetivo de assegurar que as plastificações ocorressem primeiramente nas vigas. Com esta mudança, buscou-se garantir um comportamento de pilar forte-viga fraca para a estrutura, assegurando que a estrutura disponha de ductilidade adequada, satisfazendo as observações do Item 5.3. Apesar do acréscimo, a taxa de armadura de grande parte dos pilares resultou em aproximadamente 1,51%, mantendo uma margem segura em relação ao valor limite de 8% prescrito pela NBR 6118 (ABNT, 2014).

8. APLICAÇÃO DO MÉTODO DO ESPECTRO DE CAPACIDADE E RESULTADOS

Este capítulo apresenta os resultados das análises modal e *Pushover* realizadas sobre o modelo numérico da estrutura no programa SAP2000. A partir da curva de capacidade gerada foi definido o desempenho alcançado pela estrutura por meio do Método do Espectro de Capacidade, considerando diferentes níveis de solicitação sísmica. Para cada um dos níveis, o desempenho da estrutura foi avaliado a fim de determinar se o edifício atende ao objetivo de projeto definido no Item 4.2.3.

8.1 CURVA DE CAPACIDADE

Em momento anterior à geração da curva de capacidade da estrutura pela análise *Pushover*, procedeu-se a uma análise modal a fim de obter os parâmetros necessários para o desenvolvimento do *Pushover*, e de confirmar o atendimento às limitações recomendadas para aplicação da análise.

8.1.1 Análise modal

A análise modal tem como objetivo determinar os modos de vibração da estrutura. Desta análise são obtidos os perfis de movimento da estrutura e as frequências associadas a cada modo de vibração. A análise modal foi efetuada diretamente no SAP2000, com base no mesmo modelo numérico da estrutura, considerando apenas os carregamentos permanentes, conforme o previsto na NBR 15421 (ABNT, 2006).

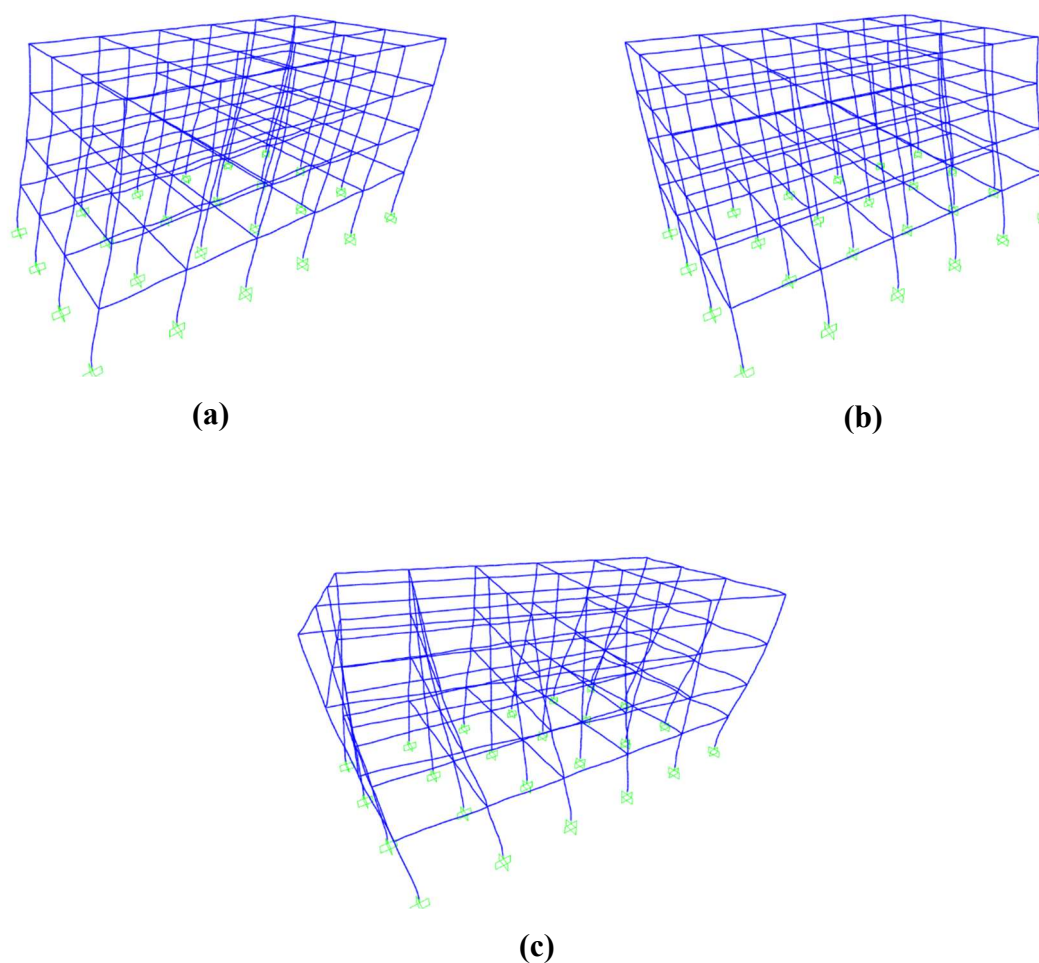
A Tabela 12 apresenta os valores de frequência e período, o tipo de movimento dos três primeiros modos de vibração, o fator de participação modal (PF_1) e o coeficiente de massa efetiva (α_1) para o primeiro modo, calculados conforme procedimento exposto no Apêndice A e necessários para a conversão da curva de capacidade no espectro de capacidade no formato ADRS. A Figura 51 representa espacialmente os perfis de movimento da estrutura para os três primeiros modos.

Tabela 12 - Resultados da análise modal.

Modo de vibração	Período (s)	Frequência (Hz)	Tipo de movimento
Modo 1	0,7737	1,2925	Translação em X
Modo 2	0,7582	1,3190	Translação em Y
Modo 3	0,6613	1,5122	Rotação em Z
Parâmetros do Modo 1			
PF₁		1,2668	
α_1		0,8615	

Fonte: Autor (2019).

Figura 51 - Modos de vibração da estrutura: (a) Modo 1; (b) Modo 2; (c) Modo 3.



Fonte: Autor (2019).

O período fundamental da estrutura é equivalente ao período do primeiro modo de vibração, ou modo de vibração fundamental. Portanto, foi determinado para a estrutura modelo o período fundamental equivalente a 0,7737 segundos. Verifica-se que o valor se encontra abaixo de 1 segundo, limite superior sugerido pelo ATC-40 (ASCE, 1996) para aplicação da análise *Pushover*. O percentual de participação de massa no primeiro modo de vibração da

estrutura foi de 83%. Este valor permite assumir que o primeiro modo de vibração é dominante sobre a resposta da estrutura. Logo, o primeiro modo mostra-se adequado para figurar como referência para o perfil de carregamentos horizontais da análise *Pushover*, conforme definido em 3.2.1.1.

8.1.2 Análise *Pushover*

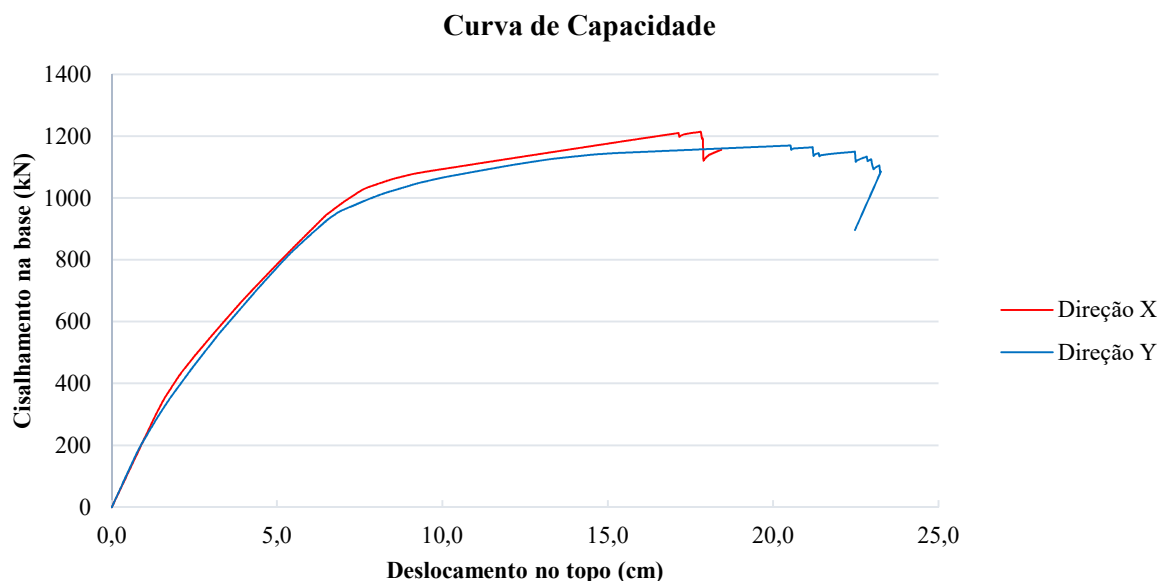
A análise *Pushover* foi desenvolvida sobre o modelo numérico da estrutura, considerando-se rótulas plásticas configuradas conforme o exposto em 5.1.1.

Durante o procedimento de análise *Pushover* é necessário definir um ponto de controle no modelo, a partir do qual o deslocamento é considerado para o desenvolvimento da curva de capacidade. Conforme sugere o ATC-40 (ASCE, 1996), o ponto de controle foi definido no centro de gravidade do pavimento superior da estrutura.

Como determinado no item 3.2.1.1, o perfil de carregamento do *Pushover* foi definido conforme a configuração dos modos de vibração da estrutura. O SAP2000 permite inserir a carga de *Pushover* por meio de cargas modais relativas ao modo de vibração especificado. Neste padrão de cargas, as forças horizontais são aplicadas diretamente nos nós da estrutura, com distribuição proporcional ao produto da amplitude do modo selecionado no nó e da frequência angular do modo ao quadrado vezes a massa associada ao nó (CSI, 2016). No caso da direção X, adotou-se o primeiro modo de vibração como referência, visto que este corresponde ao modo com movimento de translação em X. Analogamente, o segundo modo de vibração foi adotado para a direção Y.

Dessa maneira, foram geradas curvas de capacidade para as direções X e Y da estrutura (Figura 52). Como esperado, a direção X representa a menor capacidade resistente da estrutura, com a menor resistência lateral, fato explicado pelo fato de que esta direção corresponde à direção do primeiro modo de vibração, predominante na resposta da estrutura. Portanto, a avaliação da estrutura poderá ser desenvolvida com base nos resultados da curva de capacidade na direção X. Dessa maneira, as informações e resultados apresentados na sequência referem-se à análise relativa à direção X, exceto quando indicado o contrário.

Figura 52 - Curva de capacidade para as direções X e Y.



Fonte: Autor (2019).

A análise *Pushover* apresentou um total de 823 iterações na direção X e 1038 iterações na direção Y, momento no qual a estrutura atinge a capacidade última para uma parcela expressiva de elementos, com degradação significativa à rigidez lateral da estrutura. A Tabela 13 apresenta os resultados da análise *Pushover* para algumas iterações relevantes na avaliação do comportamento da estrutura na direção X. O estado das rótulas plásticas é indicado de acordo com a faixa de deformações no respectivo passo da análise, conforme indicado pelos níveis de desempenho estrutural do diagrama momento-curvatura apresentado na Figura 35.

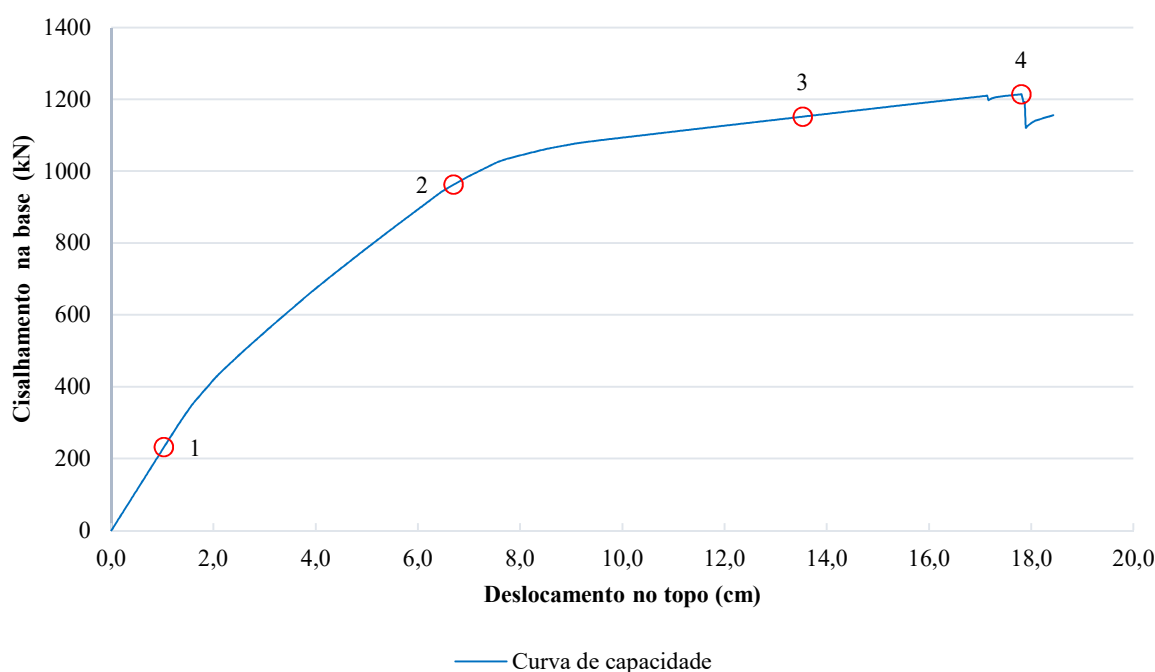
Tabela 13 - Resultados da análise *Pushover* para a direção X.

Passo	δ_{topo} (cm)	V_i (kN)	Quantidade de rótulas plásticas por estado de desempenho estrutural								Total
			A-B	B-IO	IO-LS	LS-CP	CP-C	C-D	D-E	Além E	
0	0	0	496	0	0	0	0	0	0	0	496
46	1,030	232,378	496	0	0	0	0	0	0	0	496
47	1,053	237,429	494	2	0	0	0	0	0	0	496
299	6,698	962,864	418	78	0	0	0	0	0	0	496
300	6,720	964,685	418	76	2	0	0	0	0	0	496
604	13,530	1152,273	358	70	68	0	0	0	0	0	496
605	13,552	1152,607	358	70	66	2	0	0	0	0	496
764	17,114	1210,050	346	64	58	28	0	0	0	0	496
765	17,136	1210,357	344	66	58	26	0	2	0	0	496
795	17,808	1214,238	322	80	66	24	0	2	2	0	496
823	18,428	1156,220	322	80	54	26	0	2	12	0	496

Fonte: Autor (2019).

A curva de capacidade desenvolvida (Figura 57) permite avaliar o comportamento global da estrutura frente ao carregamento lateral imposto. Para a curva de capacidade da estrutura na direção X, é possível observar nitidamente o comportamento linear para o trecho inicial da curva até atingir o ponto 1, com deslocamento de 1,030 cm (passo 46). Antes deste deslocamento, 100% das rótulas plásticas inseridas permanecem na faixa A-B do diagrama momento-curvatura (Figura 35), o que confirma que nenhum elemento sofreu escoamento. A partir do ponto 1, ocorrem as primeiras plastificações para as rótulas das vigas. A estrutura começa, então, a adentrar o domínio não linear de deformações.

Figura 53 - Curva de capacidade (Direção X).



Fonte: Autor (2019).

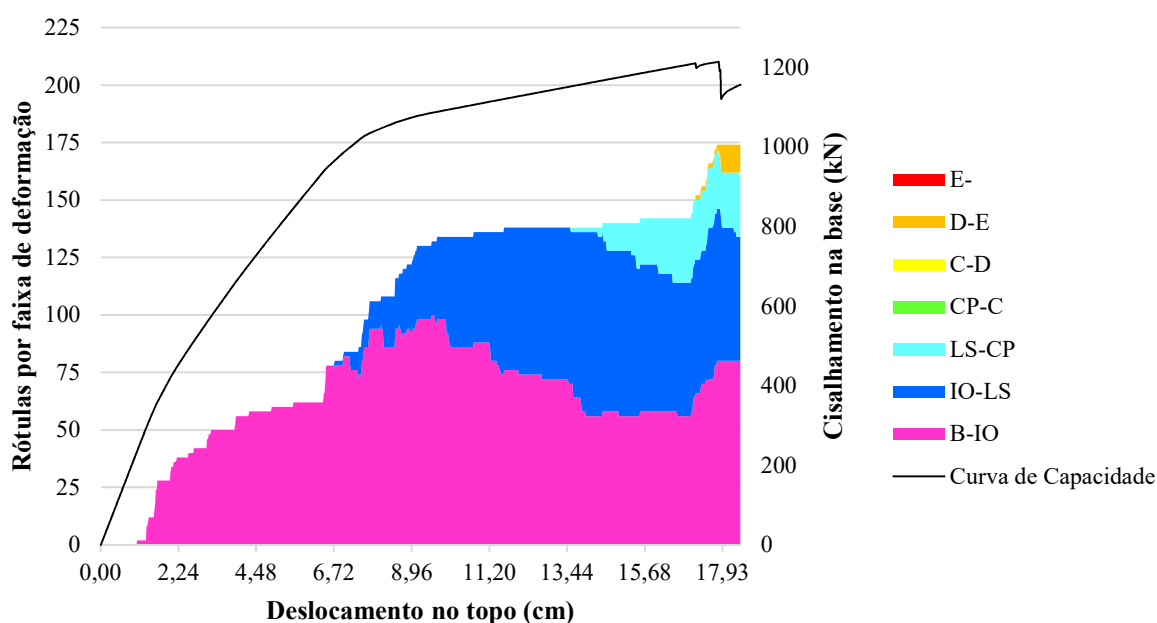
No trecho 1-2, que se estende até o deslocamento de 6,698 cm (Figura 55a), observa-se que aproximadamente 16% das rótulas plastificaram, resultando em uma pequena queda na rigidez lateral da estrutura, observada pela inclinação do trecho 1-2 em relação ao trecho anterior. Do ponto de vista de desempenho, estas plastificações não representam risco à capacidade da estrutura, pois as deformações se mantêm na faixa B-IO do diagrama momento-curvatura da rótula plástica.

Nota-se que entre os pontos 2 e 3 a estrutura sofre uma degradação significativa em sua rigidez. Para o deslocamento 13,530 cm (Figura 55b), é possível observar que grande parte dos elementos plastificaram, com 14% das rótulas encontrando-se na faixa de desempenho IO-

LS. A partir do ponto 3, verifica-se que uma porção das rótulas ultrapassam o nível de desempenho de segurança à vida (SP-3), adentrando a faixa LS-CP. Isto indica que o nível de desempenho especificado para projeto foi superado, e a estrutura está próxima do colapso (Figura 55c).

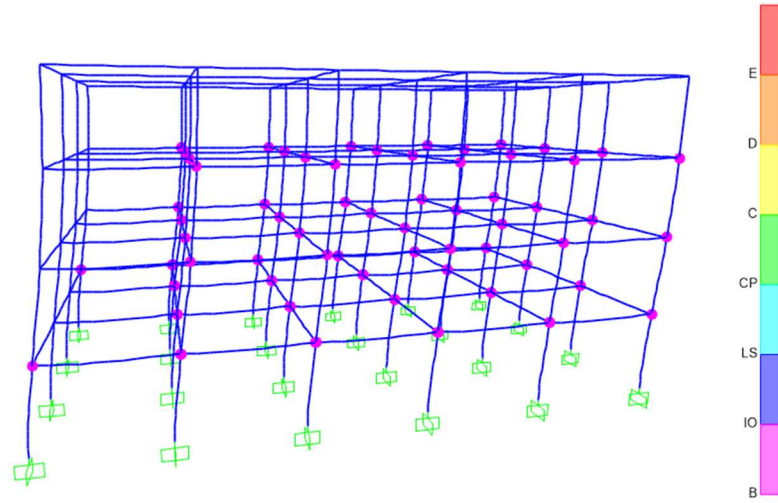
Do ponto 4 até o último passo da análise, nota-se uma queda na resistência da estrutura, devido à falha em diversos elementos. A partir do deslocamento 17,808 cm, os esforços da estrutura redistribuem-se, desenvolvendo um novo conjunto resistente para absorver os esforços horizontais. Prosseguindo-se o carregamento lateral, no passo 823, com deslocamento de 18,428 cm (Figura 55d), a degradação de rigidez sob uma força de cisalhamento de 1156,220 kN impede o prosseguimento da análise *Pushover*, levando a estrutura à instabilidade. Neste ponto, 35% das rótulas plastificaram, com 3% dos elementos ultrapassando a resistência última. A Figura 54 representa graficamente o progresso de formação das rótulas plásticas ao longo da análise *Pushover*.

Figura 54 - Progresso de deformações das rótulas plásticas.

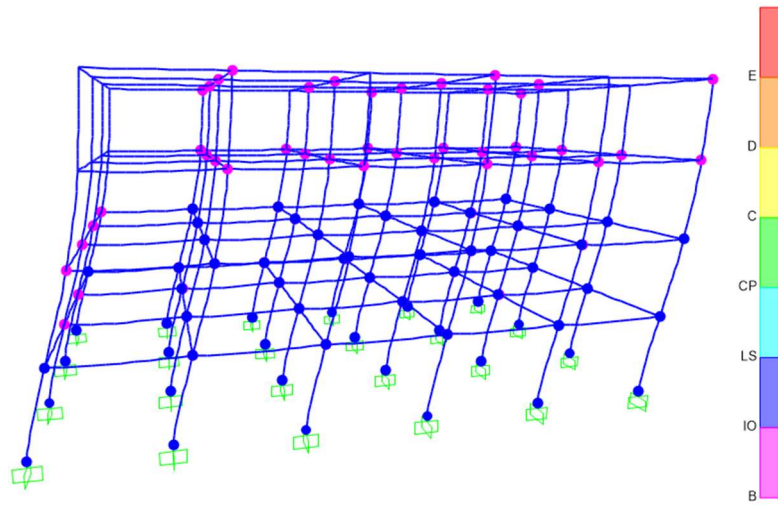


Fonte: Autor (2019).

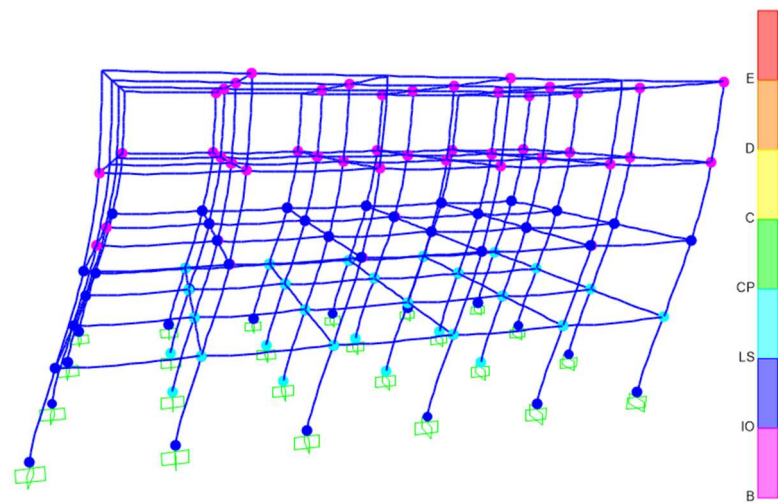
Figura 55 - Trajetória de formação das rótulas plásticas na estrutura: (a) Passo 299; (b) Passo 604; (c) Passo 764; (d) Passo 823.



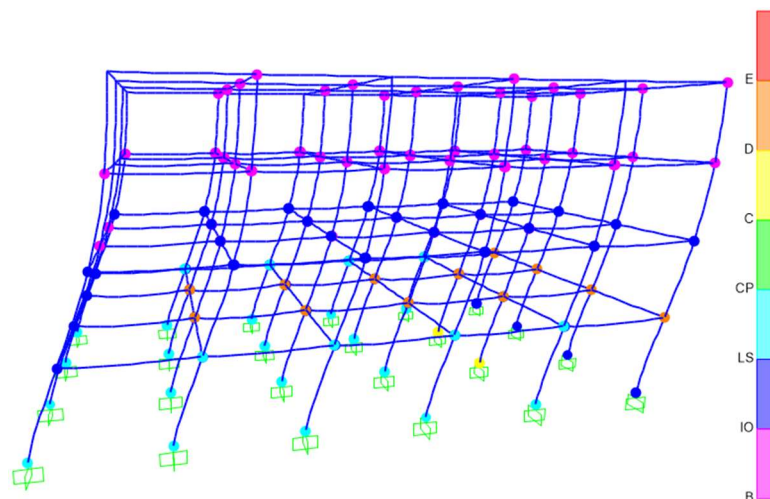
(a) Passo 299



(b) Passo 604



(c) Passo 764

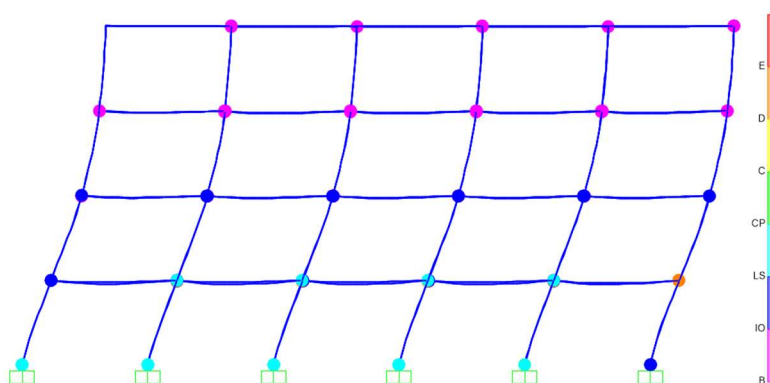


(d) Passo 823

Fonte: Autor (2019).

Pela trajetória de plastificação das rótulas, verifica-se que a estrutura possui um comportamento do tipo pilar forte-viga fraca, com a plastificação ocorrendo primeiro nas rótulas de vigas, antes dos pilares (Figura 56). Este tipo de comportamento é recomendado para estruturas sismo-resistentes pois garante que a estrutura tenha maior ductilidade, ou seja, maior capacidade de absorver deformações, evitando que falhas locais resultem no colapso prematuro do edifício.

Figura 56 - Perfil de deformação lateral da estrutura no fim da análise *Pushover*.

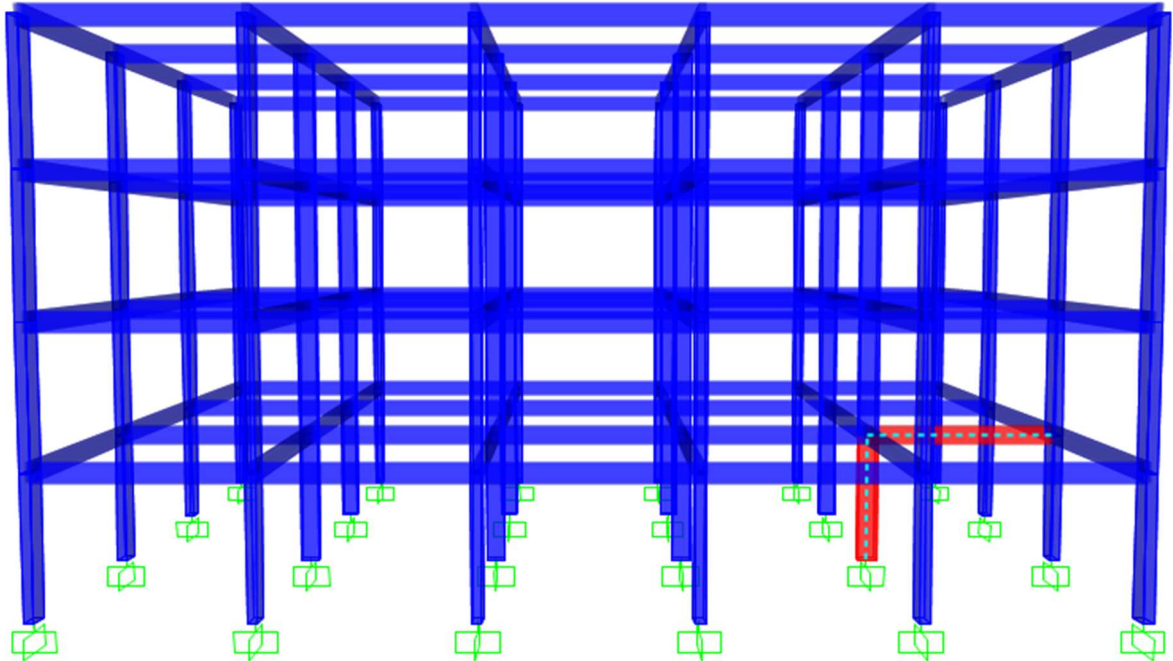


Fonte: Autor (2019).

Além de avaliar a curva de capacidade global da estrutura, a análise *Pushover* permite que os componentes sejam também analisados individualmente ao longo da trajetória de carregamento. O comportamento de formação das rótulas plásticas é observado de forma característica para uma parcela de componentes da estrutura. As observações seguintes

baseiam-se nos resultados da análise *Pushover* para a viga 133 e o pilar 69, destacados na Figura 57.

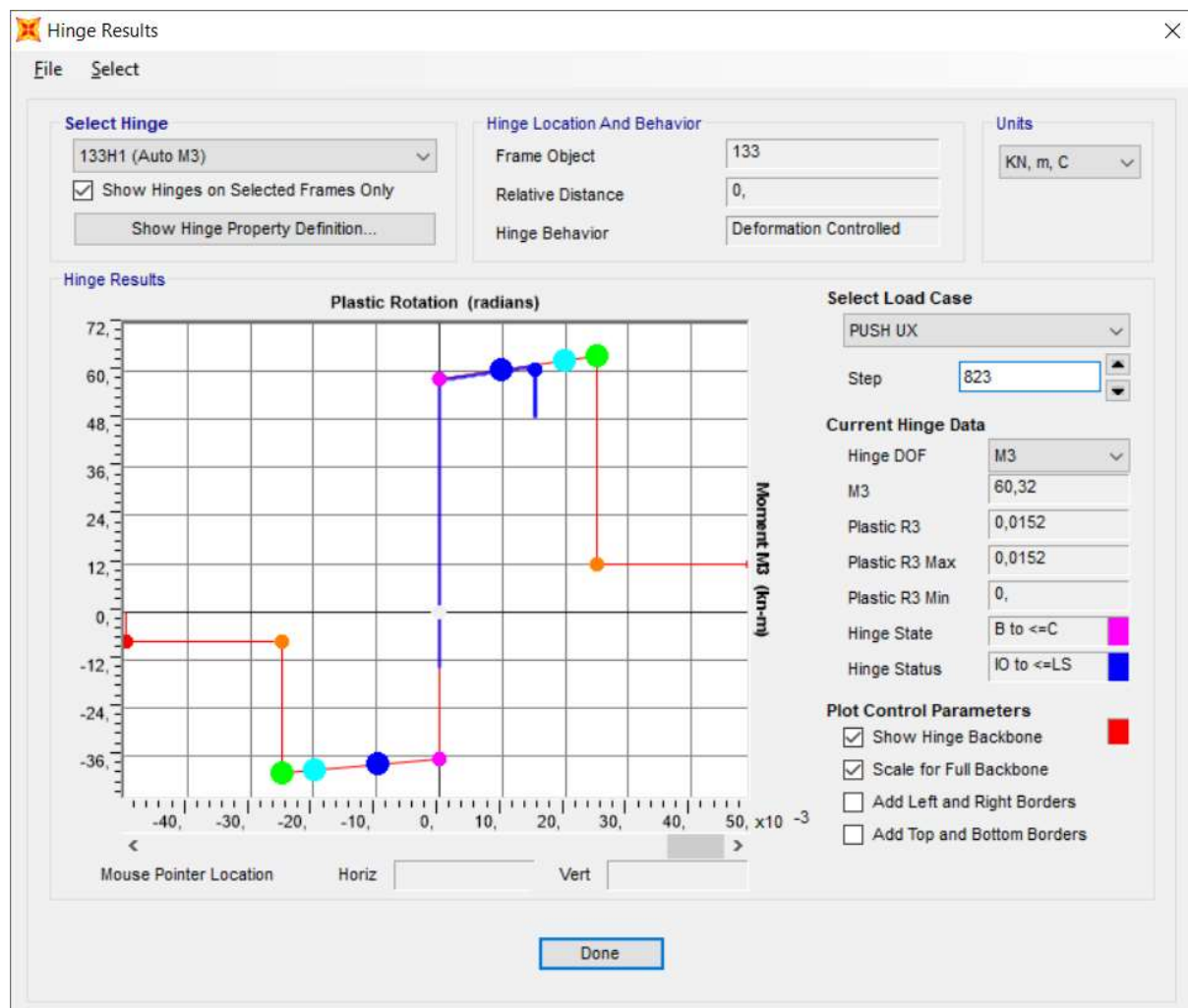
Figura 57 - Localização da viga 133 e do pilar 69 na estrutura modelo.



Fonte: SAP2000 (CSI, 2016).

A Figura 58 apresenta a trajetória de plastificação desenvolvida no diagrama momento-curvatura de uma rótula plástica da viga 133, com seção tipo V3 (ver Apêndice B), ao longo de todas as iterações da análise *Pushover*. Nos momentos em que a estrutura sofre colapso parcial de algum elemento principal, nota-se uma queda de momento do diagrama em retas verticais. Isto ocorre porque o colapso parcial de alguns elementos faz com que a configuração estrutural do edifício seja alterada, o que pode resultar no descarregamento parcial de alguns elementos. Como a rótula sofreu deformações plásticas, a trajetória de descarregamento não retorna pelo caminho do diagrama, mas sim mantendo a deformação permanente ao qual foi submetida, como observado no trecho final do diagrama.

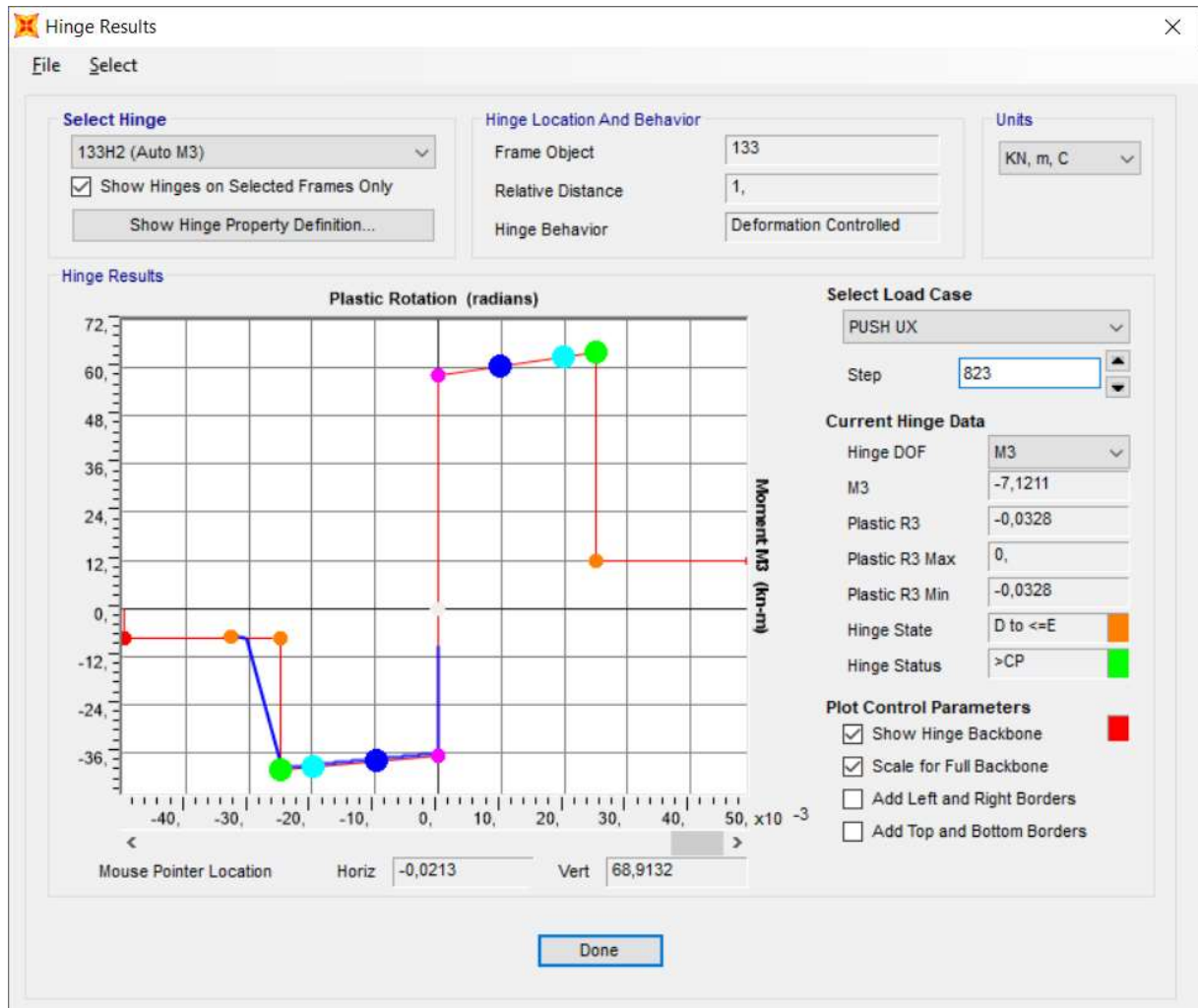
Figura 58 - Diagrama momento-curvatura da rótula 1 da viga 133, seção tipo V3.



Fonte: SAP2000 (CSI, 2016).

No diagrama apresentado na Figura 59, extraído da rótula da extremidade oposta da viga 133, observa-se que o diagrama evolui até que a deformação ultrapasse o limite de capacidade plástica, além do ponto C do diagrama momento-curvatura (Figura 33). A partir deste ponto, a viga apresenta capacidade de suportar somente cargas gravitacionais, fornecendo uma contribuição irrisória para a rigidez lateral da estrutura. A partir deste ponto, faz-se necessária a redistribuição dos esforços previamente resistidos pela viga para o restante da estrutura.

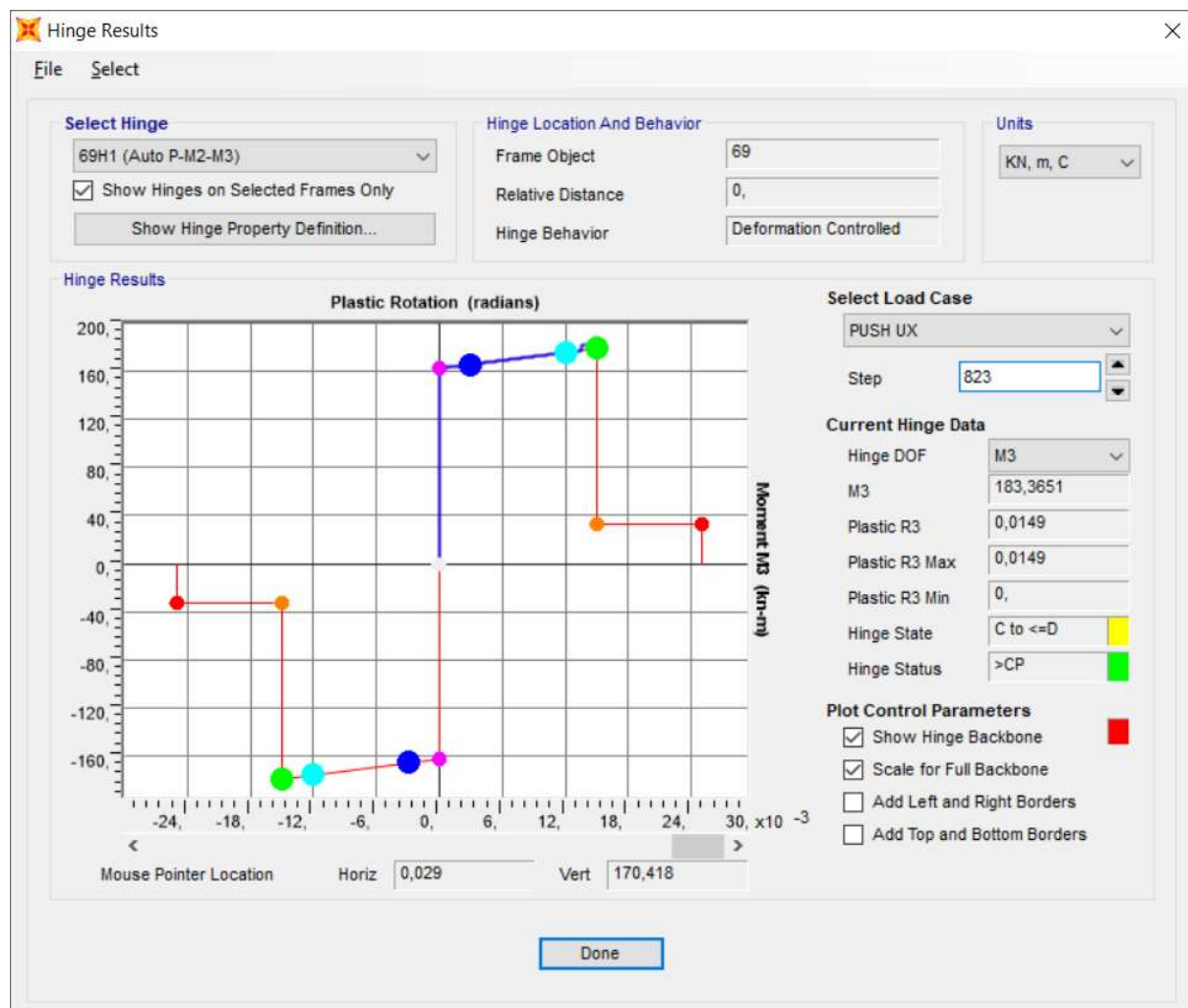
Figura 59 - Diagrama momento-curvatura da rótula 2 de viga 133, seção tipo V3.



Fonte: SAP2000 (CSI, 2016).

A Figura 60 representa o diagrama momento-curvatura relativo à trajetória percorrida pelo pilar 69, com seção tipo P2 (Apêndice B), um dos primeiros a apresentar plastificação. Como esperado para estruturas com comportamento do tipo pilar forte-viga fraca, verificou-se que a ruína do pilar ocorre para a rótula na interface pilar-fundação. Quando ultrapassa o ponto B do diagrama momento-curvatura (Figura 33), o pilar passa a não oferecer contribuição significativa para a resistência lateral da estrutura, que sofre uma perda relevante na rigidez. A fim de conservar a capacidade de absorver forças horizontais, a estrutura passa a transferir esforços para outros sistemas resistentes, que disponham de capacidade e rigidez suficientes para absorver estas ações.

Figura 60 - Diagrama momento-curvatura para rótula 1 do pilar 69, seção tipo P2.



Fonte: SAP2000 (CSI, 2016).

Em contrapartida, a rótula plástica da extremidade oposta do pilar 69 não atinge o ponto de plastificação, mantendo-se em regime linear. De maneira semelhante, nenhuma rótula de pilar localizada acima do nível de apoio atinge a plastificação; todas mantiveram-se em regime linear. Este comportamento consiste no comportamento ideal desejado para estruturas do tipo pilar forte-viga fraca, visto que a plastificação do pilar em níveis superiores pode resultar na formação de pavimentos fracos, ou *soft-storey*, capazes de acarretar na falha precoce da estrutura, como apresentado em 5.3.

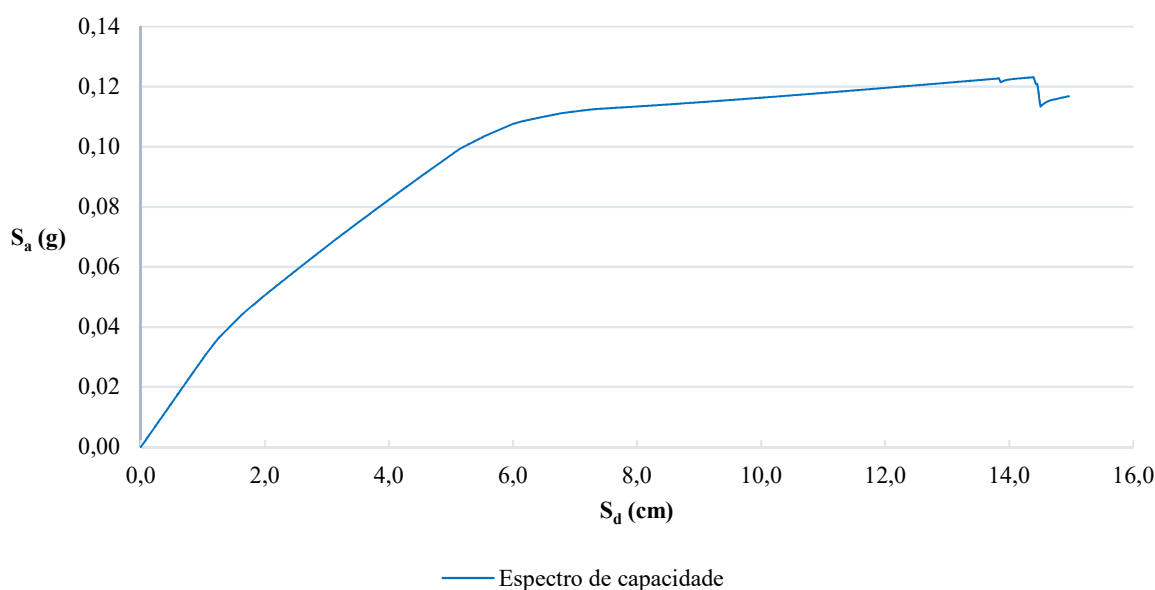
8.2 MÉTODO DE ESPECTRO DE CAPACIDADE

Conforme apresentado no Capítulo 4, a aplicação do Método do Espectro de Capacidade pode ser dividida em três etapas: geração do espectro de capacidade da estrutura; definição do espectro de resposta da demanda; e determinação do ponto de desempenho do edifício.

8.2.1 Espectro de capacidade

O espectro de capacidade da estrutura foi gerado no formato ADRS a partir da curva de capacidade da análise *Pushover*, de acordo com o procedimento de conversão apresentado em 4.1.3, com base no coeficiente de massa efetiva (α_1) e fator de participação modal (PF_1) estabelecidos pela Tabela 12. A Figura 61 apresenta o espectro convertido, no domínio do deslocamento espectral (S_d) pela aceleração espectral (S_a).

Figura 61 - Espectro de capacidade da estrutura na direção X.



Fonte: Autor (2019).

8.2.2 Espectro de resposta de projeto

O objetivo principal deste trabalho é avaliar o desempenho de uma estrutura submetida a um evento sísmico. A fim de possibilitar a análise de uma vasta gama de situações a que a

estrutura possa ser submetida, o desempenho sísmico foi avaliado para todas as cinco zonas sísmicas indicadas na NBR 15421 (ABNT, 2006), considerando a variação do tipo de terreno de acordo com as cinco classes presentes na norma brasileira.

O espectro de resposta da norma brasileira é gerado com base em três parâmetros: a aceleração sísmica característica (α_g), e os fatores de amplificação sísmica do solo C_a e C_v . Para cada zona sísmica, o valor de α_g foi adotado como sendo o maior valor inserido na faixa recomendada para cada zona (Tabela 1). Visto que a zona 4 é delimitada pelo limite superior da faixa da zona 3, as duas foram agrupadas com um valor único de α_g . Os valores dos coeficientes C_a e C_v foram definidos a partir da Tabela 3, em função da classe do terreno e de α_g . A Tabela 14 sumariza os parâmetros obtidos para as combinações de zonas sísmicas e diferentes classes de terreno avaliadas. Estes valores foram empregados na geração dos espectros de resposta utilizados na avaliação sísmica da estrutura pelo CSM, apresentados na

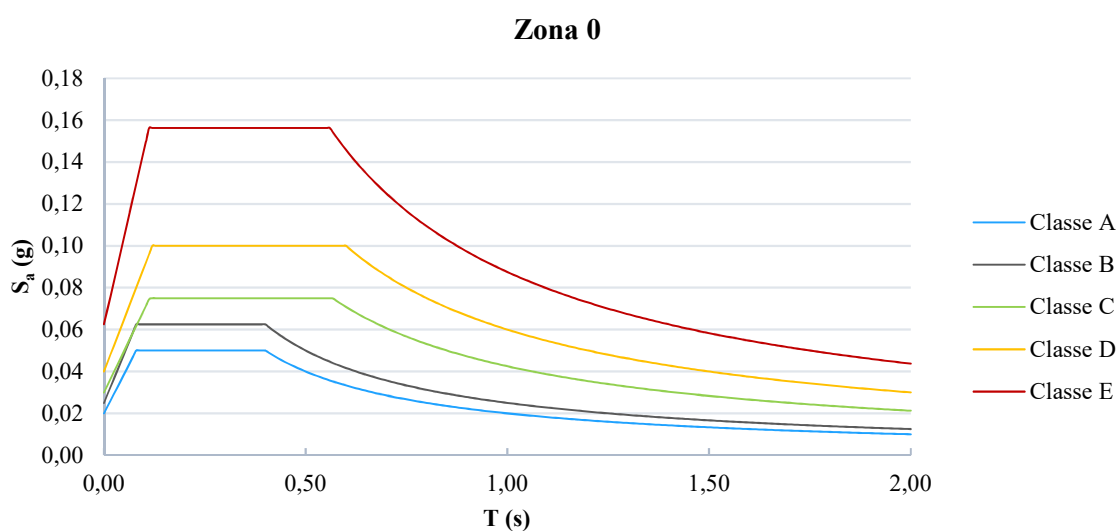
Figura 62.

Tabela 14 – Fatores de amplificação sísmica.

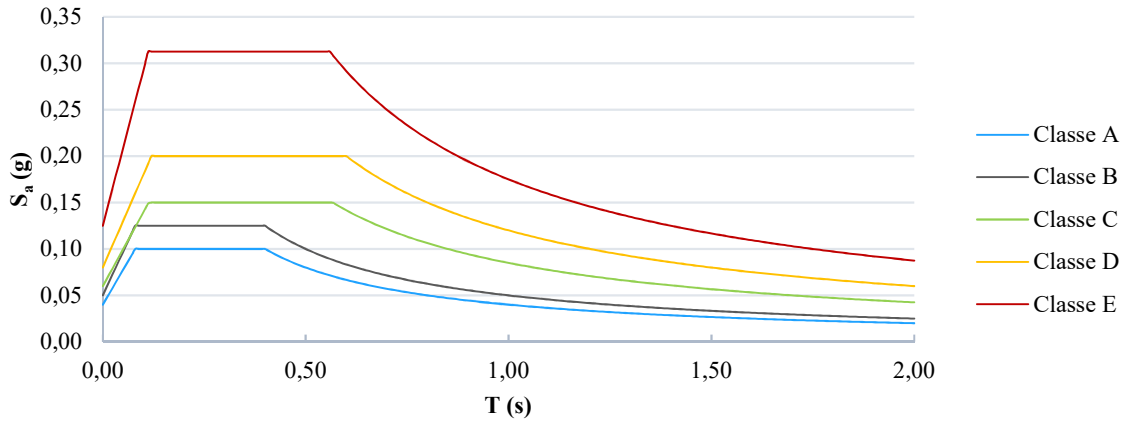
Zona sísmica	α_g	Classe do terreno									
		A		B		C		D		E	
		C_a	C_v	C_a	C_v	C_a	C_v	C_a	C_v	C_a	C_v
Zona 0	0,025g	0,8	0,8	1,0	1,0	1,2	1,7	1,6	2,4	2,5	3,5
Zona 1	0,050g	0,8	0,8	1,0	1,0	1,2	1,7	1,6	2,4	2,5	3,5
Zona 2	0,100g	0,8	0,8	1,0	1,0	1,2	1,7	1,6	2,4	2,5	3,5
Zonas 3 e 4	0,150g	0,8	0,8	1,0	1,0	1,2	1,7	1,5	2,2	2,1	3,4

Fonte: Autor (2019).

Figura 62 - Espectros de resposta de projeto: (a) Zona 0; (b) Zona 1; (c) Zona 2; (d) Zonas 3 e 4.

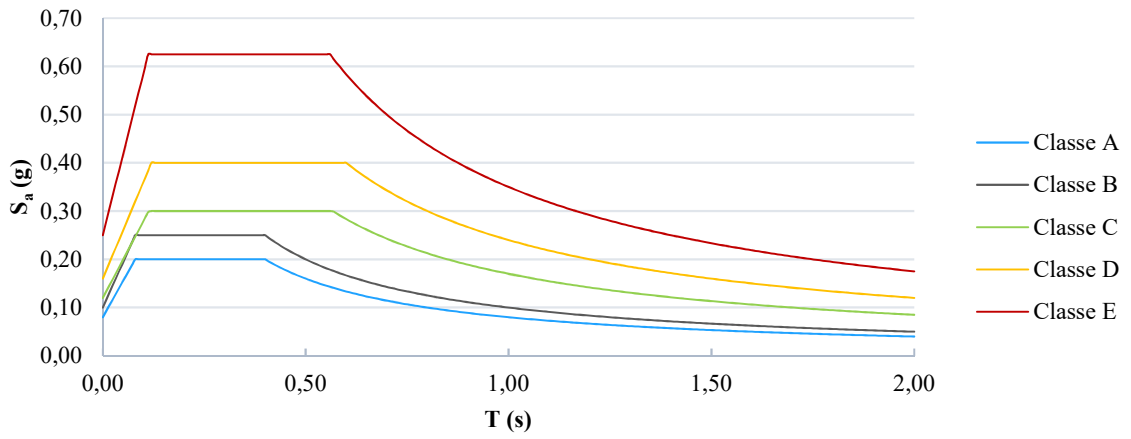


Zona 1



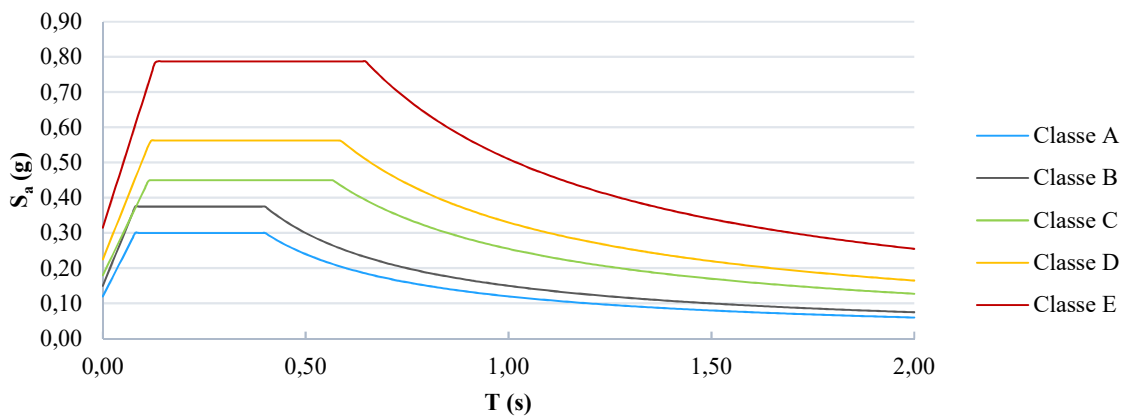
(b)

Zona 2



(c)

Zonas 3 e 4



(d)

Fonte: Autor (2019).

De acordo com a NBR 15421 (ABNT, 2006), o espectro de resposta deve ser formulado no domínio do período pela aceleração espectral. Para que seja possível relacioná-lo ao espectro de capacidade da estrutura, é preciso que ambos estejam em um mesmo domínio. No CSM, os espectros de resposta devem ser convertidos para o formato ADRS, conforme o procedimento indicado pelo ATC-40 (ASCE, 1996), descrito em 4.1.3.

Dessa maneira, após a conversão dos espectros de expostas para o formato ADRS, prosseguiu-se à determinação do ponto de desempenho para cada nível de demanda sísmica avaliado.

8.2.3 Ponto de desempenho

A determinação do ponto de desempenho requer que o espectro de resposta de projeto gerado para o domínio elástico com uma taxa de amortecimento de 5% seja reduzido a fim de considerar a taxa de amortecimento efetiva (β_{eff}), que representa o amortecimento presente na estrutura quando no domínio inelástico (ASCE, 1996; KRAWINKLER; SENEVIRATNA, 1998).

A redução do espectro de resposta foi efetuada com auxílio dos coeficientes de redução espectral SR_A e SR_V , calculados em função de β_{eff} . Por sua vez, a taxa de amortecimento efetiva da estrutura depende do espectro bilinear de capacidade, traçado com base no ponto de desempenho estimado, e do tipo de comportamento estrutural, que depende da duração do tremor e das características da estrutura. Para esta análise, o procedimento de obtenção do espectro de resposta reduzido foi conduzido de acordo com o procedimento abordado em detalhes em 4.1.2.

Boa parte do território brasileiro localiza-se em zonas de baixa sismicidade, sendo as distâncias até falhas tectônicas conhecidas relativamente grandes. Por esses motivos, os tremores podem ser classificados como de longa duração, segundo critérios definidos pelo ATC-40 (ASCE, 1996). Conforme o Quadro 4, para tremores longos, assumindo-se que a estrutura modelo é essencialmente nova, o comportamento estrutural do edifício corresponde ao tipo B.

Obtidos o espectro de capacidade e os espectros de resposta da demanda no formato ADRS, e considerando que o edifício tem comportamento estrutural do tipo B, foram determinados os pontos de desempenho da estrutura para os diferentes espectros de resposta de acordo com o procedimento descrito em 4.1.4.

Os pontos de desempenho foram determinados com auxílio de planilhas de cálculo automatizadas elaboradas na plataforma Microsoft Excel. A planilha foi construída de modo a seguir o procedimento B do regulamento americano, tendo como base os dados de entrada de capacidade e demanda listados anteriormente.

Os pontos de desempenho determinados para cada zona sísmica considerando as diferentes classes de terreno são apresentados na Tabela 15, em coordenadas espectrais.

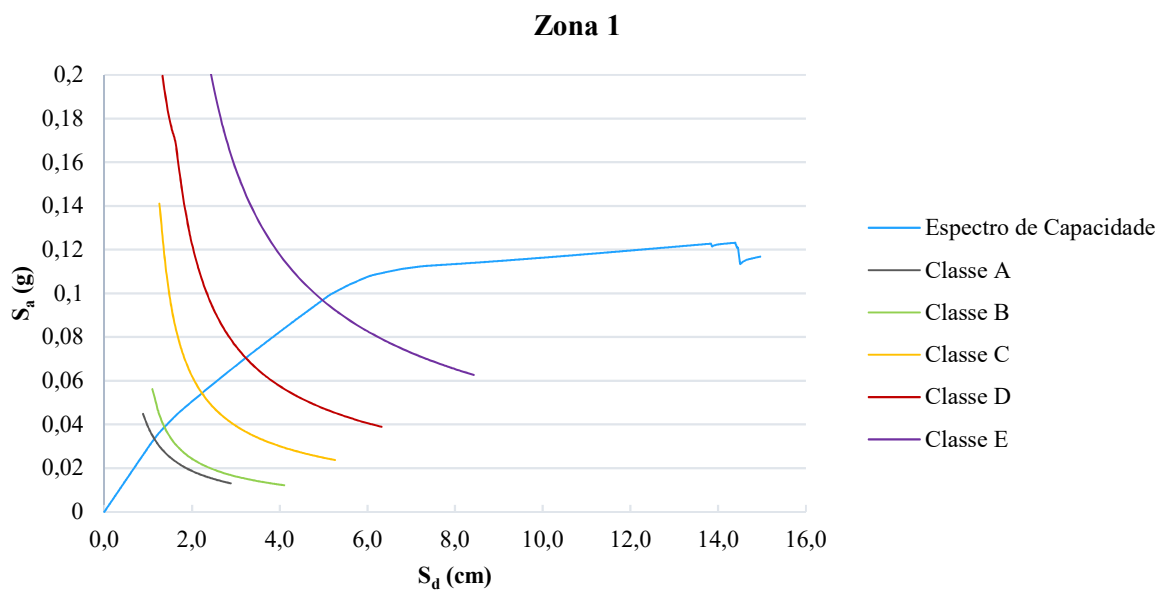
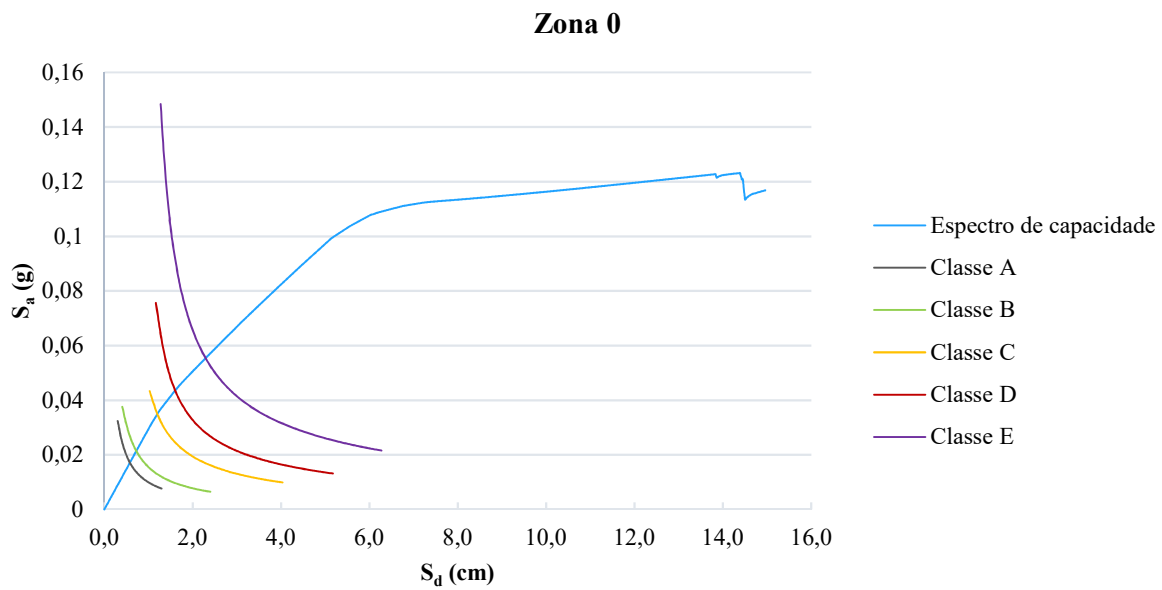
Tabela 15 - Ponto de desempenho (S_d , S_a).

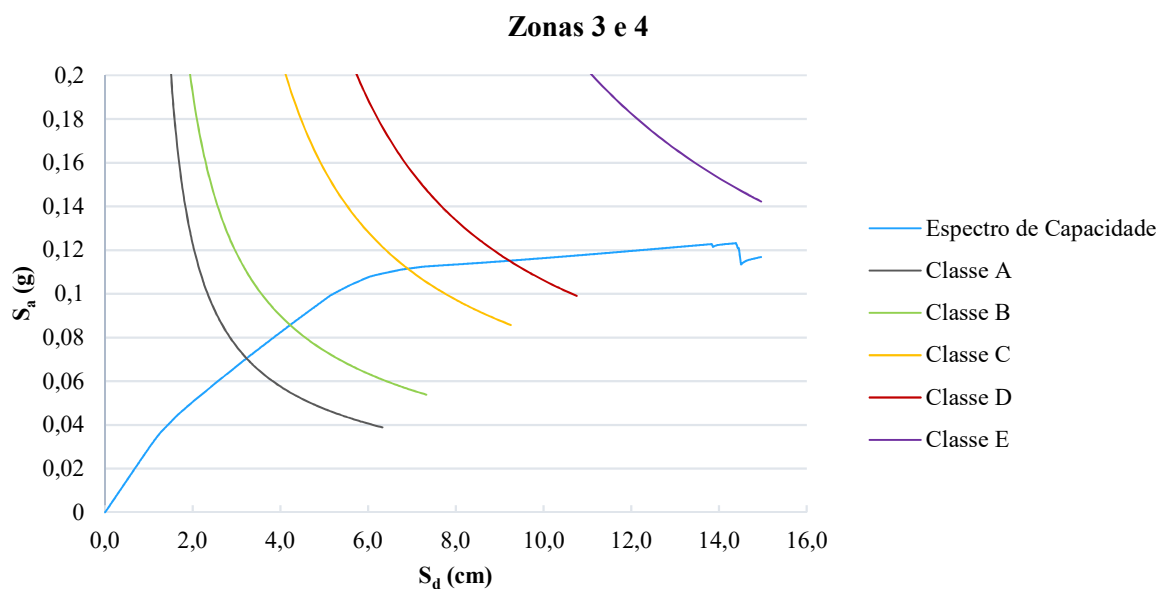
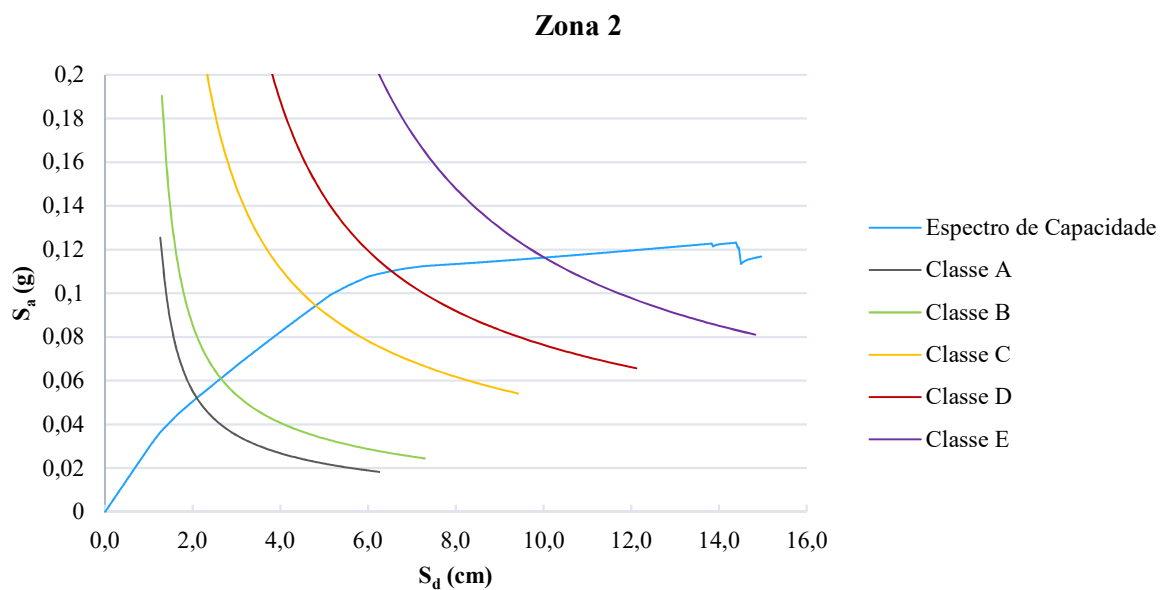
Zonas sísmicas	Classe do Terreno									
	A		B		C		D		E	
	d_p (cm)	a_p (g)	d_p (cm)	a_p (g)	d_p (cm)	a_p (g)	d_p (cm)	a_p (g)	d_p (cm)	a_p (g)
Zona 0	0,58	0,017	0,73	0,021	1,20	0,035	1,66	0,045	2,38	0,057
Zona 1	1,19	0,035	1,40	0,039	2,31	0,056	3,33	0,072	5,07	0,098
Zona 2	2,16	0,053	2,74	0,063	4,95	0,096	6,70	0,111	10,02	0,116
Zonas 3 e 4	3,24	0,071	4,33	0,087	7,01	0,112	9,31	0,115	-	-

Fonte: Autor (2019).

A Figura 63 demonstra graficamente as intersecções do espectro de capacidade com as curvas de determinação do desempenho (d_{pi} , β_{eff}), traçadas de acordo com o procedimento B para os diferentes espectros de resposta. Não foi possível determinar o ponto de desempenho para a demanda sísmica das zonas 3 e 4, considerando terrenos de classe E. Nestas condições, a demanda sísmica mostra-se demasiadamente elevada, excedendo a capacidade da estrutura. A Figura 63d deixa claro que a curva de determinação do desempenho ultrapassa o fim do espectro de capacidade, sem que ocorra intersecção das curvas.

Figura 63 - Determinação do ponto de desempenho para: (a) Zona 0; (b) Zona 1; (c) Zona 2; (d) Zonas 3 e 4.





Fonte: Autor (2019).

Com base nos pontos de desempenho definidos, foi avaliada a resposta da estrutura obtida pela análise *Pushover* para o deslocamento correspondente. A partir deste resultado, determinou-se o desempenho sísmico alcançado pelo edifício ao ser submetido à cada diferente nível de solicitação sísmica. O Item 8.2.3.1 descreve o processo completo de determinação do

ponto de desempenho para um dos espectros de resposta considerados, com o objetivo de exemplificar os passos adotados em todas as situações avaliadas.

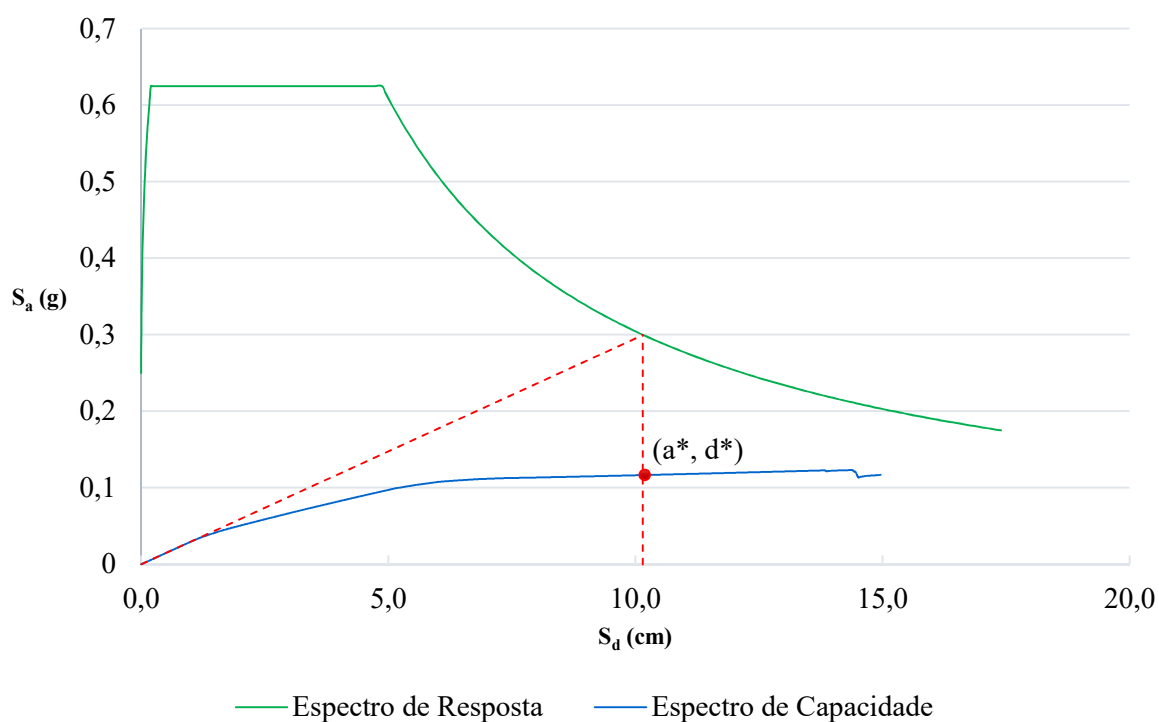
8.2.3.1 Exemplo de determinação do ponto de desempenho

A fim de demonstrar o processo de determinação do ponto de desempenho adotado neste trabalho, esta seção descreve um exemplo de aplicação do CSM desenvolvido com base no espectro de capacidade da estrutura modelo (Item 8.2.1) e no espectro de resposta gerado para as zona sísmica 2 (

Figura 62c), considerando a classe do terreno E. Todas as etapas que desenvolvidas estão de acordo com o procedimento detalhado no Item 4.1.4.

Primeiramente, o espectro de resposta foi convertido para o formato ADRS por meio da Equação 19. No domínio ADRS, o espectro de capacidade e o espectro de resposta podem ser gerados em um mesmo gráfico. Na sequência, foi determinado o ponto (α^* , d^*) por meio da projeção do trecho linear inicial do espectro de capacidade, até que o espectro de resposta elástico fosse obtido. A Figura 64 apresenta a representação gráfica da definição do ponto (α^* , d^*).

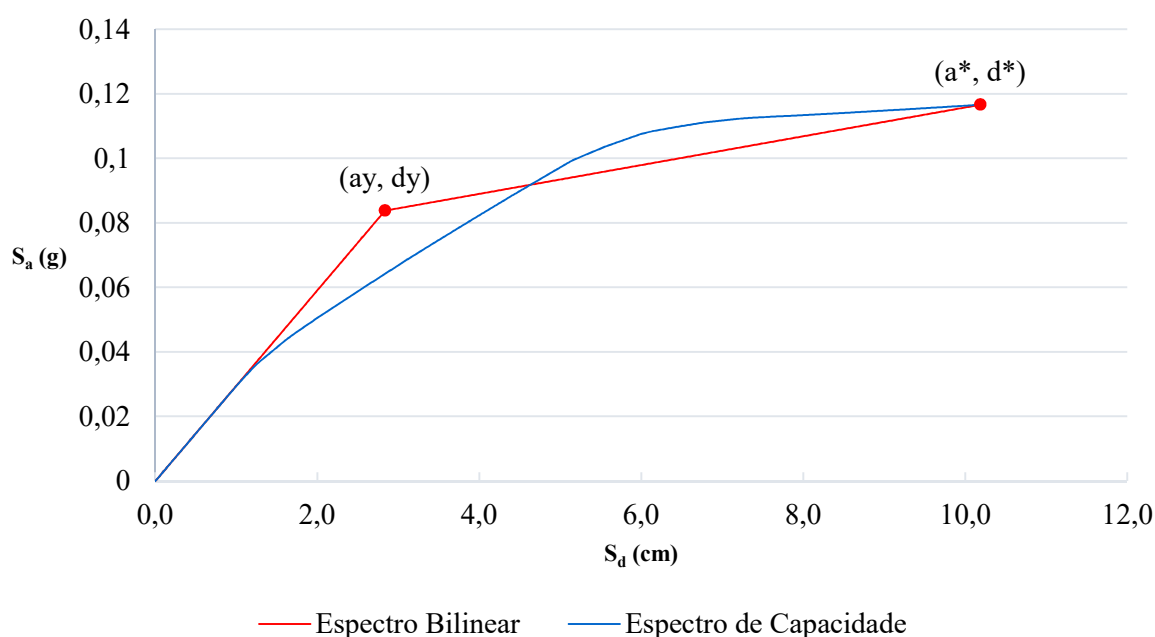
Figura 64 - Determinação do ponto (α^* , d^*).



Fonte: Autor (2019).

Com base no ponto (α^*, d^*) determinado, foi elaborado o espectro bilinear, satisfazendo todas as hipóteses definidas em 4.1.1. A inclinação do primeiro segmento é equivalente à inclinação inicial do espectro de capacidade, correspondendo ao regime linear. A inclinação do segundo trecho reto é definida numericamente pela planilha de cálculo, de tal modo que as áreas entre o espectro de capacidade e o espectro bilinear sejam equivalentes. Os pontos de interesse que compõem o espectro bilinear são indicados na Tabela 16. O gráfico do espectro obtido está representado na Figura 65.

Figura 65 - Espectro bilinear de capacidade.

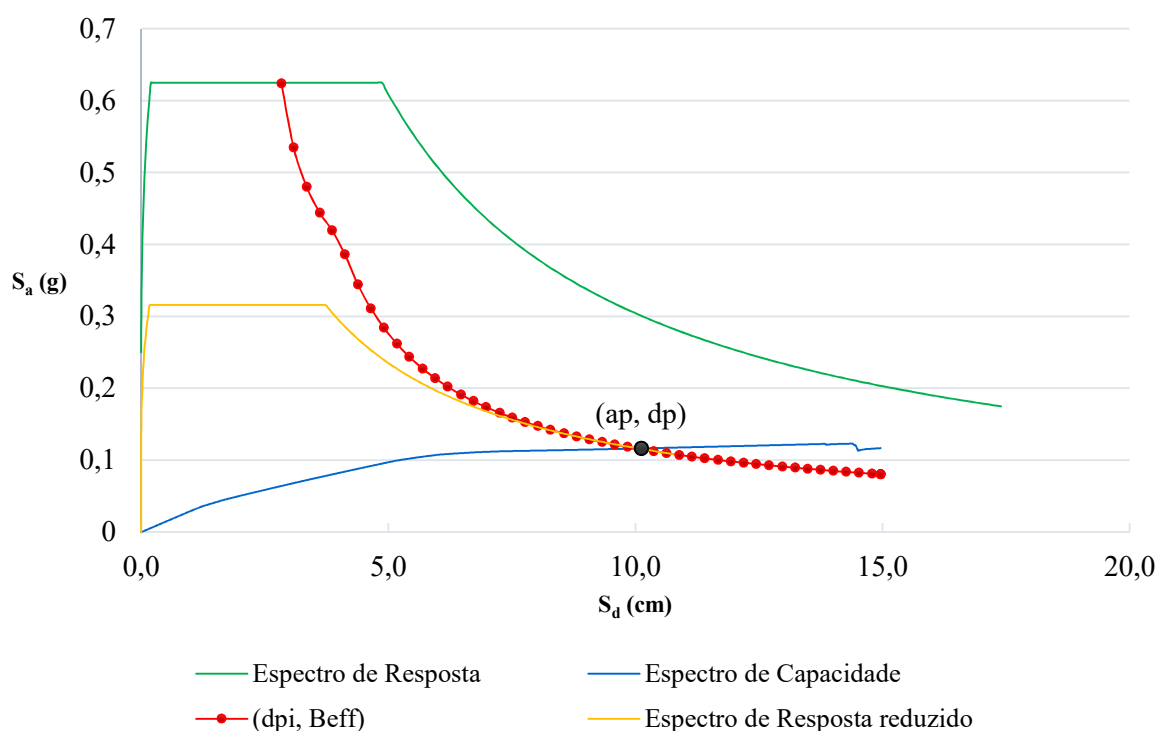


Fonte: Autor (2019).

O espectro bilinear foi utilizado no cálculo do amortecimento efetivo da estrutura. Após a definição do formato do espectro bilinear, foi traçada a curva (d_{pi}, β_{eff}) , composta por pontos calculados com emprego da Equação 26, para valores de d_{pi} próximos a d^* . A transformação dos pontos (d_{pi}, β_{eff}) em pontos de coordenadas (S_d, S_a) foi feita por meio do emprego das Equações 17 e 18 sobre o espectro de resposta elástico. Para cálculo do amortecimento efetivo, a estrutura foi classificada como tipo B. O fator de modificação de amortecimento k foi calculado considerando os pontos (α^*, d^*) e (α_y, d_y) , conforme expressões apresentadas na Tabela 4. Verificou-se que a intersecção da curva (d_{pi}, β_{eff}) com o espectro de capacidade ocorre para um deslocamento espectral de 10,02 cm e aceleração espectral de 0,116g. Estes valores definem o ponto de desempenho da estrutura (d_p, α_p) para o nível de demanda sísmica considerada.

A fim de verificar a hipótese de que o ponto de desempenho encontrado corresponde, de fato, ao deslocamento esperado para a estrutura, gerou-se o espectro de resposta reduzido considerando a taxa de amortecimento efetiva de 23,2%, correspondente ao ponto de intersecção das curvas. A partir desta verificação foi possível observar que a intersecção do espectro de resposta reduzido ocorreu para o mesmo ponto da curva (d_{pi}, β_{eff}) , confirmando que o ponto encontrado corresponde ao desempenho estimado para a estrutura. A Figura 66 ilustra as curvas geradas pelos procedimentos anteriores. A Tabela 16 sintetiza os valores dos parâmetros adotados e resultados obtidos no processo de determinação do ponto de desempenho.

Figura 66 - Determinação do ponto de desempenho para Zona 2, com classe E.



Fonte: Autor (2019).

Tabela 16 - Resultados da determinação do ponto de desempenho para Zona 2, com classe E.

Ponto de escoamento	α_y	0,084g
	d_y	2,835 cm
Ponto de desempenho elástico	α^*	0,117g
	d^*	10,187 cm
Curva (k, β_{eff})	k	0,649
	β_{eff}	23,2%
Ponto de desempenho	α_p	0,117g
	d_p	10,114 cm

Fonte: Autor (2019).

8.3 AVALIAÇÃO DO DESEMPENHO SÍSMICO

A avaliação sísmica da estrutura foi realizada de acordo com os critérios de desempenho estabelecidos no ATC-40 (ASCE, 1996), apresentados no Item 4.2. Definiu-se que o nível de desempenho do edifício seria determinado a partir da correlação com o nível de desempenho estrutural, sem considerar os critérios de desempenho de componentes não estruturais, tendo em vista que estes não são de interesse para o desenvolvimento deste trabalho. Ao relacionar as especificações de projeto da NBR 15421 (ABNT, 2006) com os níveis de desempenho dos regulamentos americanos, encontrou-se o desempenho de projeto correspondente ao nível 3-C de desempenho do edifício, associado ao nível de desempenho estrutural SP-3 (Quadro 4). Este nível representa o objetivo de desempenho de projeto, de modo que a capacidade da estrutura seja suficiente para que o critério de desempenho seja atendido.

Primeiramente, foram avaliados os desempenhos alcançados quanto aos critérios de aceitabilidade dos componentes estruturais, conforme os parâmetros descritos em 4.2.1.2. Em seguida, o desempenho estrutural do edifício foi limitado de acordo com o nível de desempenho alcançado pelos componentes estruturais. Na sequência, averiguou-se o cumprimento dos critérios de aceitabilidade global da estrutura apresentados em 4.2.1.1.

8.3.1 Nível de desempenho dos componentes estruturais

O desempenho de cada componente estrutural foi determinado de acordo com as deformações observadas para cada rótula plástica do elemento. Por sua vez, o nível de desempenho da estrutura, com base nos seus componentes, foi determinado com base no nível de desempenho mais avançado observado para o ponto de desempenho, considerando o estado de deformações de todos os elementos estruturais. A partir do momento em que ao menos um componente atinge um nível de desempenho, considera-se que a estrutura como um todo também o alcançou. Assim, o nível de desempenho independe da quantidade de rótulas plásticas que atingiram o patamar de deformação correspondente.

Para os níveis de demanda sísmica considerados no Item 8.2.2, os níveis de desempenho estrutural alcançados pelo edifício alvo deste estudo são indicados na Tabela 17, conforme os pontos da Tabela 15, avaliados pelo resultado da análise *Pushover* nos respectivos deslocamentos.

Tabela 17 - Nível de desempenho estrutural do edifício com base nos componentes.

Nível de desempenho estrutural					
Zona sísmica	Classe do Terreno				
	A	B	C	D	E
Zona 0	SP-1	SP-1	SP-1	SP-1	SP-1
Zona 1	SP-1	SP-1	SP-1	SP-1	SP-1
Zona 2	SP-1	SP-1	SP-1	SP-3	SP-3
Zonas 3 e 4	SP-1	SP-1	SP-3	SP-3	-

Fonte: Autor (2019).

Como esperado, níveis de desempenho estrutural mais avançados foram verificados em situações onde a demanda sísmica apresenta maior intensidade. Para as zonas sísmicas 3 e 4, com classe do terreno E, foi constatado que a estrutura não é capaz de garantir qualquer nível de desempenho, visto que nestas condições a solicitação sísmica excede sua capacidade resistente.

8.3.2 Nível de desempenho global

Além da avaliação da aceitabilidade dos componentes estruturais, o ATC-40 (ASCE, 1996) apresenta limitações para o desempenho global da estrutura, relacionadas à deformação horizontal relativa entre pavimentos e à capacidade da estrutura de suportar as cargas gravitacionais.

Em relação ao desempenho global da estrutura avaliada, verificou-se que, excetuando-se a combinação de zonas sísmicas 3 e 4 com classe de terreno E, a estrutura conservou a capacidade de suportar as cargas gravitacionais em todos os níveis de demanda sísmica, visto que nenhum elemento da estrutura atingiu a ruína total.

Para cada nível de desempenho estrutural, o ATC-40 (ASCE, 1996) define um deslocamento relativo máximo entre pavimentos adjacentes que pode ser aceito para que o nível seja considerado como atendido. De acordo com as informações apresentadas na Tabela 7, o deslocamento relativo máximo para o nível de desempenho SP-3 é 0,02. A NBR 15421 (ABNT, 2006) também prescreve limites para os deslocamentos relativos entre pavimentos, que variam de acordo com a categoria de utilização do edifício.

Para o edifício modelo em estudo foi adotada a categoria de utilização I em função da natureza de ocupação para o qual foi projetado, que não envolve as aplicações das demais categorias. Com base no que a Tabela 8 apresenta, o limite definido para a categoria de utilização I é de 0,02. O valor estabelecido para o critério mostra-se o mesmo para ambas as

normas; por este motivo, estipulou-se um limite de deslocamento relativo de 0,02, correspondente a 2%.

Para cada um dos níveis de solicitação sísmica avaliados foram registrados os deslocamentos horizontais de cada pavimento obtidos a partir dos resultados da análise *Pushover*. O cálculo do deslocamento relativo entre níveis adjacentes para cada pavimento foi realizado de acordo com a Equação 27. Os deslocamentos horizontais absolutos (δ_x) e relativos (Δ_x) dos pavimentos para cada zona sísmica são apresentados nas Tabelas Tabela 18 a Tabela 21.

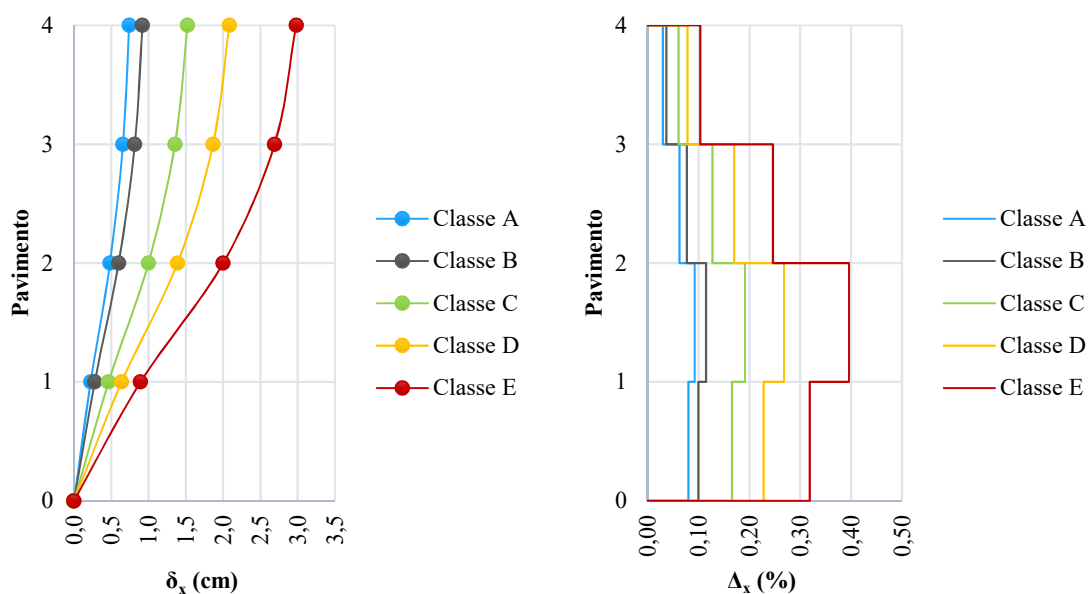
As Figuras 67 a 70 apresentam os deslocamentos horizontais absolutos e relativos por pavimento para cada zona sísmica.

Tabela 18 - Deslocamentos horizontais absolutos e relativos - Zona 0.

Pavimento	Nível (cm)	Classe do Terreno									
		A		B		C		D		E	
		δ_x (cm)	Δ_x (%)	δ_x (cm)	Δ_x (%)	δ_x (cm)	Δ_x (%)	δ_x (cm)	Δ_x (%)	δ_x (cm)	Δ_x (%)
4	+1120	0,74	0,03	0,92	0,04	1,52	0,06	2,08	0,08	2,98	0,10
3	+840	0,66	0,06	0,82	0,08	1,35	0,13	1,86	0,17	2,69	0,25
2	+560	0,48	0,09	0,60	0,11	1,00	0,19	1,39	0,27	2,00	0,40
1	+280	0,22	0,08	0,28	0,10	0,46	0,17	0,64	0,23	0,89	0,32

Fonte: Autor (2019).

Figura 67 - Deslocamentos horizontais absolutos e relativos - Zona 0.



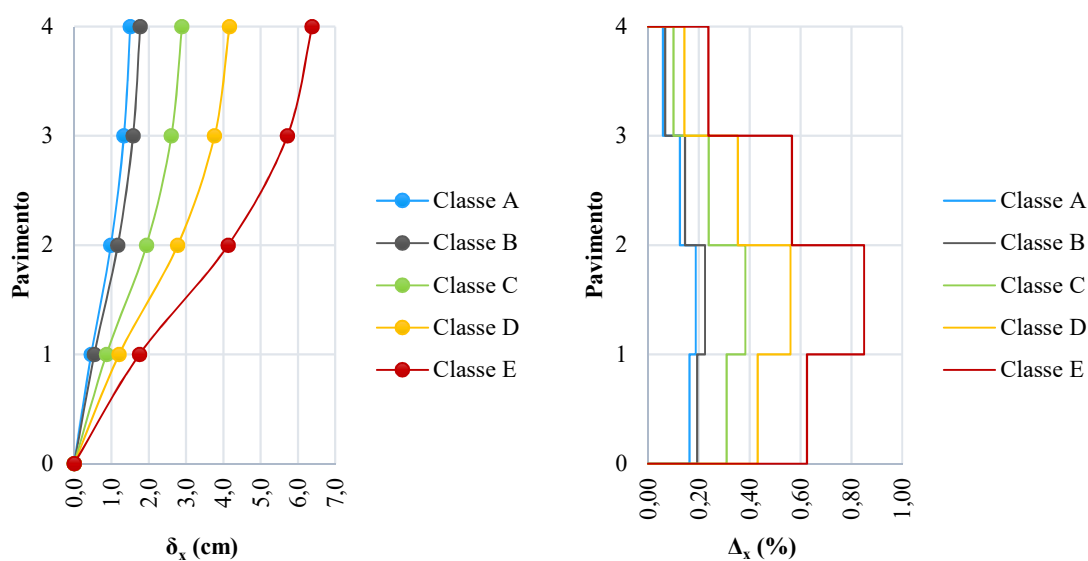
Fonte: Autor (2019).

Tabela 19 - Deslocamentos horizontais absolutos e relativos - Zona 1.

Pavimento	Nível (cm)	Classe do Terreno									
		A		B		C		D		E	
		δ_x (cm)	Δ_x (%)	δ_x (cm)	Δ_x (%)	δ_x (cm)	Δ_x (%)	δ_x (cm)	Δ_x (%)	δ_x (cm)	Δ_x (%)
4	+1120	1,50	0,06	1,77	0,07	2,89	0,10	4,17	0,14	6,38	0,24
3	+840	1,33	0,13	1,58	0,15	2,61	0,24	3,77	0,35	5,72	0,57
2	+560	0,98	0,19	1,17	0,22	1,94	0,38	2,78	0,56	4,13	0,85
1	+280	0,46	0,16	0,54	0,19	0,87	0,31	1,21	0,43	1,75	0,63

Fonte: Autor (2019).

Figura 68 - Deslocamentos horizontais absolutos e relativos - Zona 1.



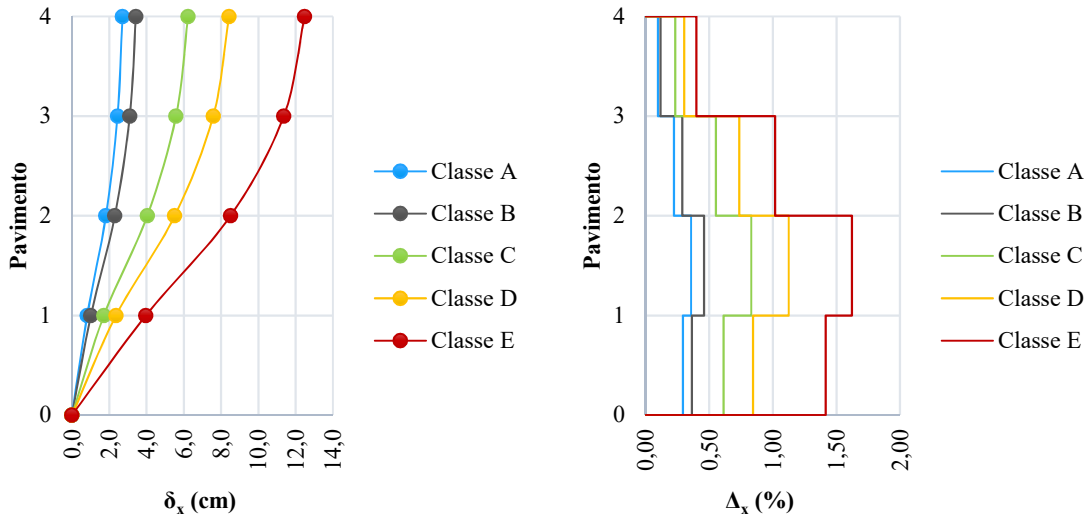
Fonte: Autor (2019).

Tabela 20 - Deslocamentos horizontais absolutos e relativos - Zona 2.

Pavimento	Nível (cm)	Classe do Terreno									
		A		B		C		D		E	
		δ_x (cm)	Δ_x (%)	δ_x (cm)	Δ_x (%)	δ_x (cm)	Δ_x (%)	δ_x (cm)	Δ_x (%)	δ_x (cm)	Δ_x (%)
4	+1120	2,71	0,10	3,43	0,12	6,23	0,23	8,42	0,30	12,48	0,40
3	+840	2,44	0,22	3,10	0,29	5,58	0,55	7,57	0,74	11,36	1,02
2	+560	1,82	0,36	2,30	0,46	4,04	0,83	5,51	1,13	8,51	1,62
1	+280	0,82	0,29	1,01	0,36	1,71	0,61	2,36	0,84	3,97	1,42

Fonte: Autor (2019).

Figura 69 - Deslocamentos horizontais absolutos e relativos - Zona 2.



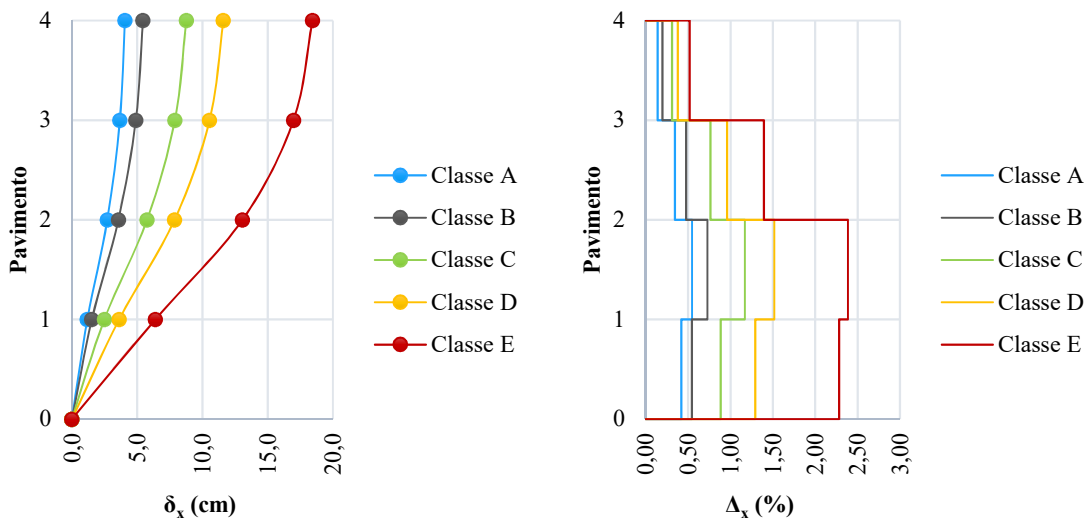
Fonte: Autor (2019).

Tabela 21 - Deslocamentos horizontais absolutos e relativos - Zonas 3 e 4.

Pavimento	Nível (cm)	Classe do Terreno									
		A		B		C		D		E	
		δ_x (cm)	Δ_x (%)	δ_x (cm)	Δ_x (%)	δ_x (cm)	Δ_x (%)	δ_x (cm)	Δ_x (%)	δ_x (cm)	Δ_x (%)
4	+1120	4,05	0,14	5,44	0,20	8,76	0,31	11,60	0,38	18,43	0,52
3	+840	3,67	0,34	4,89	0,48	7,89	0,76	10,54	0,96	16,97	1,40
2	+560	2,71	0,55	3,56	0,73	5,75	1,17	7,86	1,52	13,07	2,39
1	+280	1,18	0,42	1,52	0,54	2,48	0,89	3,61	1,29	6,39	2,28

Fonte: Autor (2019).

Figura 70 - Deslocamentos horizontais absolutos e relativos - Zonas 3 e 4.



Fonte: Autor (2019).

Novamente, vale ressaltar que para as zonas sísmicas 3 e 4 com classe E de terreno, a demanda sísmica ultrapassou a capacidade da estrutura e, portanto, não foi possível determinar os resultados de deslocamento provocados pelo sismo dessa magnitude. Assim sendo, durante a avaliação dos resultados na condição de colapso da estrutura os deslocamentos apontados para estas condições foram tomados com base na última iteração da análise *Pushover*.

As maiores deformações relativas foram observadas nos dois primeiros pavimentos. Verificou-se que o padrão de distribuição das deformações se manteve praticamente constante em todos os casos avaliados, o que sugere que a estrutura apresenta um comportamento regular de deformações horizontais, reafirmando seu comportamento do tipo pilar forte-viga fraca. Caso contrário, seria possível observar uma mudança no padrão de deslocamentos devidos à formação de mecanismos de *soft-storey*.

O limite de deslocamentos horizontais relativos foi ultrapassado apenas para a condição mais crítica da estrutura. Este resultado está de acordo com o esperado, haja vista que representa a situação de colapso da estrutura, e, portanto, de maiores deformações. Nos demais casos avaliados, os deslocamentos horizontais apresentaram relativa margem em relação ao limite de 2%, mesmo considerando-se os níveis de demanda mais elevados.

Deste modo, conclui-se que o desempenho de projeto foi atendido para todos os casos em que a estrutura suportou a demanda sísmica no que diz respeito aos critérios de aceitabilidade global.

8.4 ANÁLISE DOS RESULTADOS

Após a definição de todos os critérios de avaliação do nível de desempenho definidos, concluiu-se que a estrutura estudada atende os requisitos de desempenho de projeto, garantindo que o desempenho estrutural não supere o objetivo SP-3 (Segurança à vida). Verificou-se, contudo, uma condição em que a estrutura apresentou colapso, relativa à demanda sísmica das zonas 3 e 4 considerando classe do terreno E.

Além de avaliar o cumprimento dos requisitos de projeto, a análise dos níveis de desempenho alcançados pela estrutura para as diferentes magnitudes de demanda sísmica abre espaço para observações adicionais. Nota-se que a solicitação sísmica das zonas 0 e 1, com magnitude média a baixa, não avança significativamente sobre a capacidade da estrutura. Nestas condições, para todas as classes de terreno, a estrutura se manteve abaixo do nível de desempenho estrutural de ocupação imediata (SP-1), dispondo ainda de grande reserva de capacidade. Para a zona sísmica 0, considerando as classes de terreno A e B, a demanda sísmica

não se mostrou suficiente para plastificar qualquer elemento da estrutura, mantendo-se integralmente sob domínio de deformações lineares.

Conforme o mapa apresentado na Figura 3, as zonas 0 e 1 representam a maior parte do território brasileiro, com poucas áreas presentes nas demais zonas sísmicas delimitadas pela NBR 15421 (ABNT, 2006). Estes resultados reforçam a hipótese de que, devido à baixa sismicidade do território brasileiro, em condições usuais para as zonas sísmicas 0 e 1, a demanda sísmica não representa intensidade suficiente que justifique o detalhamento especial de estruturas nestas regiões.

A partir da zona sísmica 2, é possível observar que a estrutura demonstrou maior vulnerabilidade às ações sísmicas, sobretudo para classes de terreno D e E, tendo em vista que estes terrenos permitem uma maior amplificação das ondas sísmicas. Nestes níveis de demanda, a estrutura se aproximou das condições últimas de segurança à vida, que representam o desempenho objetivo de projeto. Estes resultados levam à conclusão de que mesmo levando em consideração os níveis de sismicidade do território brasileiro, ações sísmicas em projetos estruturais não devem ser negligenciadas, sobretudo em regiões onde a ocorrência de sismos com intensidades superiores seja esperada.

De modo geral, para todas as zonas sísmicas avaliadas, percebe-se uma grande influência da classe de terreno na definição da demanda. A Figura 63 indica graficamente como a mudança da classe de terreno resulta em variações significativas no deslocamento alcançado pela estrutura, refletindo na ampliação dos danos estruturais ao edifício. Vale destacar que, para uma mesma zona sísmica, o maior deslocamento alcançado foi, em média, quatro vezes superior ao respectivo menor deslocamento, obtidos pela consideração de diferentes classes de terreno.

Esta amplitude de variação demonstra-se crítica especialmente para zonas com maior magnitude sísmica, como as zonas 3 e 4. Nestes casos, de acordo com a classe do terreno, as condições de desempenho alcançadas puderam tanto manter uma grande reserva de capacidade, em terrenos com menor amplificação sísmica, quanto superar a capacidade da estrutura resultando no seu colapso, para a classe de terreno com maior amplificação. Portanto, nota-se que as características do terreno de suporte se apresentam como um fator essencial para o projeto de edifícios sismo-resistentes, devendo ser avaliado com cautela a fim de garantir a segurança da estrutura.

Para a demanda sísmica de maior intensidade considerada, que ocorre para as zonas sísmicas 3 e 4 com terreno de classe E, a estrutura não alcançou qualquer nível de desempenho. Como a demanda sísmica excedeu a capacidade resistente da estrutura, o edifício atingiu o colapso, o que ultrapassa qualquer nível de desempenho estrutura avaliado. Portanto, apesar de

a ação sísmica não ser significativa para o projeto de estruturas, os resultados da avaliação realizada demonstram que mesmo para intensidades sísmicas previstas no território brasileiro a demanda imposta pode levar a estrutura ao colapso.

9 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Ao contrário de diretrizes de projeto para outros tipos de solicitações, em casos de dimensionamento e verificações de segurança de estruturas sujeitas à ação sísmica admite-se que a estrutura apresente deformações além do seu limite elástico. Projetar edifícios para responder à ação sísmica no domínio elástico pode aumentar significativamente o custo do projeto da estrutura, resultando em uma edificação pouco eficiente e por vezes mesmo inviável. Portanto, o estudo do comportamento não linear e a avaliação da capacidade de deformação plástica são essenciais para permitir o aproveitamento da ductilidade disponível na estrutura.

Neste trabalho, foi desenvolvida a avaliação sísmica de uma estrutura por meio da análise estática não linear *Pushover*. Visto que o regulamento sísmico brasileiro não aborda métodos de projeto baseado em desempenho, os critérios de avaliação adotados foram fundamentados nos padrões de projeto da norma americana ATC-40 (ASCE, 1996).

As metodologias de projeto sísmico baseado em desempenho demonstraram ser de simples aplicação prática. Contudo, apresentam a necessidade de respostas da estrutura geradas com maior grau de precisão, para que seja possível avaliar não somente a capacidade resistente da estrutura, mas também o estado de deformações e o dano estrutural causado para um dado nível de demanda sísmica. Análises dinâmicas não lineares podem ser empregadas para a obtenção destes resultados, no entanto a elevada complexidade de implementação e a alta demanda computacional limitam a aplicação destas análises no cotidiano de projeto de edifícios. Neste contexto surgem os métodos de análise estática não linear, com intuito de estimar a resposta sísmica que seria obtida pela análise dinâmica.

As análises estáticas não lineares, ou análises *Pushover*, fornecem informações relevantes acerca da resposta da estrutura, que podem ser examinadas por diferentes métodos propostos para avaliação do desempenho sísmico do edifício. O desenvolvimento de análises desta natureza fornece uma demonstração de como o edifício responde à ação sísmica, ao identificar os possíveis modos de ruptura e avaliar o potencial ao colapso progressivo. Ainda, com o auxílio de ferramentas computacionais avançadas, como o SAP2000 (CSI, 2016), é possível visualizar graficamente a resposta da estrutura ao longo do carregamento, obtendo-se uma ampla noção do comportamento previsto para o sistema estrutural. Por estes motivos, a análise *Pushover* demonstra-se uma alternativa viável às análises dinâmicas para uso em projetos de edifícios sismo-resistentes.

No entanto, o estudo desenvolvido permitiu observar algumas restrições relacionadas à aplicação deste processo de análise. Dentre as principais limitações da análise *Pushover*

convencional, destacam-se a falta de consideração dos efeitos de modos de vibração mais elevados e a impossibilidade de incluir as alterações de suas características modais decorrentes da modificação de rigidez ao longo da análise. Estas limitações restringem a aplicação deste método de análise para estruturas de grande porte, que sejam mais flexíveis (com períodos de vibração fundamental superiores à 1 segundo), ou que disponham de elevada irregularidade, sobretudo quando implicam num aumento dos efeitos torcionais na resposta dinâmica da estrutura. Portanto, previamente à aplicação desta análise deve-se buscar obter conhecimento de suas restrições e limitações a fim de evitar que resultados imprecisos sejam considerados na avaliação da estrutura.

A principal dificuldade verificada quanto à implantação de análises estáticas não lineares durante o desenvolvimento do presente estudo consiste na elaboração de um modelo não linear da estrutura que se mantenha atrativo sob a ótica da praticidade e eficiência computacional sem comprometer a precisão dos resultados. Dos diferentes modelos estudados, adotou-se o modelo com não linearidade concentrada por meio de rótulas plásticas. Além de permitir uma aproximação razoável da não linearidade física dos elementos de concreto armado, este modelo tem como vantagens a facilidade de implementação no modelo da estrutura, com caracterização por parâmetros fundamentados em ensaios, e a necessidade de menor capacidade computacional de operação quando comparado a outras opções.

Da revisão das normas de projeto sismo-resistente, observou-se a presença de diversas similaridades entre as normas brasileiras e os regulamentos internacionais, sobretudo os americanos, de onde fundamentam-se em grande parte as diretrizes da norma brasileira.

Com relação ao desempenho sísmico alcançado pela estrutura considerando diferentes níveis de demanda, os resultados obtidos permitem aprofundar a noção acerca das intensidades sísmicas previstas pela NBR 15421 (ABNT, 2006). Para as zonas sísmicas que representam grande parte do território brasileiro (zonas 0 e 1), a demanda sísmica não se mostrou suficiente para causar danos significativos aos componentes estruturais, independente das características do terreno de suporte do edifício. Com a baixa demanda observada para estas regiões, concluiu-se que seria possível dispensar um detalhamento especial da estrutura nestas regiões sem comprometer o desempenho da estrutura. No entanto, os resultados obtidos para as zonas 3 e 4 indicam que as ações sísmicas nestas regiões podem demonstrar-se relevantes, exigindo que sejam verificadas em projeto a fim de garantir a segurança estrutural do edifício na eventualidade de um terremoto.

Além da aceleração característica, as avaliações do desempenho sísmico demonstraram que as características do solo de suporte têm expressiva influência sobre a

intensidade da demanda sísmica. Sobretudo para regiões sujeitas a tremores de maior magnitude, é essencial que se avalie adequadamente o terreno para que o dimensionamento e a verificação estrutural sejam desenvolvidos de acordo com a demanda esperada, evitando subestimativas que possam pôr em risco a segurança dos ocupantes, ou superestimativas que possam onerar desnecessariamente os custos do edifício. Embora a avaliação tenha sido realizada sobre uma única estrutura, as variações observadas para o desempenho sob diferentes níveis de demanda tendem a manter a proporção.

É válido destacar que a resposta obtida pelo *Pushover* é função das propriedades mecânicas dos materiais utilizados e do detalhamento das armaduras de todos os componentes estruturais, e, portanto, esta modalidade de análise não se demonstrou apropriada para a concepção do projeto inicial da estrutura. No entanto, as análises estáticas não lineares podem ser de grande utilidade para a otimização do projeto de estruturas sismo-resistentes, tanto sob o ponto de vista econômico quanto de desempenho. Ao analisar a formação e progressão das rótulas plásticas, é possível propor alterações na concepção estrutural do projeto que visem um melhor aproveitamento da capacidade disponível na estrutura, buscando uma solução eficiente para o projeto do edifício que atenda todos os critérios de desempenho esperados. A resposta da estrutura obtida pela análise *Pushover* também permite identificar os possíveis modos de ruína do edifício para a solicitação sísmica. Com isso, identificam-se os pontos de fragilidade da estrutura, que limitam seu desempenho, e onde possa ser necessário maior atenção no detalhamento das armaduras.

Conclui-se, portanto, que as análises estáticas não lineares sob a forma da análise *Pushover* demonstram-se uma poderosa ferramenta de análise, capaz de contribuir significativamente para o projeto de estruturas sismo-resistentes e permitir a dispensa de análises mais complexas e inviáveis para aplicação no cotidiano de projeto.

9.1 RECOMENDAÇÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

A partir dos resultados e conclusões obtidos pelo desenvolvimento do presente trabalho, e no intuito de ampliar as contribuições acadêmicas acerca do tema abordado, recomenda-se a realização dos seguintes estudos:

- a) Desenvolver a avaliação sísmica para uma gama maior de edifícios no contexto sísmico brasileiro;

- b) Elaborar modelos não lineares com maior grau de complexidade, com a representação da não linearidade de forma distribuída sobre os elementos, utilizando-se de modelos de fibras ou elementos finitos;
- c) Incluir e avaliar a contribuição de outros componentes do edifício não considerados no modelo da estrutura deste trabalho, como as lajes de concreto armado (considerando o diafragma flexível) e alvenarias de vedação;
- d) Estimar e comparar o desempenho alcançado pela estrutura por outras metodologias de análise estática não linear com o obtido neste trabalho;
- e) Desenvolver a análise *Pushover* com base em processos adaptativos que considerem a contribuição de modos mais elevados da estrutura e a alteração de sua resposta modal ao longo do desenvolvimento da análise;
- f) Comparar os resultados obtidos pela análise *Pushover* com relação a análises com maior grau de precisão, como a análise dinâmica não linear.

REFERÊNCIAS

- ANTONIOU, Stelios; PINHO, Rui. Advantages and limitations of adaptive and non-adaptive force-based pushover procedures. **Journal of Earthquake Engineering**, v. 8, n. 04, p. 497-522, 2004.
- ASCE. **Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings, ATC-40**, Applied Technology Council, Redwood City, California, 1996.
- ASCE. FEDERAL EMERGENCY MANAGEMENT AGENCY. NHERP. **Guidelines for the seismic rehabilitation of buildings** (FEMA 356), Washington, D.C, U.S.A, 2000. 518 p.
- ASCE. FEDERAL EMERGENCY MANAGEMENT AGENCY. NHERP. **Improvement of Nonlinear Static Seismic Analysis Procedures**. (FEMA 440), Washington, D.C, U.S.A, 2005. 392 p.
- ASCE, SEI. **Seismic evaluation and retrofit of existing buildings: ASCE/SEI 41-17**. American Society of Civil Engineers, Reston, Virginia, 2017.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 8681**: ações e segurança nas estruturas - Procedimento. Rio de Janeiro: ABNT, 2003.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 15421**: projeto de estruturas resistentes a sismos - Procedimento. Rio de Janeiro: ABNT, 2006.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 7480**: aço destinado a armaduras para estruturas de concreto armado - Especificação. Rio de Janeiro: ABNT, 2006.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 6118**: projeto de estruturas de concreto - Procedimento. Rio de Janeiro; ABNT, 2014.
- AYCARDI, L. E.; MANDER, John B.; REINHORN, Andrei M. **Seismic Resistance of Reinforced Concrete Frame Structures Designed Only for Gravity Loads-Part II: Experimental Performance of Subassemblages**. NCEER Report, 1992.
- AZEVEDO, L. M. de. **Estudo comparativo do detalhamento das armaduras em projetos de estruturas sismo-resistentes**, Monografia (Graduação em Engenharia Civil) – Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Norte, Natal, 2016.
- BERES, A.; WHITE, R. N.; GERGELY, P. **Seismic behavior of reinforced concrete frame structures with nonductile details: Part I–Summary of experimental findings of full scale beam-column joint tests**. National Center for Earthquake Engineering Research, State University of New York at Buffalo, Buffalo, NY, 1992.
- BERROCAL, J.; ASSUMPÇÃO, M.S.; ANTEZANA, R.; DIAS NETO, C.M.; ORTEGA, R.; FRANCA, H.; VELOSO, J.A.V. **Sismicidade do Brasil**. Instituto Astronômico e Geofísico, São Paulo, 1984. 320 p.

BHATT, C. A. F. **Análise Sísmica de Edifícios de Betão Armado segundo o Eurocódigo 8 – Análises Lineares e Não Lineares**. Dissertação (Mestrado), Universidade Técnica de Lisboa. Lisboa, 2007.

CASTILLO, H. S. S. **Análise do risco sísmico para estruturas de uso essencial no Brasil**. Dissertação (mestrado). Universidade Federal do Ceará, Centro de Tecnologia, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil: Estruturas e Construção Civil, Fortaleza, 2018.

CEN – EUROPEAN COMMITTEE STANDARDIZATION. **Eurocode 8 – Design of structures for earthquake resistance**, Part 1. European Standard EN 1998-1, Brussels, 2004.

CHEN, Wai-Fah; SCAWTHORN, Charles. **Earthquake engineering handbook – New directions in civil engineering**. 1st Edition, CRC Press LLC, 2003.

CHOPRA, A. K. **Dynamics of Structure**, Vol. 1. Earthquake Engineering Research Institute, University of California, Berkeley, U.S.A, 1995.

CHOPRA, Anil K.; GOEL, Rakesh K. Capacity-demand-diagram methods for estimating seismic deformation of inelastic structures: SDF systems. **Report No. PEER1999/02**, 1999.

CHOPRA, Anil K.; GOEL, Rakesh K. A modal pushover analysis procedure for estimating seismic demands for buildings. **Earthquake engineering & structural dynamics**, v. 31, n. 3, p. 561-582, 2002.

CLOUGH, R.W., PENZIEN, J. **Dynamics of Structures**, Third Edition. Computers & Structures, Inc. Berkeley, California, USA, 2003.

CORBANI, Silvia. **Análise dinâmica elasto-plástica de estruturas metálicas sujeitas a excitação aleatória de sismos**. 2006. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) – Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo, 2006.

COUTINHO, D. S. do A. **Análise “pushover” de edifícios em betão armado**. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Faculdade de Engenharia, Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2008.

CSI – COMPUTERS AND STRUCTURES, INC. **Analysis Reference Manual**. Computers and Structures, Inc, Berkeley, California, U.S.A, 2016.

CSSC – CALIFORNIA SEISMIC SAFETY COMMISSION. **Review of Seismic Research Results on Existing Buildings**. SSC 94-03, Prepared by the Applied Technology Council, California Universities for Research in Earthquake Engineering, and the Structural Engineers Association of California; California Seismic Safety Commission, Sacramento, California, 1994.

DEIERLEIN, G. G.; REINHORN, A. M.; WILLFORD, M. R. **Nonlinear Structural Analysis For Seismic Design**, NEHRP Seismic Design Technical Brief No. 4., NIST GCR 10-917-5. Gaithersburg, MD: National Institute of Standards and Technology, 2010.

ELNASHAI, Amr S. Do we really need inelastic dynamic analysis?. **Journal of Earthquake Engineering**, v. 6, n. S1, p. 123-130, 2002.

FAJFAR, Peter; FISCHINGER, Matej. N2-A method for non-linear seismic analysis of regular buildings. In: **Proceedings of the ninth world conference in earthquake engineering**. p. 111-116, 1988

FREEMAN, S. A; NICOLETTI, J. P.; TYREL, J. V. Evaluations of existing buildings for seismic risk-A case study of Puget Sound Naval Shipyard. In: **Proc. 1st US Nat. Conf. on Earthquake Engrg.** Bremerton, Washington, 1975.

FREEMAN, Sigmund A. The capacity spectrum method. In: **Proceedings of the 11th European conference on earthquake engineering**, Paris, 1998.

ICBO – INTERNATIONAL CONFERENCE OF BUILDING OFFICIALS. **UBC - Uniform Building Code: Structural design requirements**. [S.l.], 1997.

KONSTANTINIDIS, A. K. **Earthquake resistant buildings made of reinforced concrete. Vol. A: Construction & detailing**. BuildingHow, Greece, 2014. Disponível em: <https://debug.pi.gr/default.aspx?ch=53&dir=+1>. Acesso em: 02 de maio de 2019.

KRAWINKLER, H. New trends in seismic design methodology. In: **Proceedings of the 10th European Conference on Earthquake Engineering**, 1995, Vol.2, 821-830, Vienna, Austria.

KRAWINKLER, Helmut; SENEVIRATNA, G. D. P. K. Pros and cons of a pushover analysis of seismic performance evaluation. **Engineering structures**, v. 20, n. 4-6, p. 452-464, 1998.

LAWSON, R. Scott; VANCE, V.; KRAWINKLER, H. Nonlinear static push-over analysis-why, when, and how? In: **Proceedings of the 5th US Conference in Earthquake Engineering**. [S.l.], 1994.

LIEPING, Ye; ZHE, Qu. Failure mechanism and its control of building structures under earthquakes based on structural system concept. **Journal of Earthquake and Tsunami**, v. 3(4), p. 249-259, 2009.

LINDEBURG, Michael R.; MCMULLIN, Kurt M. **Seismic design of building structures: a professional's introduction to earthquake forces and design details**. Professional Publications, Inc. Belmont, CA, 2008.

MANDER, John B.; PRIESTLEY, Michael JN; PARK, R. Theoretical stress-strain model for confined concrete. **Journal of structural engineering**, v. 114, n. 8, p. 1804-1826, 1988.

MIRANDA, E. **Seismic evaluation and upgrading of existing buildings**. PhD dissertation, Department of Civil Engineering. University of California, Berkeley, CA, 1991.

MIRANDA, P. S. T. **Avaliação da Vulnerabilidade Sísmica na Realidade Predial Brasileira**, Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal do Ceará, Fortaleza, 2010.

MONCAYO, W. J. Z. **Análise de segunda ordem global em edifícios com estrutura de concreto armado**, Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2011.

NEWMARK, N., HALL, W. **Earthquake Spectra and Design**. Earthquake Criteria, Structural Design and Strong Motion Records, 3, California, U.S.A, 1982.

PAPANIKOLAOU, V., ELNASHAI, A.S., PAREJA, J.F. **Limits of applicability of conventional and advanced pushover analysis for seismic response assessment**. Mid-America Earthquake Center, University of Illinois at Urbana-Champaign, 2005.

PARISENTI, Ronaldo. **Estudo de análise dinâmica e métodos da NBR 15421 para projeto de edifícios submetidos a sismos**. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 2011.

PAULAY, Thomas; PRIESTLEY, Michael John Nigel. **Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings**. John Wiley & Sons, Inc., San Diego, 1992. 744 p.

PEÑA, L. A. P. **Análise dos efeitos provocados por abalos sísmicos em estruturas irregulares**. Dissertação (Mestrado em Estruturas e Construção Civil) – Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 2012.

PESSIKI, S. P., CONLEY, C. H., GERGELY, P., WHITE, R. N. **Seismic Behavior of Lightly Reinforced Concrete Column and Beam-Column Joint Details**. NCEER-90-0014, National Center for Earthquake Engineering Research, Buffalo, New York, 1990.

PINTO, R. S. **Não-linearidade física e geométrica no projeto de edifícios usuais de concreto armado**. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 1997.

POWELL, Graham Harcourt. **Modeling for structural analysis: behavior and basics**. Computers and Structures, 2010.

QI, Xiaoxuan; MOEHLE, Jack P. **Displacement design approach for reinforced concrete structures subjected to earthquakes**. Earthquake Engineering Research Center, College of Engineering/University of California, 1991.

SAIIDI, Mehdi; SOZEN, Mete A. Simple nonlinear seismic analysis of R/C structures. **Journal of the Structural Division**, v. 107, n. 5, p. 937-953, 1981.

SILVA, J. F. F. **Análise sísmica de edifícios em betão armado com recurso a metodologias simplificadas**. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Faculdade de Engenharia, Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2008.

SUBRAMANIAN, N. **Design of RC Beam Column Joints**. The Masterbuilder, India, 2014. Disponível em: <https://www.masterbuilder.co.in/design-of-rc-beam-column-joints/>. Acesso em: 02 de maio de 2019.

XFMA. **Estruturas sismoresistentes. Analisis modal espectral. Capítulo 2**. Disponível em: <https://xfma.wordpress.com/2013/02/19/estructuras-sismoresistentes-analisis-modal-espectral-capitulo-2/>. Acesso em: 02 de maio de 2019.

APÊNDICES

Apêndice A – Dinâmica das Estruturas

Metodologias de análise estática não linear buscam simplificar o processo de obtenção da resposta de estruturas solicitadas por ações dinâmicas, evitando a necessidade de análises dinâmicas, com nível de complexidade muito superior, muitas vezes inviáveis para uso em projeto (PAPANIKOLAU *et al.*, 2005). No entanto, a simplificação da análise dinâmica em processos estáticos fundamenta-se em propriedades da dinâmica das estruturas. Portanto, para que seja possível aplicar estas análises simplificadas, é necessário compreender conceitos centrais relacionados ao comportamento dinâmico de estruturas.

A.1 CONCEITOS BÁSICOS DE DINÂMICA DAS ESTRUTURAS

Conforme Clough e Penzien (2003), um modelo dinâmico tem como objetivo simular o comportamento de uma estrutura real quando submetida a qualquer tipo de carregamento variável no tempo. A resposta dinâmica, em geral, fornece, dentre outras propriedades, o histórico de deslocamentos, velocidades, acelerações, esforços internos e deformações da estrutura. As características físicas importantes para a definição do modelo são a massa, o amortecimento e a rigidez da estrutura (CHOPRA, 1995).

A.1.1 Graus de liberdade

O conceito de grau de liberdade está relacionado a um movimento, deslocamento ou rotação de um ponto qualquer da estrutura. Evidentemente, qualquer edifício apresenta um número infinito de pontos. No entanto, a liberdade de movimento destes pontos não é independente, visto que estão conectados pelos componentes da estrutura. Assim, define-se grau de liberdade como todo movimento independente de um ponto na estrutura (CHOPRA, 1995).

A.1.2 Amortecimento

Chopra (1995) define amortecimento como o processo contínuo de redução da amplitude de vibração livre – trata-se do fenômeno pelo qual a energia mecânica de um sistema é dissipada. Vários mecanismos podem dissipar a energia do sistema vibratório, sendo possível a atuação simultânea de dois ou mais mecanismos.

O amortecimento define a amplitude de vibração na ressonância e o tempo de persistência da vibração depois de cessada a excitação. No movimento vibratório de edifícios reais, os mecanismos de dissipação de energia incluem fenômenos como o atrito nas conexões de aço, abertura e fechamento de microfissuras no concreto, e o atrito entre as estruturas e componentes não estruturais, como paredes de vedação. É altamente inviável identificar e descrever matematicamente cada um dos mecanismos de dissipação de energia de um edifício real. Portanto, para diversos propósitos, o amortecimento em estruturas reais é idealizado satisfatoriamente por um amortecedor viscoso linear. O coeficiente de amortecimento é definido de modo que a energia vibratória dissipada seja equivalente à energia que seria dissipada por todos os mecanismos de dissipação presentes na estrutura real. Logo, denomina-se este coeficiente de coeficiente de amortecimento equivalente, empregado no processo de redução da demanda sísmica pelo Método do Espectro de Capacidade (CHOPRA, 1995).

A.1.3 Equação do movimento

Denominam-se equações de movimento expressões matemáticas que governam a resposta dinâmica das estruturas. Estas equações são obtidas por meio da aplicação de qualquer um dos princípios da mecânica clássica, por exemplo, o princípio de d'Alembert, dos Trabalhos Virtuais ou de Hamilton (CLOUGH; PENZIEN, 2003). A equação canônica de movimento que governa a resposta da estrutura considerada de um grau de liberdade (SDOF) é dada pela Equação A1:

$$m\ddot{x}(t) + c\dot{x}(t) + Kx(t) = p(t) \quad (\text{A1})$$

Onde m é a massa do sistema; K é a rigidez; c é o coeficiente de amortecimento; $p(t)$ é uma força dinâmica externa variável no tempo; $x(t)$ é o deslocamento; $\dot{x}(t)$ a velocidade; e $\ddot{x}(t)$ é a aceleração da massa.

No caso de ações sísmicas, o movimento induzido pelo tremor ocorre na base da estrutura. Então, a equação do movimento considerando a ação do sismo é dada conforme a Equação A2:

$$m\ddot{x} + c\dot{x} + Kx = -ma(t) \quad (\text{A2})$$

Onde $a(t)$ a aceleração do terreno e, como resultado, $-ma(t)$ o valor da força sísmica atuante no sistema. Nota-se, pela equação anterior, que a força sísmica é diretamente proporcional à massa.

A.1.4 Modos de vibração natural

Características dinâmicas de modelos com múltiplos graus de liberdade (MDOF) são definidas analisando seus movimentos de vibração livre, ou seja, sem a presença de um agente externo durante o movimento. O processo a seguir segue o apresentado por Chopra (1995).

A aplicação da Equação A1 a um sistema de múltiplos graus de liberdade resulta na Equação A3:

$$[m]\{\ddot{x}(t)\} + [K]\{x(t)\} = 0 \quad (A3)$$

Onde $[m]$ é a matriz de massa, $[K]$ é a matriz de rigidez, $\{x(t)\}$ é o vetor de deslocamento e $\{\ddot{x}(t)\}$ o vetor da aceleração.

Esta equação tem como solução:

$$\{x(t)\} = A \text{sen}(\omega t + \varphi) \quad (A4)$$

$$\{\ddot{x}(t)\} = A\omega^2 \text{sen}(\omega t + \varphi) \quad (A5)$$

Onde A é a amplitude do movimento, φ o ângulo de fase e ω a frequência de vibração, definida pela notação $\omega^2 = K/m$.

Aplicando (A4) e (A5) em A3, obtém-se:

$$|[K] - \omega^2[m]|A = 0 \quad (A6)$$

A Equação A6 compõe um sistema de equações algébrica lineares e homogêneas, constituindo um problema de autovalores. O sistema tem solução assumindo-se que o determinante da matriz de coeficientes é zero.

$$|[K] - \omega^2[m]| = 0 \quad (A7)$$

A Equação A7 é conhecida como equação característica. O autovetor A_i pode ser obtido a partir de A7. Autovetores podem ser normalizados da seguinte maneira:

$$A_i^T [m] A_i = M_i^* \quad (A8)$$

$$\phi_i = A_i (M_i^*)^{-\frac{1}{2}}, \quad i = 1, 2, \dots, n \quad (A9)$$

Onde ϕ_i são os autovetores normalizados.

A Equação A9 assegura a conformidade da condição $\phi_i^T [m] \phi_i = 1$. Os autovetores ϕ_i são normalizados na matriz modal Φ , e são conhecidos na análise estrutural como as formas de vibração natural ou formas modais da estrutura. O conjunto de um autovalor ω_i e seu autovetor

ϕ_i corresponde ao modo natural de vibração i , caracterizado pela frequência de vibração ω_i (CHOPRA, 1995). Do problema de autovalores, resulta:

$$([K] - \omega^2[m])\Phi = 0 \quad (A10)$$

A equação é solucionada através da aplicação de técnicas numéricas. No entanto, frequentemente não é necessário calcular todos os autovalores e autovetores contidos na Equação A10. De fato, obtém-se uma aproximação satisfatória da solução do problema dinâmico com base somente dos autovalores mais baixos, com maior participação modal na resposta da estrutura.

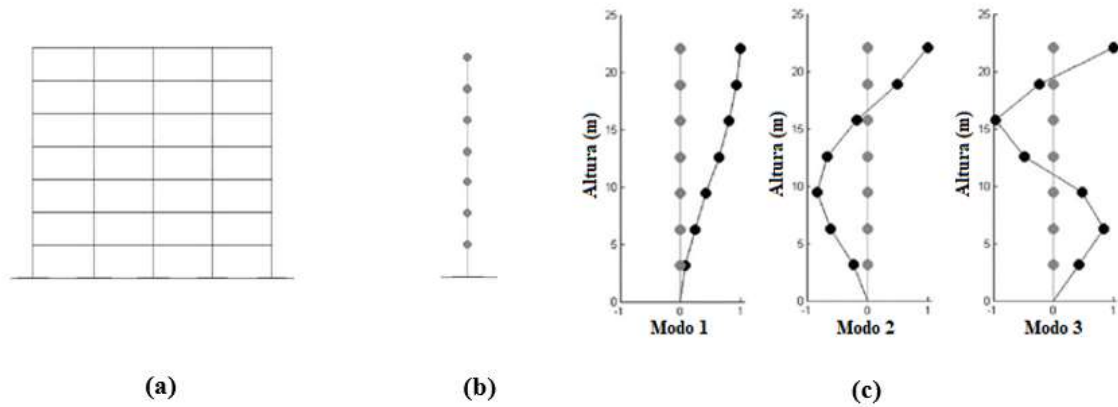
Neste trabalho, os valores da frequência e do padrão de movimento dos modos de vibração indicados na Tabela 12 foram obtidos pela solução numérica das equações anteriores, com base no modelo estrutural desenvolvido no programa SAP2000.

A.2 EQUAÇÕES DA ANÁLISE MODAL

A aplicação do Método do Espectro de Capacidade necessita da definição de alguns parâmetros originados na análise modal da estrutura. A transformação da curva de capacidade no espectro de capacidade no formato ADRS baseia-se na dinâmica das estruturas, considerando as características do primeiro modo de vibração da estrutura. O procedimento desenvolvido a seguir é apresentado no ATC-40 (ASCE, 1996).

Primeiramente, a estrutura é representada por meio de um modelo dinâmico de múltiplos graus de liberdade com massas concentradas (Figura A1), onde cada massa concentrada possui um modo de vibração associado. A obtenção dos modos de vibração natural da estrutura através das expressões apresentadas em A.1.4, resulta nos dados de entrada necessários ao cálculo dos parâmetros descritos a seguir (ASCE, 1996).

Figura A1 - (a) Modelo completo da estrutura; (b) Modelo de massas concentradas; (c) Modos de vibração da estrutura.



Fonte: Adaptado de ATC-40 (ASCE, 1996).

- a) **Fator de participação modal (PF_m)**: este fator representa a participação de cada modo na resposta dinâmica global da estrutura. Na Equação A11, PF_m é o fator de participação modal para o modo m , $\frac{w_i}{g}$ é a massa atribuída ao nível i , ϕ_{im} é a amplitude do modo m no nível i , e N representa o nível N , equivalente ao nível superior da estrutura.

$$PF_m = \frac{\sum_{i=1}^N \frac{(w_i \phi_{im})}{g}}{\sum_{i=1}^N \frac{(w_i \phi_{im}^2)}{g}} \quad (A11)$$

- b) **Coefficiente de massa efetiva (α_m)**: representa a porcentagem da massa total que se desloca em cada modo de vibração. É calculado pela Equação A12 para cada modo m de vibração da estrutura:

$$\alpha_m = \frac{\left[\sum_{i=1}^N \frac{(w_i \phi_{im})}{g} \right]^2}{\left[\sum_{i=1}^N \frac{w_i}{g} \right] \sum_{i=1}^N \frac{(w_i \phi_{im}^2)}{g}} \quad (A12)$$

- c) **Aceleração modal do pavimento (a_{im})**: representa a aceleração no nível i para o modo m . Está associado ao PF_m , ao ϕ_{im} e à aceleração espectral para o modo m (S_{am}) do espectro de resposta. Este parâmetro é dado por:

$$a_{im} = PF_m \phi_{im} S_{am} \quad (A13)$$

- d) **Força modal horizontal no pavimento (F_{im}):** este parâmetro busca simular as forças de inércia ($f_i = m_i a_i$) induzidas em cada pavimento. Na Equação A14, F_{im} é a força modal horizontal no pavimento i para o modo m , e w_i representa o peso atribuído ao nível i .

$$F_{im} = PF_m \phi_{im} S_{am} w_i \quad (A14)$$

- e) **Cortante modal na base (V_m):** a força lateral total correspondente ao modo m é calculada a partir da massa efetiva (α_m), da aceleração espectral (S_{am}) e da carga permanente total (peso próprio) do edifício W :

$$V_m = \alpha_m S_{am} W \quad (A15)$$

- f) **Deslocamento modal lateral (δ_{im}):** o deslocamento modal lateral do pavimento está relacionado com o deslocamento espectral modal da estrutura. Na Equação A16, δ_{im} é o deslocamento lateral no nível i para o modo m ; PF_{im} , calculado pela Equação A17, é o fator de participação modal do pavimento i ; S_{dm} é o deslocamento espectral para o modo m .

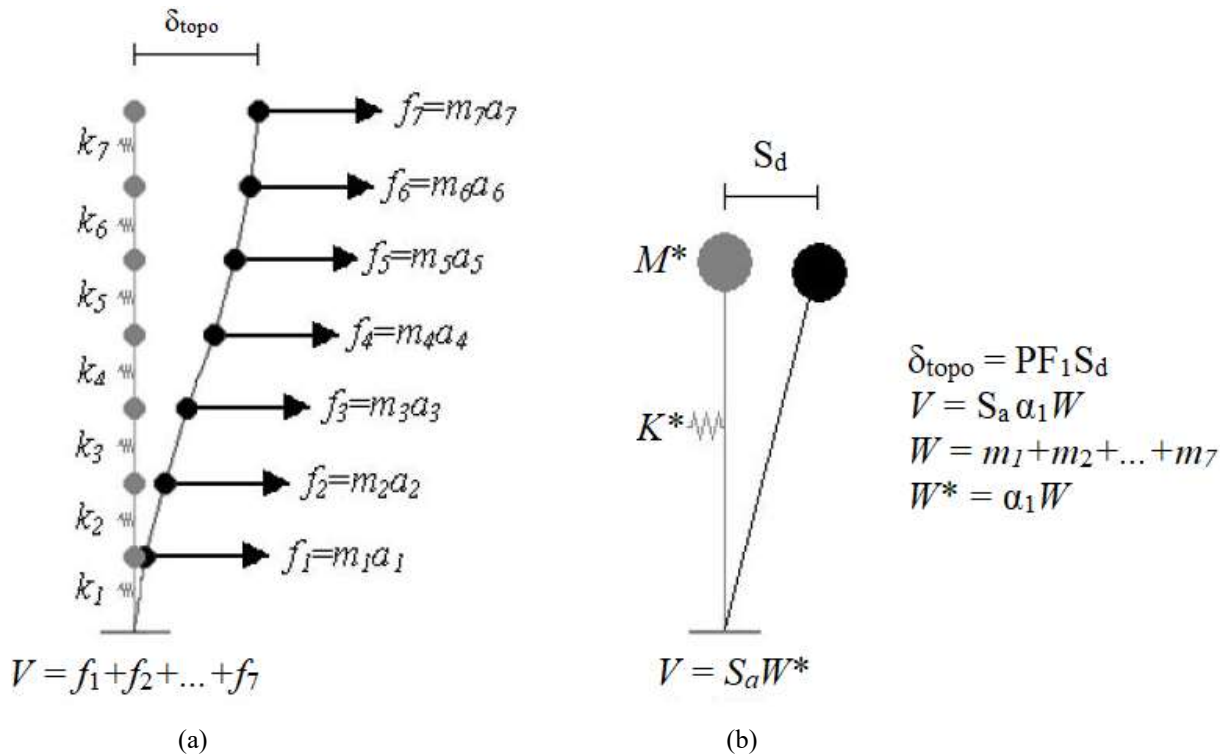
$$\delta_{im} = PF_m \phi_{im} S_{dm} = PF_{im} S_{dm} \quad (A16)$$

$$PF_{im} = PF_m \phi_{im} \quad (A17)$$

Determinados PF_m e α_m , cada modo de vibração de um sistema MDOF pode ser representado em um sistema equivalente de SDOF, mediante à normalização da massa M^* e da rigidez K^* do sistema equivalente. Os valores de M^* e K^* são funções das forças, massas e rigidezes modais (ASCE, 1996).

A Figura A2(a) representa a estrutura como um sistema de MDOF para o seu modo fundamental de vibração, submetida a uma aceleração a_i que provoca um movimento na massa m_i , resultando na força f_i e no deslocamento final no topo δ_{topo} . Na Figura A2(b), representa-se o sistema equivalente de um grau de liberdade do sistema MDOF.

Figura A2 - Modo fundamental: (a) do sistema MDOF; (b) representado como sistema SDOF.



Fonte: Adaptado de ATC-40 (ASCE, 1996).

Se durante um sismo a massa M^* desloca-se S_d , o topo da estrutura irá mover δ_{topo} . A relação entre S_d e δ_{topo} é, por definição, a participação modal do modo fundamental (primeiro modo de vibração natural) no nível do topo PF_{1m} , conforme definido pela Equação A16. Com esta relação, chega-se à Equação A17, que transforma o deslocamento da curva de capacidade em deslocamento espectral.

$$S_d = S_{d_1} = \frac{\delta_{topo}}{PF_{topo1}} = \frac{\delta_{topo}}{PF_1 \phi_{topo1}} \quad (A17)$$

O cisalhamento na base (V_i) e a aceleração espectral (S_a) são relacionados por meio da Equação A18, desenvolvida a partir da Equação A15 aplicada ao modo fundamental.

$$S_a = S_{a_1} = \frac{V_1}{\alpha_1 W} \quad (A18)$$

As Equações A17 e A18 são utilizadas na transformação da curva de capacidade para o espectro de capacidade em coordenadas do domínio ADRS, conforme procedimento indicado em 4.1.3.

Apêndice B – Projeto das seções e armaduras das vigas e colunas da estrutura modelo

Neste anexo, são descritas as características de projeto que detalham a estrutura modelo elaborada para o desenvolvimento deste trabalho. As características apresentadas relacionam-se às propriedades da seção transversal dos componentes da estrutura, separadas em seções tipo para distribuição de sua localização no sistema estruturas do edifício. Em conjunto com as informações presentes no Capítulo 7, a estrutura modelo é descrita integralmente.

As Tabela B1 e Tabela B2 fornecem as propriedades das seções transversais dos pilares e vigas, respectivamente. Para cada nível de pavimento da estrutura, as Figura B1 a Figura B4 indicam a seção tipo adotada para cada uma das vigas da estrutura. As Figura B5 a Figura B8 apontam a seção tipo adotada para cada um dos pilares da estrutura através de diferentes cortes transversais do edifício.

Tabela B1- Dimensões e distribuição das armaduras para os pilares da estrutura modelo.

Identificação	Dimensões		Armadura	
	Largura	Altura	Longitudinal	Transversal
P1	20,0 cm	40,0 cm	2x3 ϕ 16,0 mm	ϕ 5,0mm a cada 15 cm
P2	20,0 cm	40,0 cm	2x5 ϕ 20,0 mm	ϕ 5,0mm a cada 15 cm
P3	20,0 cm	40,0 cm	2x6 ϕ 20,0 mm	ϕ 5,0mm a cada 15 cm

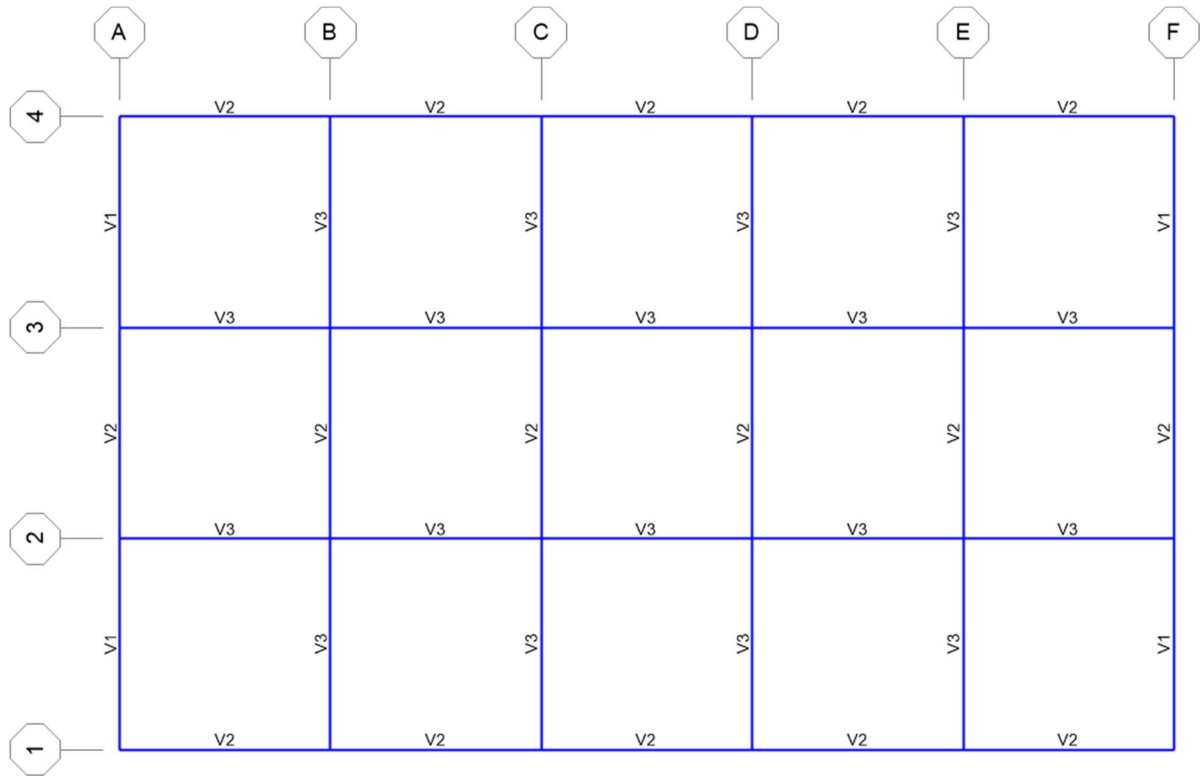
Fonte: Autor (2019).

Tabela B2 - Dimensões e distribuição das armaduras para as vigas da estrutura modelo.

Identificação	Dimensões		Armadura longitudinal		Armadura transversal
	Largura	Altura	Inferior	Superior	
V1	15,0 cm	40,0 cm	2 ϕ 16,0mm	2 ϕ 10,0mm	ϕ 5,0mm a cada 15 cm
V2	15,0 cm	40,0 cm	2 ϕ 12,5mm	2 ϕ 10,0mm	ϕ 5,0mm a cada 15 cm
V3	15,0 cm	40,0 cm	2 ϕ 16,0mm	2 ϕ 12,5mm	ϕ 5,0mm a cada 15 cm
V4	15,0 cm	40,0 cm	2 ϕ 8,0mm	2 ϕ 16,0mm	ϕ 5,0mm a cada 15 cm
V5	15,0 cm	40,0 cm	2 ϕ 10,0mm	2 ϕ 10,0mm	ϕ 5,0mm a cada 15 cm
V6	15,0 cm	40,0 cm	2 ϕ 8,0mm	2 ϕ 10,0mm	ϕ 5,0mm a cada 15 cm
V7	15,0 cm	40,0 cm	2 ϕ 10,0mm	2 ϕ 8,0mm	ϕ 5,0mm a cada 15 cm
V8	15,0 cm	40,0 cm	2 ϕ 12,5mm	2 ϕ 8,0mm	ϕ 5,0mm a cada 15 cm
V9	15,0 cm	40,0 cm	2 ϕ 8,0mm	2 ϕ 12,5mm	ϕ 5,0mm a cada 15 cm

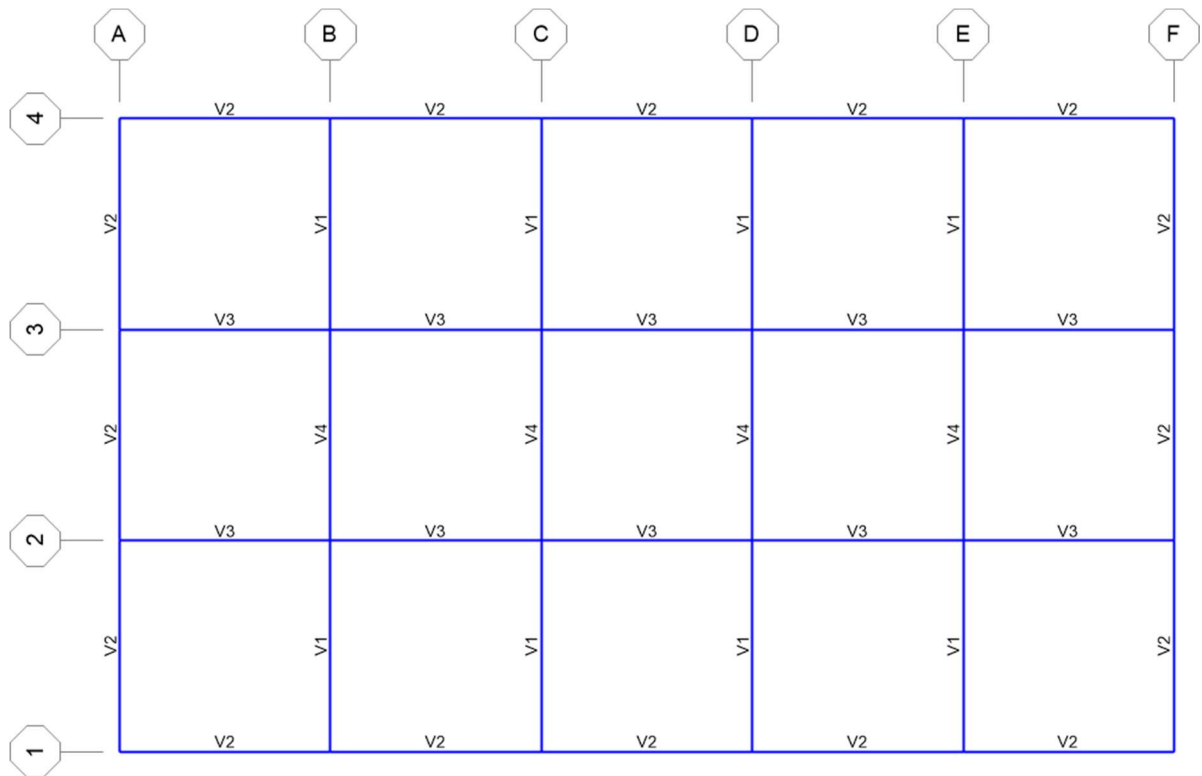
Fonte: Autor (2019).

Figura B1 - Configuração em planta - Nível +2,80m.



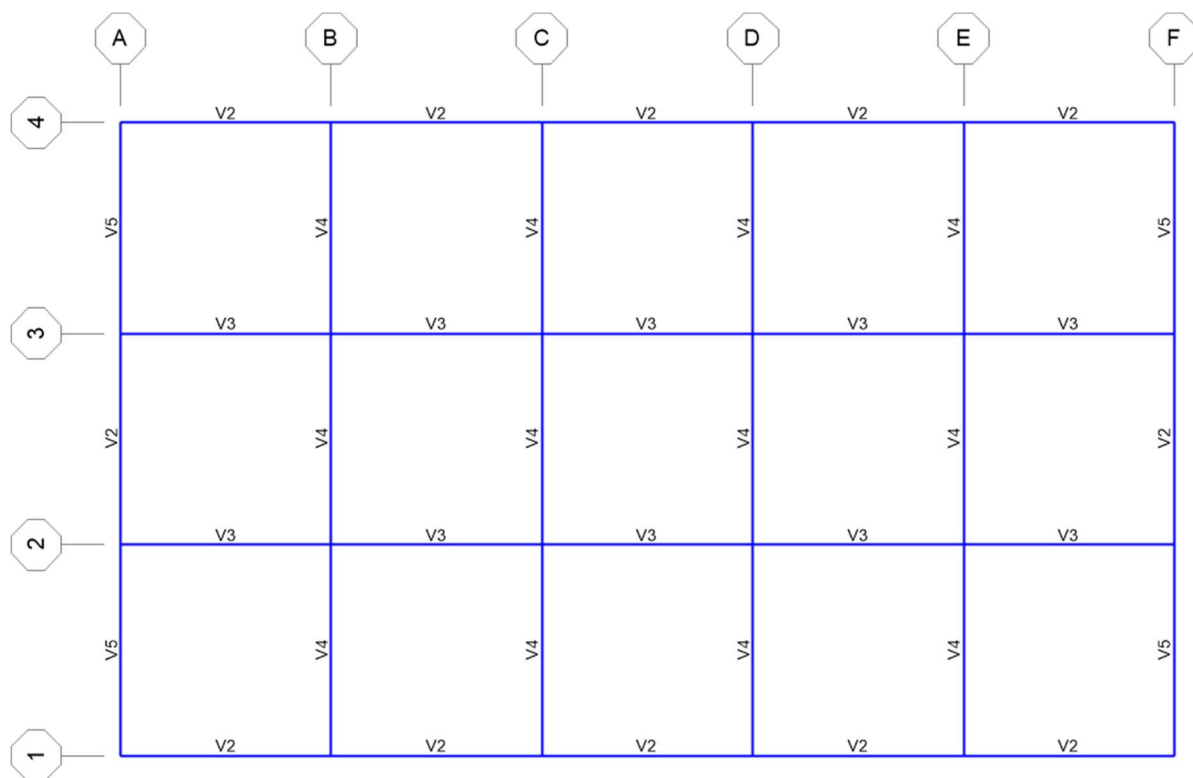
Fonte: SAP2000 (CSI, 2016).

Figura B2 - Configuração em planta - Nível +5,60m.



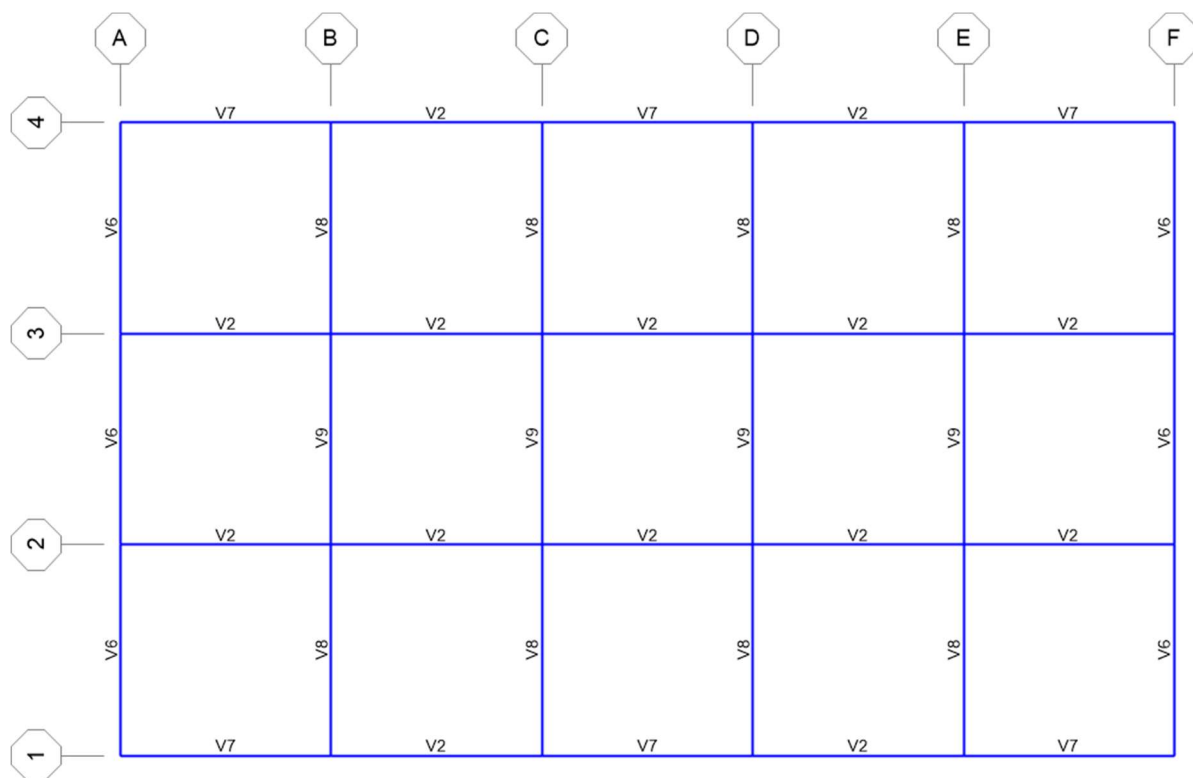
Fonte: SAP2000 (CSI, 2016).

Figura B3 - Configuração em planta - Nível +8,40m.



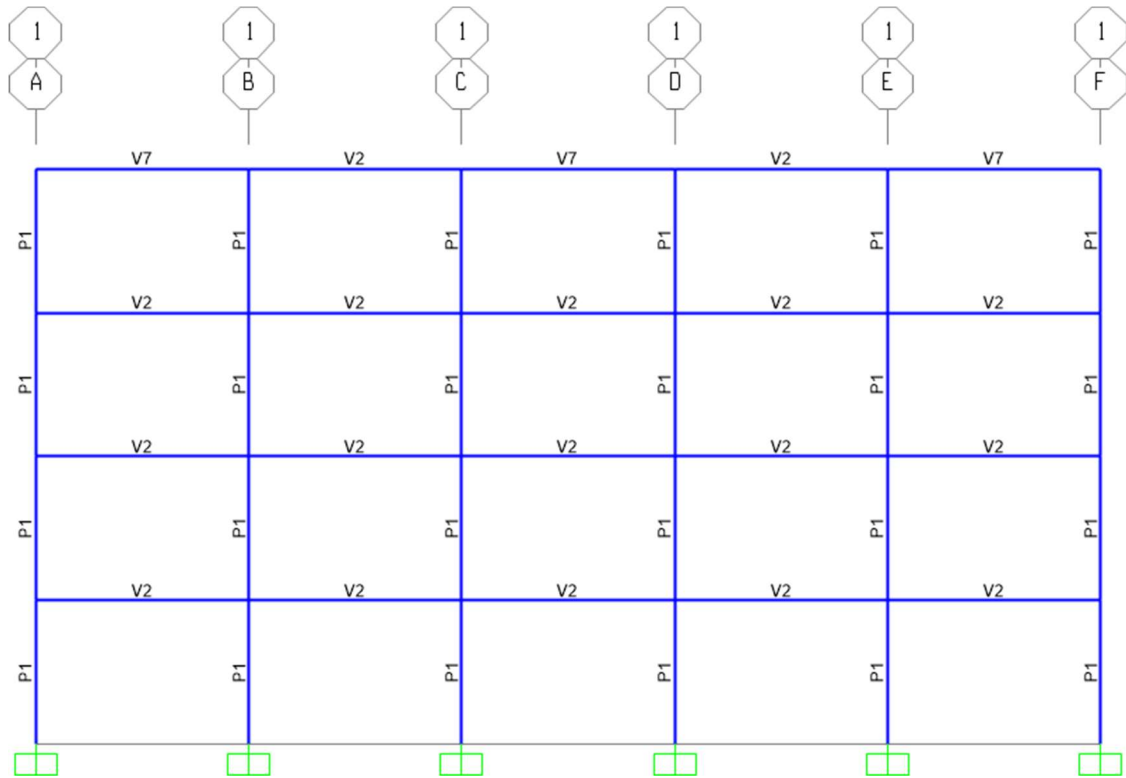
Fonte: SAP2000 (CSI, 2016).

Figura B4 - Configuração em planta - Nível +11,20m.



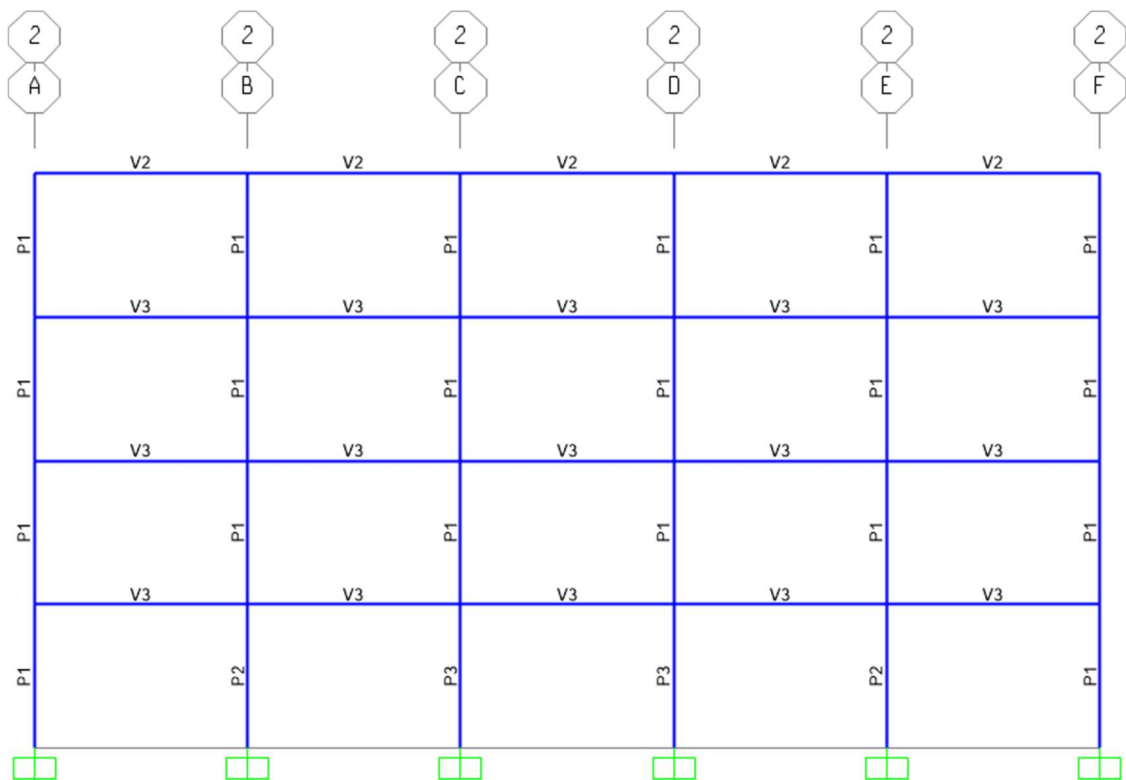
Fonte: SAP2000 (CSI, 2016).

Figura B5 - Configuração em elevação - Eixo 1.



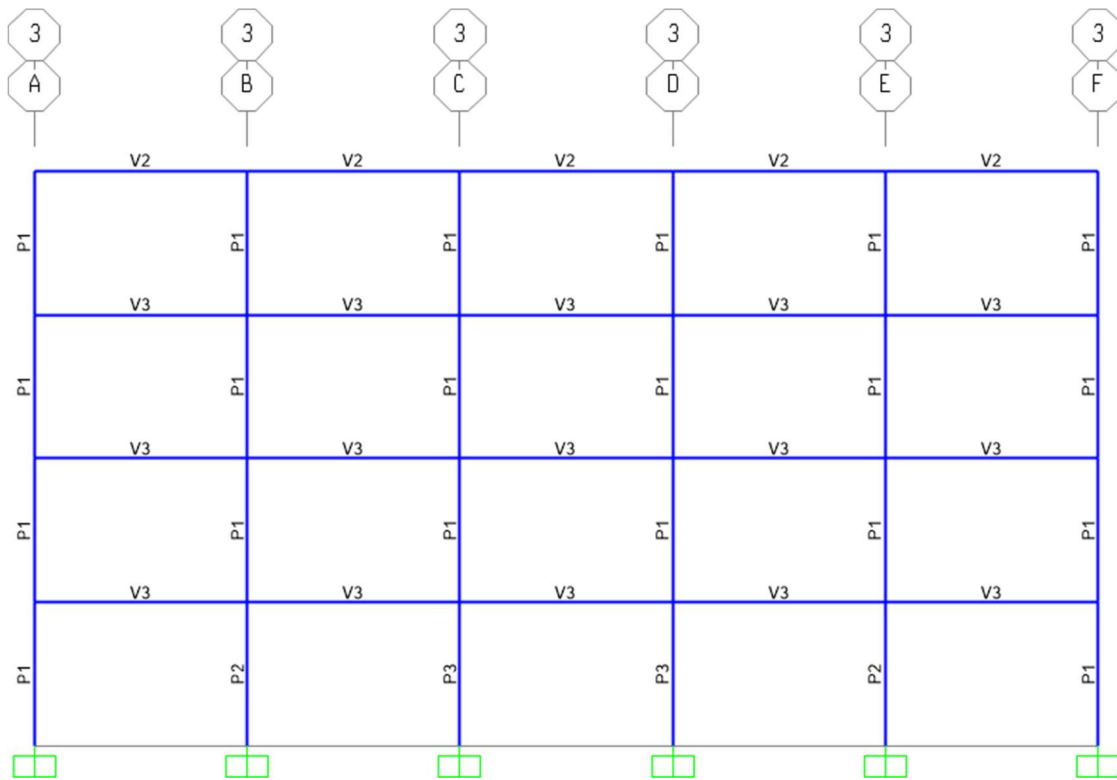
Fonte: SAP2000 (CSI, 2016).

Figura B6 - Configuração em elevação - Eixo 2.



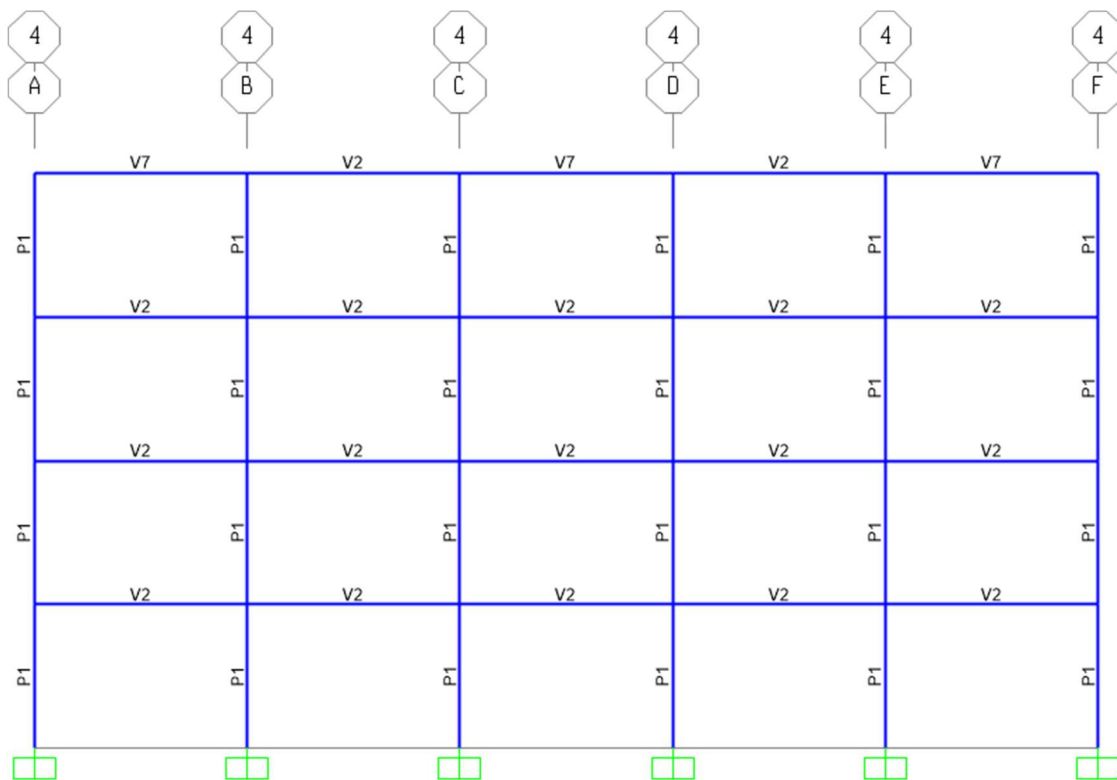
Fonte: SAP2000 (CSI, 2016).

Figura B7 - Configuração em elevação - Eixo 3.



Fonte: SAP2000 (CSI, 2016).

Figura B8 - Configuração em elevação - Eixo 4.



Fonte: SAP2000 (CSI, 2016).

ANEXOS

Anexo A – Tabelas FEMA 356 (ASCE, 2000)

De acordo com determinados parâmetros da seção transversal do elemento, as Tabela AA1 e Tabela AA2 formulam numericamente o diagrama momento-curvatura de rótulas plásticas adotados no modelo numérico não linear da estrutura. As tabelas a seguir foram adaptadas do FEMA 356 (ASCE, 2000). Os valores são idênticos aos prescritos pelo ATC-40 (ASCE, 1996).

Tabela AA1 - Parâmetros de modelagem e critérios de aceitação para procedimentos não lineares - Vigas de concreto armado.

Tabela 6-7 Parâmetros de modelagem e critérios de aceitação para procedimentos não lineares - Vigas de concreto armado												
Condições			Parâmetros de modelagem ³			Critério de aceitabilidade ³						
			Ângulo de rotação plástica, radianos	Proporção de resistência residual	Ângulo de rotação plástica, radianos							
					Nível de desempenho							
			IO	Tipo de componente								
				Primário				Secundário				
LS	CP	LS		CP	LS	CP	LS	CP				
a	b	c										
i. Vigas controladas por flexão¹												
$\frac{\rho - \rho'}{\rho_{bal}}$	Armadura transversal ²	$\frac{V}{b_w d \sqrt{f'_c}}$										
≤ 0,0	C	≤ 3	0,025	0,05	0,2	0,01	0,02	0,025	0,02	0,05		
≤ 0,0	C	≥ 6	0,025	0,04	0,2	0,005	0,01	0,02	0,02	0,04		
≥ 0,5	C	≤ 3	0,02	0,03	0,2	0,005	0,01	0,02	0,02	0,03		
≥ 0,5	C	≥ 6	0,015	0,02	0,2	0,005	0,005	0,015	0,015	0,02		
≤ 0,0	NC	≤ 3	0,02	0,03	0,2	0,005	0,01	0,02	0,02	0,03		
≤ 0,0	NC	≥ 6	0,01	0,015	0,2	0,0015	0,005	0,01	0,01	0,015		
≥ 0,5	NC	≤ 3	0,01	0,015	0,2	0,005	0,01	0,01	0,01	0,015		
≥ 0,5	NC	≥ 6	0,005	0,01	0,2	0,0015	0,005	0,005	0,005	0,01		
ii. Vigas controlados por cisalhamento¹												
Espaçamento dos estribos ≤ d/2			0,0030	0,02	0,2	0,0015	0,0020	0,0030	0,01	0,02		
Espaçamento dos estribos > d/2			0,0030	0,01	0,2	0,0015	0,0020	0,0030	0,005	0,01		
iii. Vigas controlados por desempenho inadequado ou emenda ao longo do trecho¹												
Espaçamento dos estribos ≤ d/2			0,0030	0,02	0,0	0,0015	0,0020	0,0030	0,01	0,02		
Espaçamento dos estribos > d/2			0,0030	0,01	0,0	0,0015	0,0020	0,0030	0,005	0,01		
iv. Vigas controladas por penetração inadequada na conexão viga-pilar¹												
			0,015	0,03	0,2	0,01	0,01	0,015	0,02	0,03		

¹ Quando mais de uma das condições i, ii, iii, iv ocorrer para um dado componente, adotar o menor valor aplicável da tabela.

² C e NC são abreviações para armadura transversal conforme e não conforme. Um componente é conforme se, no interior da região da rótula plástica à flexão, os estribos são espaçados em ≤ d/3, e se, para os componentes de ductilidade moderada a elevada, a resistência fornecida pelos estribos (V_s) for no mínimo 3/4 do esforço cortante de dimensionamento. Caso contrário, o componente é considerado como não conforme.

³ É permitido a interpolação linear entre os valores listados na tabela.

Fonte: Adaptado de FEMA 356 (ASCE, 2000).

Tabela AA2 - Parâmetros de modelagem e critérios de aceitação para procedimentos não lineares - Pilares de concreto armado.

Tabela 6-8	Parâmetros de modelagem e critérios de aceitação para procedimentos não lineares - Pilares de concreto armado										
	Condições					Parâmetros de modelagem ⁴		Critério de aceitabilidade ⁴			
						Ângulo de rotação plástica, radianos	Proporção de resistência residual	Ângulo de rotação plástica, radianos			
	Nível de desempenho										
	IO	Tipo de componente									
Primário		Secundário									
a	b	c	LS	CP	LS	CP					

i. Pilares controladas por flexão¹

$\frac{P}{A_g f'_c}$	Armadura transversal ²	$\frac{V}{b_w d \sqrt{f'_c}}$								
≤ 0,1	C	≤ 3	0,02	0,03	0,2	0,005	0,015	0,02	0,02	0,03
≤ 0,1	C	≥ 6	0,016	0,24	0,2	0,005	0,012	0,016	0,016	0,024
≥ 0,4	C	≤ 3	0,015	0,025	0,2	0,003	0,012	0,015	0,018	0,025
≥ 0,4	C	≥ 6	0,012	0,02	0,2	0,003	0,01	0,012	0,013	0,02
≤ 0,1	NC	≤ 3	0,006	0,015	0,2	0,005	0,005	0,006	0,001	0,015
≤ 0,1	NC	≥ 6	0,005	0,012	0,2	0,005	0,004	0,005	0,008	0,012
≥ 0,4	NC	≤ 3	0,003	0,01	0,2	0,002	0,002	0,003	0,006	0,01
≥ 0,4	NC	≥ 6	0,002	0,008	0,2	0,002	0,002	0,002	0,005	0,008

ii. Pilares controlados por cisalhamento^{1, 3}

Todos os casos ⁵	-	-	-	-	-	-	-	0,0030	0,0040
-----------------------------	---	---	---	---	---	---	---	--------	--------

iii. Pilares controlados por desempenho inadequado ou emenda ao longo do trecho^{1, 3}

Espaçamento dos estribos ≤ d/2	0,01	0,02	0,4	0,005	0,005	0,01	0,01	0,02
Espaçamento dos estribos > d/2	0,0	0,01	0,2	0,0	0,0	0,0	0,005	0,01

iv. Pilares com carga axial superior a 0,70P₀^{1, 3}

Estribos conformes ao longo de todo o comprimento	0,015	0,025	0,02	0,0	0,005	0,01	0,01	0,02
Todos os demais casos	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0

¹ Quando mais de uma das condições i, ii, iii, iv ocorrer para um dado componente, adotar o menor valor aplicável da tabela.

² C e NC são abreviações para armadura transversal conforme e não conforme. Um componente é conforme se, no interior da região da rótula plástica à flexão, os estribos são espaçados em ≤ d/3, e se, para os componentes de ductilidade moderada a elevada, a resistência fornecida pelos estribos (V_s) for no mínimo 3/4 do esforço cortante de dimensionamento. Caso contrário, o componente é considerado como não conforme.

³ Para se qualificar, a armadura transversal do pilar deve consistir em cintas circulares. Caso contrário, as ações devem ser do tipo reguladas por força.

⁴ É permitido a interpolação linear entre os valores listados na tabela.

⁵ Para pilares controlados por cisalhamento, ver seção 6.5.2.4.2 do FEMA 356 (ASCE, 2000) para critérios de aceitação.

Fonte: Adaptado de FEMA 356 (ASCE, 1996).