



Universidade Federal do Rio de Janeiro

Escola Politécnica

Programa de Projeto de Estruturas

Rachel Wysard Soares

ANÁLISE E AVALIAÇÃO DO DESEMPENHO SÍSMICO DE PONTES
A PARTIR DE MÉTODOS BASEADOS EM DESLOCAMENTOS



UFRJ

Rachel Wysard Soares

ANÁLISE E AVALIAÇÃO DO DESEMPENHO SÍSMICO DE PONTES
A PARTIR DE MÉTODOS BASEADOS EM DESLOCAMENTOS.

Dissertação de Mestrado apresentada ao Programa de Projeto de Estruturas, Escola Politécnica, da Universidade Federal do Rio de Janeiro, como parte dos requisitos necessários à obtenção do título de Mestre em Projeto de Estruturas.

Orientadores:

Silvio de Souza Lima

Sergio Hampshire de Carvalho Santos

Rio de Janeiro

2015

Soares, Rachel Wysard

Análise e Avaliação do Desempenho Sísmico de Pontes a Partir de Métodos Baseados em Deslocamentos. / Rachel Wysard Soares. – 2015.

129; 30 cm.

Dissertação (Mestrado em Projeto de Estrutura) – Universidade Federal do Rio de Janeiro, Escola Politécnica, Programa de Projeto de Estruturas, Rio de Janeiro, 2015.

Orientadores: Silvio de Souza Lima e Sergio Hampshire de Carvalho Santos

1. Análise Sísmica, 2. Pontes, 3. Métodos Baseados em Deslocamentos. I. Lima, Silvio de Souza e Santos, Sergio Hampshire de Carvalho II. Universidade Federal do Rio de Janeiro. Escola Politécnica. III. Título.

ANÁLISE E AVALIAÇÃO DO DESEMPENHO SÍSMICO DE PONTES
A PARTIR DE MÉTODOS BASEADOS EM DESLOCAMENTOS.

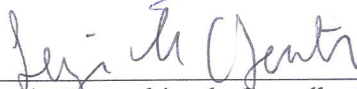
Rachel Wysard Soares

Dissertação de Mestrado apresentada ao Programa de Projeto de Estruturas, Escola Politécnica, da Universidade Federal do Rio de Janeiro, como parte dos requisitos necessários à obtenção do título de Mestre em Projeto de Estruturas.

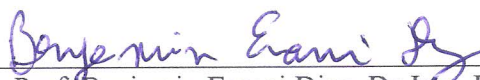
Aprovada pela Banca:



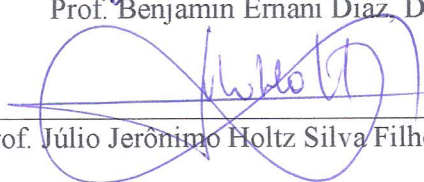
Prof. Silvio de Souza Lima, D. Sc., UFRJ



Prof. Sergio Hampshire de Carvalho Santos, D. Sc., UFRJ



Prof. Benjamin Ernani Diaz, Dr-Infge., UFRJ



Prof. Júlio Jerônimo Holtz Silva Filho, D. Sc., PUC-Rio

Rio de Janeiro

2015

AGRADECIMENTOS

Agradeço primeiramente ao Professor Silvio de Souza Lima pelos inúmeros conhecimentos transmitidos não somente durante o desenvolvimento deste trabalho como também durante toda a graduação e curso do mestrado. Agradeço também pela disponibilidade e apoio durante o desenvolvimento desta dissertação. Agradeço também ao Professor Sergio Hampshire de Carvalho Santos por todo o suporte durante a elaboração deste trabalho.

Agradeço ao meu marido, amigo e colega de profissão Igor Mastrianni por me ensinar o significado de amizade, amor e apoio incondicional. Obrigada por sempre me incentivar, compreender e trocar ideias. Agradeço à minha família, especialmente à minha irmã e amiga Deborah e meu cunhado Rafael pelo apoio. A meu sobrinho Gabriel por toda a felicidade que me proporciona. À minha mãe Sueli por ser minha referência e meu porto seguro. A Raissa e Pedro pela amizade por todos esses anos. À Clara, Maria Rita e Juarez pelo companheirismo.

Agradeço a todos os colegas de trabalho, professores, amigos e familiares que me apoiaram ao longo desta jornada. O espaço é pouco para mencionar um a um, mas registro aqui meu infinito agradecimento pelo apoio, por inúmeras vezes compreenderem minhas muitas ausências e tornarem a realização deste trabalho possível.

RESUMO

SOARES, Rachel Wysard. **Análise e Avaliação do Desempenho Sísmico de Pontes a Partir de Métodos Baseados em Deslocamentos**. Rio de Janeiro, 2015. Dissertação (Mestrado) – Programa de Projeto de Estruturas, Escola Politécnica, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2015.

A natureza aleatória da ocorrência de eventos sísmicos, além dos fatores geológicos de amplificação dos mesmos, faz com que não se possa descartar a probabilidade de ocorrência de terremotos importantes no Brasil. Além da real possibilidade de ocorrência de sismos de grande magnitude atuando sobre as estruturas no Brasil, a globalização crescente faz com que engenheiros brasileiros cada vez mais se deparem com a necessidade de projetar estruturas em regiões de alta sismicidade ao redor do globo terrestre, como em regiões da América do Sul (como Venezuela, Chile, Peru, Equador) e América Central.

O projeto de estruturas sob a ação sísmica foi por muitos anos executado partindo-se de critérios baseados em forças para a necessária consideração dos efeitos de dissipação de energia e não linearidade física. Porém, atualmente estão sendo desenvolvidos métodos de verificação baseados em deslocamentos da estrutura, considerando seu comportamento elastoplástico. Estes métodos utilizam relações momento-curvatura para determinar a capacidade de ductilidade de um elemento estrutural, que é a capacidade que o elemento tem de se deformar plasticamente antes de sua total ruína.

O presente trabalho visa analisar e verificar o desempenho sísmico de pontes utilizando métodos baseados em deslocamentos. Para tal, foi executada a modelagem, análise e dimensionamento de uma ponte hipotética localizada no Equador, com posterior cálculo de sua capacidade de ductilidade baseando-se em deslocamentos, para diversos valores de força normal e situações de confinamento do concreto. Por fim foi executada uma análise não linear estática “pushover” e os resultados obtidos foram avaliados.

Palavras-chave: Análise Sísmica, Análise Dinâmica, Projeto Sísmico de Pontes, Confinamento do Concreto, Ductilidade, Projeto Baseado em Deslocamentos.

ABSTRACT

SOARES, Rachel Wysard. **Analysis and Evaluation of Seismic Performance of Bridges using Displacement-Based Design Methods**. Rio de Janeiro, 2015. Dissertação (Mestrado) – Programa de Projeto de Estruturas, Escola Politécnica, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2015.

The occurrence of important earthquakes in Brazil cannot be discarded due to the random nature of the occurrence of seismic events and of the geological amplification factors. Besides the actual possibility of earthquakes of great magnitude affecting structures in Brazil, the growing globalization increases the possibility that Brazilian structural engineers have to face the necessity of designing structures on seismic hazard zones, such as in many regions of South America (such as Venezuela, Chile, Peru and Ecuador) and Central America.

The structural design under seismic loading has been for many years performed based on force methods for considering the effects of energy dissipation and elastoplastic behavior. However, currently displacement-based methods are being developed for designing structures considering their elastoplastic behavior. This methods use the moment-curvature relationships for determining the ductility capacity of a structural element, which is the deformation capacity of the element before total collapse.

This work aims to analyze and verify the seismic performance of bridges using displacement-based methods. For this, the modeling, analysis and design of a hypothetical bridge located in Ecuador were performed, with posterior evaluation of its ductility capacity, for several values of axial loading and concrete confinement situations. For this, a non-linear static pushover analysis was performed and obtained results were evaluated.

Keywords: Seismic Analysis, Dynamics Analysis, Seismic Design of Bridges, Concrete Confinement, Ductility, Displacement-Based Design.

SUMÁRIO

1	Introdução.....	1
1.1	Apresentação.....	1
1.2	Organização do trabalho	2
1.3	Metodologia.....	2
1.4	Conceitos iniciais.....	3
2	Resposta de sistemas à excitação sísmica	7
2.1	A excitação sísmica	7
2.2	Sistemas elásticos	9
2.3	Sistemas elastoplásticos.....	11
3	Métodos de análise.....	17
3.1	Métodos estáticos equivalentes.....	18
3.2	Análise dinâmica linear ou não linear de histórico no tempo (<i>time-history</i>)... 21	
3.2.1	Análise Modal	21
3.2.2	Análise dinâmica de histórico no tempo.....	25
3.3	Análise dinâmica linear por espectro de resposta.....	26
3.3.1	Espectro de resposta	26
3.3.2	Análise espectral de sistemas de múltiplos graus de liberdade	30
3.3.3	Espectro de projeto	32
3.4	Análise estática não linear <i>pushover</i>	34
4	Espectros recomendados por algumas normas.....	39

4.1	AASHTO (2009, 2010).....	39
4.2	CALTRANS (2006).....	50
4.3	NBR15421 (2006) - Projeto de edifícios resistentes a sismos.....	54
4.4	Eurocode 8 (2005)	59
5	Métodos de verificação da resistência ao sismo.....	66
5.1	Metodologia de Dimensionamento Baseada em Forças	66
5.2	Metodologia de Dimensionamento Baseada em Deslocamentos	67
5.2.1	Metodologia de Dimensionamento Baseada em Deslocamentos de acordo com a CALTRANS (2006)	71
5.3	Consideração dos efeitos do confinamento do concreto.....	75
6	Estudo de Caso: Ponte no Equador	79
6.1	Descrição do projeto, localização e informações adicionais	79
6.2	Modelagem em elementos finitos	81
6.3	Definição do espectro de projeto seguindo a AASHTO (2010)	82
6.4	Dimensionamento do pilar central de acordo com a NBR 6118 (2014).....	85
6.4.1	Verificação das armaduras na direção longitudinal.....	86
6.4.2	Verificação das armaduras na direção transversal.....	89
6.4.3	Resumo das Armaduras	91
6.5	Avaliação da ductilidade seguindo as prescrições da CALTRANS (2006)	92
6.6	Efeitos de 2ª ordem	103
6.7	Análise <i>Pushover</i> automatizada.....	105

7	Análise de resultados.....	115
8	Conclusões	117
9	Referências	120

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Placas tectônicas e seus movimentos, (GUIA DO ESTUDANTE, 2014).	4
Figura 2 – Origem das ondas sísmicas, OBSIS/UNB (2014).	5
Figura 3 – Mapa da sismicidade natural brasileira, OBSIS/UNB (2014).	6
Figura 4 – Sistema de um grau de liberdade submetido à aceleração de base, adaptado de CHOPRA (2012).	7
Figura 5 – Viaduto de Hanshin danificado após terremoto de Kobe, Japão em 1995.....	8
Figura 6 – Componente horizontal da aceleração do terreno registrada durante o terremoto Imperial Valley em maio de 1940, CHOPRA (2012).	8
Figura 7 – Sistema de um grau de liberdade e diagrama de corpo-livre.	9
Figura 8 – Relações força-deslocamento de um sistema: curva real e curva idealizada.	11
Figura 9 – Relação força-deslocamento cíclico de um sistema.	12
Figura 10 - Sistema elástico correspondente ao elastoplástico.	13
Figura 11 – Deformações de pico u_m e u_0 de sistemas elastoplásticos e sistema linear correspondente submetidos à aceleração de base do terremoto <i>El Centro</i> (CHOPRA, 2012).	15
Figura 12 – Demanda de ductilidade de sistema elastoplástico submetido à aceleração de base do terremoto <i>El Centro</i> (CHOPRA, 2012).	16
Figura 13 – Sistema flexível submetido a movimento de base.	16
Figura 14 – Esquema para definição dos processos a serem adotados na análise sísmica de pontes, PRIESTLEY <i>et al.</i> (1996).	17
Figura 15 – Carregamento inicial a ser aplicado para determinação do carregamento estático equivalente no <i>Uniform Load Method</i> , AASHTO (2009, 2010).	19

Figura 16 –(a) Aceleração de base (b) Resposta em termos de deslocamentos de sistemas de um grau de liberdade de períodos naturais distintos, para taxa de amortecimento crítico de 2% (c) Espectro de resposta, CHOPRA (2012).....	27
Figura 17 – Espectro de resposta para sistemas elastoplásticos com taxa de amortecimento crítico de 5% submetidos à aceleração de base para o sismo El Centro, CHOPRA (2012).	29
Figura 18 – Espectro de resposta de acelerações na direção norte-sul de terremotos ocorridos em 18 de Maio de 1940, 9 de Fevereiro de 1956 e 8 de Abril de 1968 em El Centro- Califórnia, $\zeta = 2\%$, CHOPRA (2012).....	33
Figura 19 – Espectro de projeto elastoplástico de pseudo-aceleração para diversos fatores de ductilidade, $\zeta = 5\%$, CHOPRA (2012).....	33
Figura 20 - Análise <i>pushover</i> em edifício a partir do vetor de forças do primeiro modo de vibração, SUCUOĞLU e AKKAR (2014).	36
Figura 21 – Curvas de capacidade de cortante de base versus deslocamento de resposta (SUCUOĞLU e AKKAR, 2014). (a) Regime elástico e (b) Regime elastoplástico.....	37
Figura 22 – Espectro de projeto elástico recomendado pela AASHTO, $\zeta = 5\%$, AASHTO (2009, 2010).	39
Figura 23 – <i>PGA</i> para diversos pontos dos EUA expresso em porcentagem da aceleração da gravidade, $\zeta = 5\%$, AASHTO (2009, 2010).....	43
Figura 24 – S_s (coeficientes de acelerações espectrais de $T=0,2s$) para diversos pontos dos EUA, $\zeta = 5\%$, AASHTO (2009, 2010).....	44
Figura 25 – S_l (coeficientes de acelerações espectrais de $T=1,0s$) para diversos pontos dos EUA, $\zeta = 5\%$, AASHTO (2009, 2010).....	45
Figura 26 – Mapa sísmico da Califórnia, com valores de <i>PGA</i> , CALTRANS (1996)...	52
Figura 27 – Espectro de projeto elástico recomendado pela CALTRANS para solo do perfil <i>D</i> e magnitude $8,0\pm 0,25$, $\zeta = 5\%$, CALTRANS (2006).....	53

Figura 28 – Espectro de projeto elástico recomendado pela NBR15421, $\zeta = 5\%$, NBR15421 (2006).	55
Figura 29 – Zoneamento sísmico brasileiro com aceleração característica horizontal para terrenos classe B (rocha) em função da aceleração da gravidade, NBR14521 (2006)...	55
Figura 30 – Espectro de resposta elástico de aceleração horizontal para períodos menores que 4,0 s, EUROCODE 8 (2005).	60
Figura 31 – Rigidez Efetiva, PRIESTLEY <i>et al.</i> (2007).	68
Figura 32 – Determinação do amortecimento a partir da ductilidade da estrutura, PRIESTLEY <i>et al.</i> (2007).	69
Figura 33 – Determinação do período equivalente da estrutura a partir de um espectro de deslocamentos, PRIESTLEY <i>et al.</i> (2007).	69
Figura 34 – Diagrama Momento-Curvatura real transformado em Diagrama Momento-Curvatura idealizado, CALTRANS (2006).	72
Figura 35 – Coluna fixa somente na base, CALTRANS (2006).	73
Figura 36 – Coluna fixa na base e na extremidade, CALTRANS (2006).	74
Figura 37 – Diagrama tensão-deformação do concreto considerando ou não o confinamento, adaptado de MANDER <i>et</i> PRIESTLEY (1988).	76
Figura 38 – Ábaco para determinação da resistência máxima do concreto para seções retangulares, adaptado de MANDER <i>et</i> PRIESTLEY (1988).	78
Figura 39 – Seções onde o concreto está efetivamente confinado ou não, adaptado de MANDER <i>et</i> PRIESTLEY (1988).	78
Figura 40 – Planta da Ponte.	80
Figura 41 – Vista longitudinal da Ponte.	80
Figura 42 – Vista transversal da Ponte.	80

Figura 43 – Vista tridimensional do modelo da Ponte (SAP2000, 2014).	81
Figura 44 – Espectro de projeto elástico recomendado pela AASHTO, $\zeta = 5\%$, AASHTO (2010).	83
Figura 45 – Espectro de projeto elástico de acordo com recomendações da AASHTO (2010), $\zeta = 5\%$, SAP2000 (2014).	84
Figura 46 – Seção transversal do pilar e eixos adotados.	86
Figura 47 – Determinação dos esforços por faixa para determinação aproximada do efeito de 2ª ordem em pilares-parede conforme a NBR6118 (2014).	87
Figura 48 – Diagramas Momento-Curvatura obtidos no programa CAPIBA (SOUZA JR, 2012) para seções de 80x800cm desconsiderando os efeitos do confinamento do concreto, para 10 valores diferentes de forças de compressão.	94
Figura 49 – Diagramas Momento-Curvatura obtidos no programa CAPIBA (SOUZA JR, 2012) para seções de 80x800cm considerando os efeitos do confinamento do concreto (detalhamento transversal da NBR 6118,2014), para 10 valores diferentes de forças de compressão.	95
Figura 50 – Diagramas Momento-Curvatura obtidos no programa CAPIBA (SOUZA JR, 2012) para seções de 80x800cm considerando os efeitos do confinamento do concreto (detalhamento transversal da ACI-318, 2011), para 10 valores diferentes de forças de compressão.	96
Figura 51 – Ductilidade x Compressão.	102
Figura 52 – Parâmetros para definição de dispensa de consideração de efeitos de segunda ordem (CALTRANS, 2006).	103
Figura 53 – Modelo Tridimensional com estacas com comprimento real e molas simulando a presença do terreno, SAP2000 (2014).	106
Figura 54 – Modelo Tridimensional com estacas engastadas, SAP2000 (2014).	106

Figura 55 – Modelo Plano com massa concentrada no topo representando a massa do tabuleiro, estacas com comprimento real e molas simulando a presença do terreno, SAP2000 (2014).	107
Figura 56 – Modelo Plano com massa concentrada no topo representando a massa do tabuleiro e com estacas engastadas, SAP2000 (2014).....	107
Figura 57 – Definição das propriedades da rótula plástica para o caso de concreto não confinado e força normal de compressão de 9415kN, SAP2000 (2014).....	108
Figura 58 – Definição do caso de carga <i>pushover</i> para a análise estática não-linear, SAP2000 (2014).	109
Figura 59 – Definição do deslocamento alvo a ser atingido, SAP2000 (2014).....	109
Figura 60 – Deformada do modelo no início de formação de rótula plástica (rótula de cor magenta) e plastificação (rótula de cor vermelha), modelo tridimensional com estacas com comprimento real e molas simulando a presença do terreno, SAP2000 (2014).	111
Figura 61 – Deformada do modelo no início de formação de rótula plástica (rótula de cor magenta) e plastificação (rótula de cor vermelha), modelo tridimensional com estacas engastadas, SAP2000 (2014).	111
Figura 62 – Deformada do modelo no início de formação de rótula plástica (rótula de cor magenta) e plastificação (rótula de cor vermelha), modelo plano com estacas com comprimento real e molas simulando a presença do terreno, SAP2000 (2014).....	112
Figura 63 – Deformada do modelo no início de formação de rótula plástica (rótula de cor magenta) e plastificação (rótula de cor vermelha), modelo plano com estacas engastadas, SAP2000 (2014).....	113

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Classificação do solo local, AASHTO (2009, 2010).....	40
Tabela 2 – Valores de F_a , AASHTO (2009, 2010).	42
Tabela 3 – Valores de F_v , AASHTO (2009, 2010).....	42
Tabela 4 – Valores de F_{pga} , AASHTO (2009, 2010).....	42
Tabela 5 – Zonas sísmicas, AASHTO (2010).	47
Tabela 6 – Fatores de modificação de resposta para a subestrutura, AASHTO (2010). 48	
Tabela 7 – Fatores de modificação de resposta para as ligações, AASHTO (2010).....	48
Tabela 8 – Classificação do terreno de acordo com a CALTRANS (2006).....	51
Tabela 9 – Determinação de C_a e C_v de acordo com a classe do terreno, NBR15421 (2006).	56
Tabela 10 – Classificação do terreno de acordo com a NBR15421 (2006).	56
Tabela 11 – Fatores de modificação de resposta, NBR15421 (2006).	58
Tabela 12 – Valores de S , $T_B(s)$, $T_C(s)$ e $T_D(s)$ de acordo com a classe do terreno para o espectro de resposta elástico horizontal do Tipo 1, EUROCODE 8 (2005).	61
Tabela 13 – Valores de S , $T_B(s)$, $T_C(s)$ e $T_D(s)$ de acordo com a classe do terreno para o espectro de resposta elástico horizontal do Tipo 2, EUROCODE 8 (2005).	61
Tabela 14 – Classificação do terreno de acordo com o EUROCODE 8 (2005).....	62
Tabela 15 – Valores recomendados de fator de comportamento q , EUROCODE 8 (2005).	64
Tabela 16 – Valores de S , $T_B(s)$, $T_C(s)$ e $T_D(s)$ de acordo com a classe do terreno para o espectro de projeto vertical, EUROCODE 8 (2005).	65

Tabela 17 – Demanda alvo de deslocamento e ductilidade $\mu_{D \text{ alvo}}$ para diversos elementos estruturais, CALTRANS (2006).....	75
Tabela 18 – Resumo das armaduras adotadas para a Seção 1 referente ao projeto original do pilar.	91
Tabela 19 – Resumo das armaduras adotadas para as Seções 2 e 3.	91
Tabela 20 – Capacidade de ductilidade e ductilidade de demanda para as compressões máximas e mínimas obtidas através da envoltória para as Seções 1, 2 e 3.	97
Tabela 21 – Capacidade de ductilidade e ductilidade de demanda para os 10 casos de compressão: Seção 1, desconsiderando o confinamento do concreto.	98
Tabela 22 – Capacidade de ductilidade e ductilidade de demanda para os 10 casos de compressão: Seção 1, considerando o confinamento do concreto, armadura transversal seguindo prescrições da NBR 6118 (2014).	99
Tabela 23 – Capacidade de ductilidade e ductilidade de demanda para os 10 casos de compressão: Seção 1, considerando o confinamento do concreto, detalhamento transversal seguindo prescrições da ACI-318 (2011).	100
Tabela 24 – Ganho de ductilidade para diferentes valores de força normal de compressão atuante, Seção 1.	101
Tabela 25 – Ductilidade e deslocamentos no pilar obtidos através da análise <i>pushover</i> automatizada no SAP2000 (2014).	114

1 Introdução

1.1 Apresentação

Sismos ocorrem em todo o globo terrestre, sendo as diversas regiões sujeitas a terremotos de maior ou menor intensidade e recorrência, de acordo com a sua localização geográfica e condições geológicas. Geograficamente, o Brasil encontra-se em uma posição considerada estável, na região central da placa tectônica Sul-Americana, pois a ocorrência de sismos mostra-se mais comum em regiões de encontro de placas tectônicas ou de grandes falhas geológicas. Porém, tendo em vista a natureza aleatória da ocorrência de eventos sísmicos, além de fatores geológicos de amplificação dos mesmos, não se pode descartar a probabilidade de ocorrência de terremotos importantes no Brasil.

Além da possibilidade de ocorrência de sismos de certa magnitude no Brasil, a globalização crescente faz com que engenheiros brasileiros cada vez mais se deparem com a necessidade de projetar estruturas em regiões de alta sismicidade ao redor do globo terrestre, como em inúmeras regiões da América do Sul (como Venezuela, Chile, Peru, Equador) e da América Central. A NBR 15421 (2006) é a primeira e única norma brasileira de resistência sísmica, mas é específica para estruturas de edificações. É, portanto, necessário o estabelecimento de critérios específicos para o projeto de pontes.

É notadamente antieconômico projetar uma estrutura sob a ação sísmica comportando-se de maneira elástica. O projeto de estruturas sob a ação sísmica foi por muitos anos executado partindo-se de critérios baseados em forças para a necessária consideração dos efeitos de plastificação. Os critérios chamados de baseados em forças utilizam-se de coeficientes para reduzir os esforços obtidos a partir dos carregamentos sísmicos e desta forma considerar indiretamente os efeitos de plastificação na estrutura.

Modernamente, estão sendo desenvolvidos métodos de verificação chamados de baseados em deslocamentos. Esses critérios utilizam as relações momento-curvatura do elemento para determinar a capacidade plástica de deslocamentos do mesmo. Estes métodos introduzem o conceito de capacidade de ductilidade, que é a capacidade que a estrutura tem de se deformar plasticamente antes de sua total ruína.

1.2 Organização do trabalho

Inicialmente são apresentados conceitos sobre a ação sísmica, sobre os diversos tipos de análise existentes, sobre a definição dos carregamentos, os espectros de algumas normas e de metodologias de dimensionamento de estruturas sob ação sísmica. Após a apresentação dos conceitos principais é feito um estudo de caso tomando-se como base o projeto hipotético de uma ponte localizada no Equador, em região de alta sismicidade. Ao fim deste trabalho, são apresentadas as conclusões, as sugestões para pesquisas futuras e as referências bibliográficas.

1.3 Metodologia

O presente trabalho visa analisar e verificar o desempenho sísmico de pontes utilizando métodos baseados em deslocamentos, através de métodos aproximados e de uma análise estática não linear *pushover*. Também se deseja estudar a influência do confinamento do concreto e do grau de carregamento de compressão dos pilares para a determinação da capacidade de ductilidade dos pilares de pontes.

Para tal, foi feito um estudo de caso de uma ponte hipotética construída no Equador, país conhecido por sua alta sismicidade. A ponte foi modelada no programa de *FEM* SAP2000 (2014). Após a modelagem e análise, o pilar central foi verificado a partir das prescrições da CALTRANS (2006) para determinação de ductilidade de demanda e de capacidade. Os diagramas momento-curvatura do pilar foram obtidos no programa CAPIBA (SOUZA JR., 2012) para as seguintes situações:

1) Três considerações de confinamento:

Sem considerar os efeitos do confinamento;

Considerando o confinamento, para o detalhamento de armadura transversal prescrito pela NBR 6118 (2014);

Considerando o confinamento, para o detalhamento de armadura transversal prescrito pela ACI-318 (2011).

2) Dez casos de forças normais de compressão atuantes no pilar:

Forças normais de compressão obtidas através da envoltória após a análise por espectro de resposta, máxima e mínima, 15700 kN e 9915 kN respectivamente;

Forças de compressão de 20000 kN, 35000 kN, 50000 kN, 65000 kN, 80000 kN, 95000 kN, 115000 kN e 130000 kN arbitrárias para a montagem de um gráfico de comportamento de ductilidade em função da compressão no pilar.

Foram calculadas então as capacidades de ductilidade de todos os casos e determinada a influência de cada um desses fatores na capacidade de ductilidade.

Para verificar os resultados obtidos, foram efetuadas análises *pushover* também no programa de *FEM* SAP200 (2014). Foram feitas análises *pushover* de quatro modelos:

- 1) Modelo Tridimensional com estacas com comprimento real e molas simulando a presença do terreno;
- 2) Modelo Tridimensional com estacas engastadas. O engaste foi atribuído na seção onde os momentos zeravam no modelo de estacas com molas;
- 3) Modelo Plano com massa concentrada no topo representando a massa do tabuleiro, estacas com comprimento real e molas simulando a presença do terreno;
- 4) Modelo Plano com massa concentrada no topo representando a massa do tabuleiro e com estacas engastadas. O engaste foi atribuído na seção onde os momentos eram nulos no modelo de estacas com molas;

1.4 Conceitos iniciais

A Terra é formada por três camadas principais, o núcleo, o manto e a crosta. A Teoria das Placas Tectônicas considera que a superfície da Terra é composta por placas que se movimentam a deriva, flutuando sobre o magma. O magma é um fluido viscoso de alta temperatura e maior densidade que as placas, que compõe o manto inferior, ou astenosfera. Como se trata de um líquido quente, correntes de convecção ocorrem no magma, e o fluido frio desce em direção ao núcleo e o quente sobe. Ao movimentar-se, o magma empurra as placas que podem se chocar. Ao se movimentarem, estas formam montanhas (dobramentos modernos), fossas oceânicas e cordilheiras, e criam atividade vulcânica, terremotos e maremotos.

Existem diversos movimentos possíveis entre as placas tectônicas, conforme pode ser visto na Figura 1. O movimento pode ser convergente, quando as placas movem-se uma em direção à outra, divergente, onde ocorre a movimentação das placas em direções opostas, de subducção, quando uma placa afunda sob outra, ou transformante em que as placas deslizam umas em relação às outras, sem que haja convergência ou divergência.

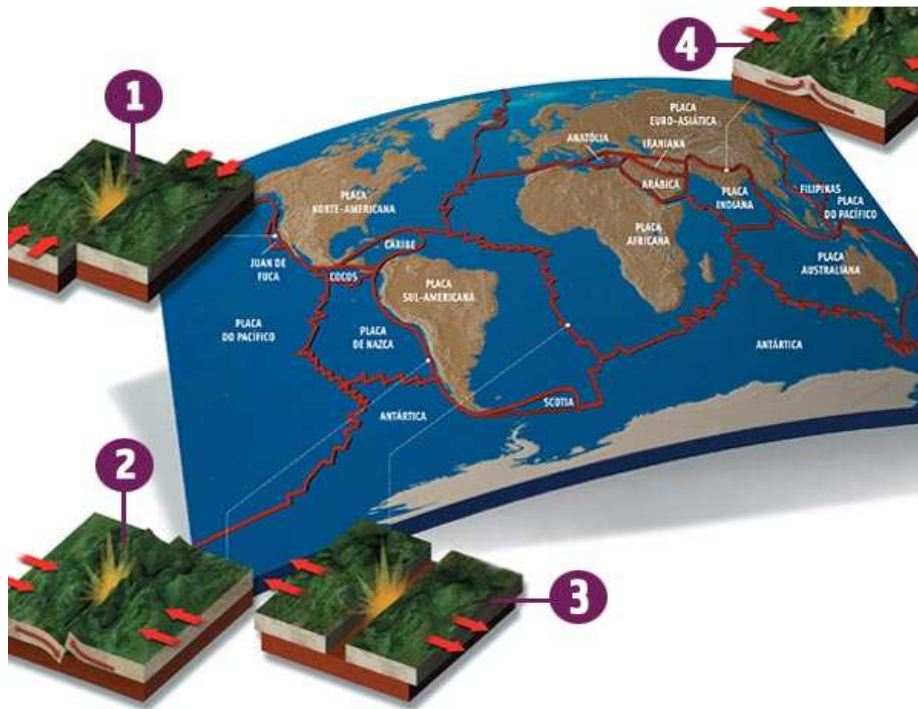


Figura 1 – Placas tectônicas e seus movimentos, (GUIA DO ESTUDANTE, 2014).

O movimento lento das placas ocasiona um contínuo processo de esforço e deformação nas grandes massas de rocha. Quando o esforço é grande e supera o limite de resistência da rocha, ocorre a ruptura, usualmente em uma grande falha geológica. Parte da energia acumulada é então liberada sob a forma de ondas elásticas, que podem se propagar em todas as direções, fazendo o terreno vibrar intensamente, acontecendo assim o sismo.

O sismo é então um movimento brusco e repentino de ruptura na crosta, que causa a liberação de uma grande quantidade de energia quase instantaneamente, gerando ondas elásticas que se propagam em todas as direções.

A região, suposta como um ponto, em que o sismo tem origem, é chamado de hipocentro. A projeção do hipocentro na superfície da terra é o epicentro do sismo. A Figura 2 ilustra a origem de ondas sísmicas e a formação de uma falha geológica.

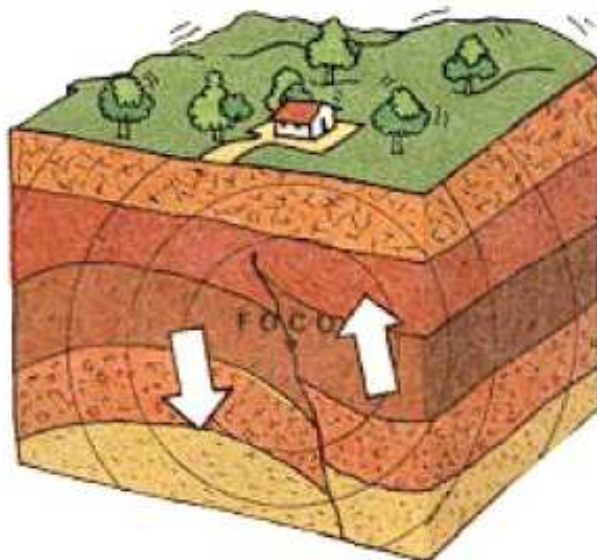


Figura 2 – Origem das ondas sísmicas, OBSIS/UNB (2014).

No interior das placas tectônicas também podem ocorrer sismos, chamados “sismos intraplaca”, em decorrência da propagação das tensões geradas em suas bordas. Esta sismicidade é relativamente pequena, com sismos de magnitudes baixas a moderadas, quando comparadas à sismicidade interplaca. Entretanto, existem registros de sismos altamente destrutivos no interior de placas indicando que, apesar de remota, a possibilidade de ocorrência de um grande terremoto intraplaca não é nula.

Ocupando grande parte da estável Plataforma Sul-Americana, o Brasil é por muitos considerado como assísmico, por não se ter histórico de sismos destrutivos. Mas estações sismológicas distribuídas ao longo do território nacional registram abalos sísmicos de pequena a média magnitude. Pode-se verificar na Figura 3, obtida no Banco de Dados do OBSIS/UnB (2014), o mapa de sismicidade brasileira, onde se verifica que já foram registrados (entre 1811 e 2008) sismos de mais de 5 graus na escala Richter. Dependendo da profundidade desses sismos e do tipo de terreno, esses tremores podem sofrer grandes amplificações e se tornarem catastróficos.

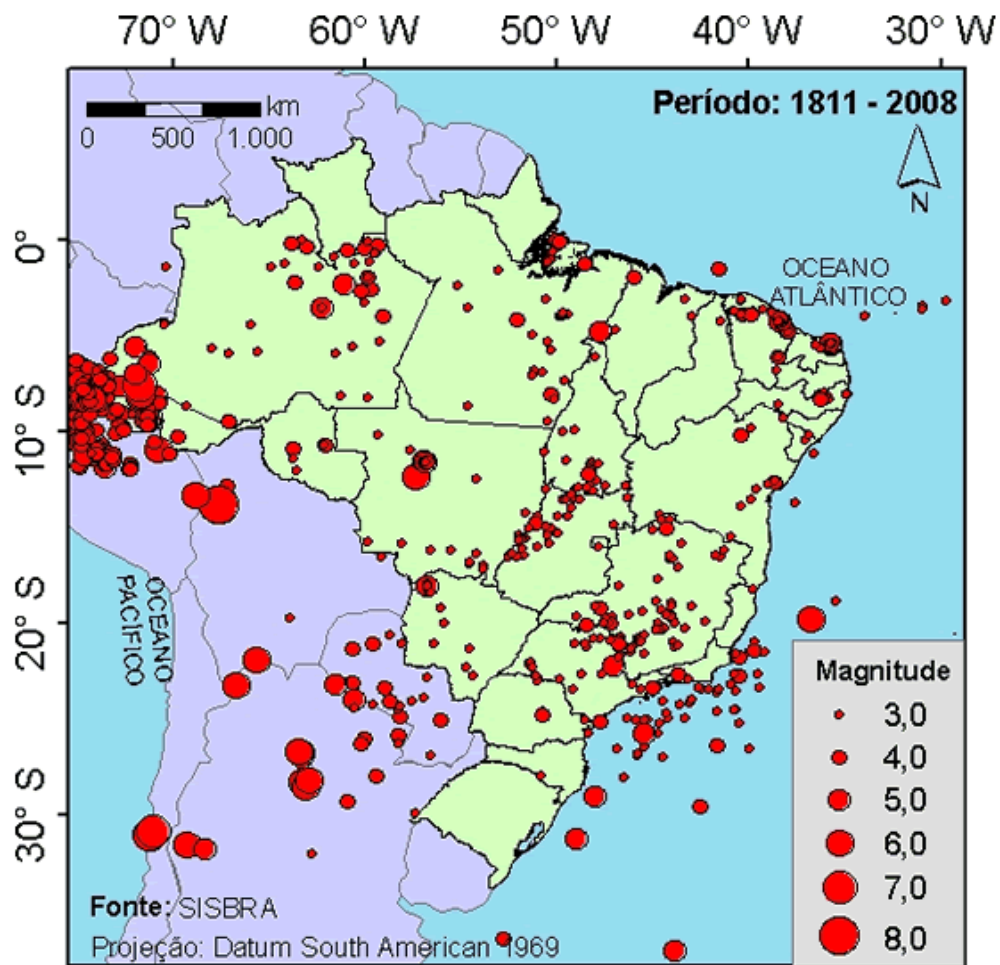


Figura 3 – Mapa da sismicidade natural brasileira, OBSIS/UNB (2014).

2 Resposta de sistemas à excitação sísmica

O objetivo principal da Engenharia Sísmica é obter a resposta dinâmica (deformações, forças internas dos elementos, tensões, etc.) de um sistema quando submetido às acelerações de base provenientes de um terremoto. Como sismos geram esforços e deformações de grandes magnitudes, deve-se estudar não somente a resposta elástica do sistema, mas também a resposta elastoplástica do mesmo, para que as grandes deformações impostas sejam acomodadas evitando a ruína completa do sistema e, ao mesmo tempo, não inviabilizando economicamente o projeto. Tendo em mente os aspectos previamente explicitados, apresentam-se a seguir os principais conceitos associados à excitação sísmica e a resposta de sistemas elásticos e plásticos quando submetidos às acelerações de base.

2.1 A excitação sísmica

A variação ao longo do tempo da aceleração na base é a maneira mais conveniente de se definir a excitação sísmica atuante em um sistema estrutural. A Figura 4 ilustra um sistema de um grau de liberdade sob excitação sísmica, ou seja, sob acelerações na base. Na Figura 5, é possível visualizar algumas das consequências das acelerações na base causadas pelo terremoto de Kobe no Japão em 1995.

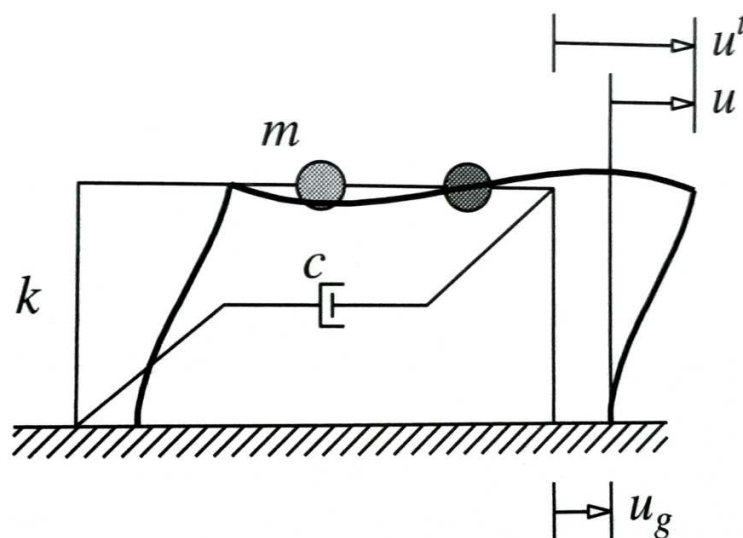


Figura 4 – Sistema de um grau de liberdade submetido à aceleração de base, adaptado de CHOPRA (2012).



Figura 5 – Viaduto de Hanshin danificado após terremoto de Kobe, Japão em 1995.

O instrumento básico para monitoração da aceleração do terreno é o acelerógrafo sísmico, um instrumento que é acionado pelo movimento ocasionado pela chegada das primeiras ondas sísmicas no terreno. Após a aceleração do terreno imposta pelo terremoto ser medida, pode-se obter velocidades e deslocamentos a partir da integração das curvas de acelerações, conforme se pode observar na Figura 6 (CHOPRA, 2012).

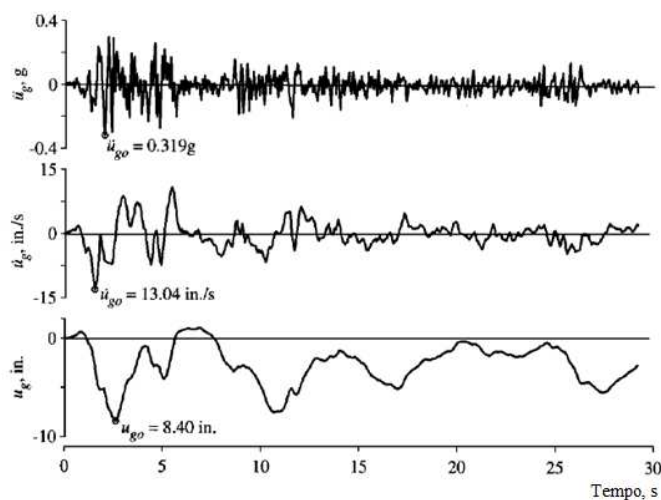


Figura 6 – Componente horizontal da aceleração do terreno registrada durante o terremoto Imperial Valley em maio de 1940, CHOPRA (2012).

2.2 Sistemas elásticos

Considere-se um sistema massa-mola de um grau de liberdade ilustrado no esquema da Figura 7. Nesta figura podem-se visualizar as forças atuantes, as resistentes e o diagrama de corpo livre. Escrevendo-se a equação de equilíbrio para a massa m , obtém-se a equação diferencial do movimento, na forma da Equação (2-1), em que k é a rigidez, c a constante de amortecimento, $p(t)$ a força excitadora e \ddot{u} , \dot{u} e u são, respectivamente, a aceleração, a velocidade e o deslocamento.

$$m\ddot{u} + c\dot{u} + ku = p(t) \quad (2-1)$$

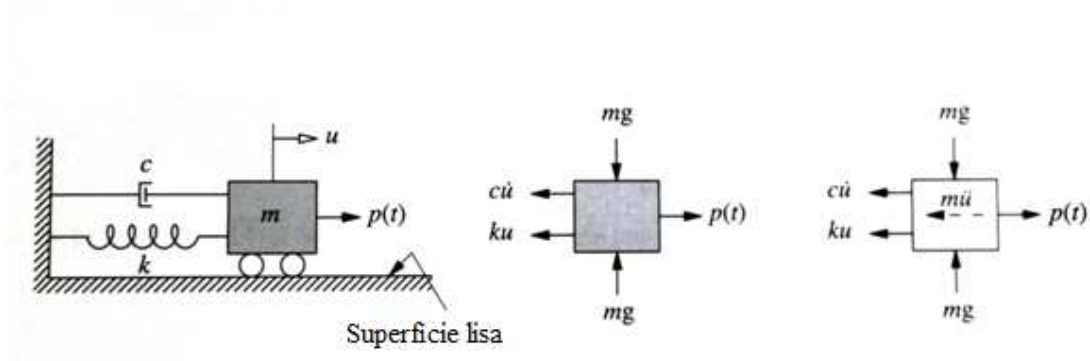


Figura 7 – Sistema de um grau de liberdade e diagrama de corpo-livre.

Sendo o foco deste trabalho a excitação sísmica na base, a Equação (2-1) pode então ser escrita conforme a Equação (2-2), que define a equação diferencial do movimento relativo devido à aceleração da base, onde $\ddot{u}_g(t)$ representa a aceleração absoluta da base e \ddot{u} , \dot{u} e u são respectivamente a aceleração, a velocidade e o deslocamento relativos da massa m (SOUZA LIMA E SANTOS, 2008).

$$m\ddot{u} + c\dot{u} + ku = -m\ddot{u}_g(t) \quad (2-2)$$

É importante ter-se em mente que a intensidade da força do sismo é proporcional à massa da estrutura, ou seja, ao se aumentar a massa da estrutura o projetista deve levar em conta que a intensidade da força sísmica que irá atuar sobre a mesma também será maior (CHOPRA, 2012).

Dividindo-se a Equação (2-2) pela massa do sistema, obtém-se a Equação (2-3), que consiste na equação do movimento adimensionalizada para excitação sísmica na base de um sistema linear de um grau de liberdade.

$$\ddot{u} + 2\zeta\omega_n\dot{u} + \omega_n^2 u = -\ddot{u}_g(t) \quad (2-3)$$

Ainda de acordo com CHOPRA (2012), para uma dada aceleração de base $\ddot{u}_g(t)$, a resposta do sistema em termos de deslocamentos depende unicamente da frequência natural ω_n , ou do seu período natural T_n , do fator de amortecimento ζ e obviamente, do tempo.

Após a determinação dos deslocamentos através da análise dinâmica do sistema, as forças internas atuantes são facilmente determinadas através de equilíbrio estático em cada instante de tempo. A resposta do sistema à excitação é o que se deseja obter, ou seja, os deslocamentos e as forças internas relacionadas. Porém a aceleração de base durante os terremotos varia de maneira tão irregular que a solução analítica da equação do movimento não é possível. Deve-se, portanto, buscar a utilização de métodos numéricos, para a obtenção da solução.

2.3 Sistemas elastoplásticos

As acelerações impostas à base de uma estrutura durante um sismo podem ser de grande intensidade, gerando deformações significativas na mesma. Desta forma, dimensionar uma estrutura para suportar a solicitação sísmica elasticamente, ou seja, sem nenhuma ocorrência de dano permanente, pode-se tornar inviável. O dano que irá acontecer deve ser previsto, o que quer dizer que pontos de plastificação e de escoamento que possam ocorrer na estrutura devem ser tais que seja possível executar reparos e evitar o colapso global da estrutura pela ocorrência de mecanismos cinemáticos, ou seja, de instabilidade.

A relação força-deslocamento real de um componente estrutural pode ser vista na Figura 8. É conveniente utilizar-se uma curva idealizada porque essa aproximação permite o desenvolvimento de espectros de resposta de maneira similar ao desenvolvimento do mesmo para sistemas elásticos lineares, o que será visto no Capítulo 3. Note-se que a área sob as duas curvas é aproximadamente a mesma para o valor de deslocamento máximo u_m .

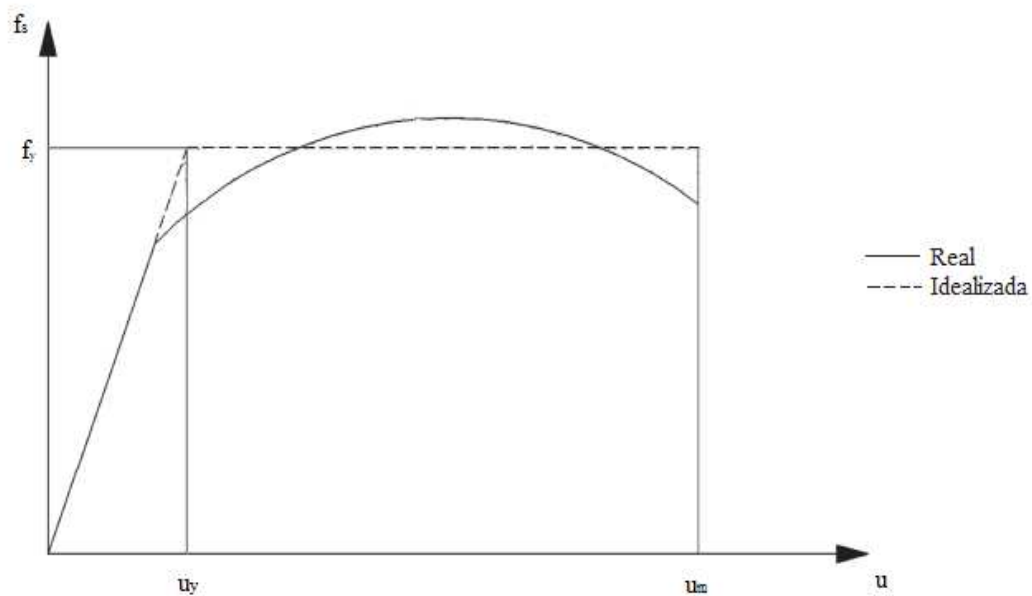


Figura 8 – Relações força-deslocamento de um sistema: curva real e curva idealizada.

A Figura 9 mostra um ciclo típico de carregamento e descarregamento de um sistema elastoplástico. A relação força-deslocamento depende do caminho percorrido no ciclo e a força f_s depende do histórico de deformações do sistema, ou seja, $f_s = f_s(u)$. Desta forma, a equação do movimento para sistemas elastoplásticos é similar à apresentada pela Equação (2-3), mas apresentando-se na forma da Equação (2-4).

$$\ddot{u} + 2\zeta\omega_n\dot{u} + \omega_n^2 u_y \frac{f_s(u)}{f_y} = -\ddot{u}_g(t) \quad (2-4)$$

Para uma dada variação da aceleração na base, deseja-se avaliar as deformações máximas de um sistema elastoplástico e comparar estas deformações com a deformação de pico causada pela mesma força excitadora f_0 no sistema elástico-linear correspondente. Esse sistema é definido de forma a se ter a mesma rigidez do sistema elastoplástico durante o carregamento inicial, conforme pode ser visto na Figura 10. Ambos os sistemas possuem a mesma massa e amortecimento, e a frequência fundamental do sistema linear elástico é a mesma do sistema elastoplástico quando submetido a pequenas amplitudes de vibração.

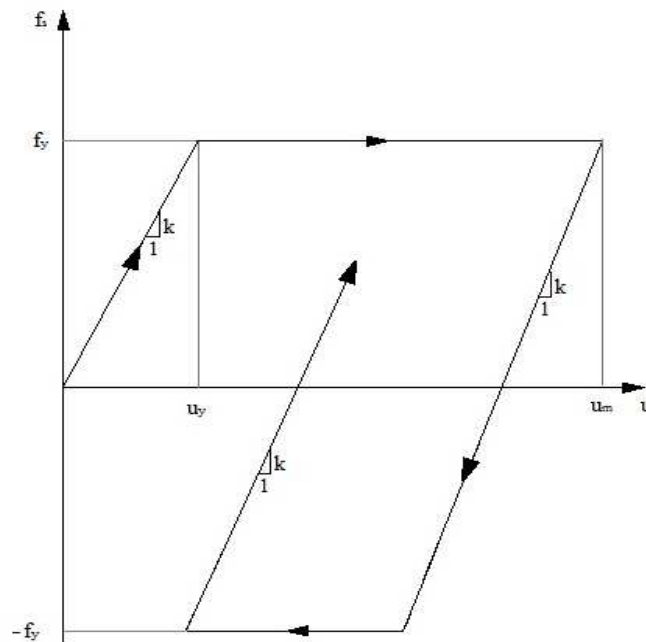


Figura 9 – Relação força-deslocamento cíclico de um sistema.

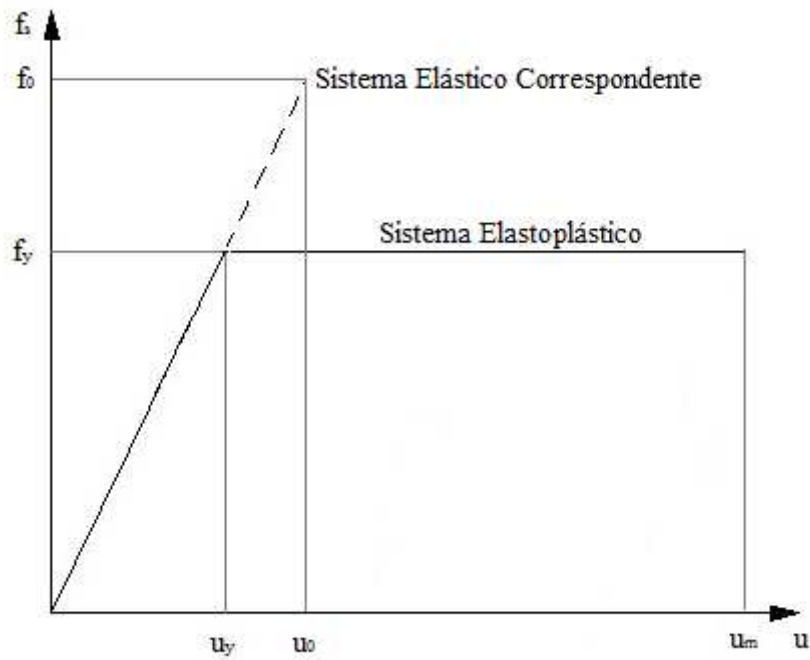


Figura 10 - Sistema elástico correspondente ao elastoplástico.

A força de escoamento normalizada \bar{f}_y de um sistema elastoplástico pode ser então representada pela Equação (2-5), onde f_0 e u_0 são os valores de pico das forças e deformações induzidas pelo sismo, no sistema elástico correspondente. Uma força de escoamento normalizada \bar{f}_y inferior à unidade significa que a força de escoamento do sistema é inferior à força de resistência mínima requerida ao sistema, para que ele permaneça em comportamento elástico durante o movimento de base. Tal sistema, portanto entra em escoamento e deforma plasticamente. Uma força de escoamento normalizada \bar{f}_y igual a um significa que o sistema permanece em comportamento elástico, visto que $f_y = f_0$.

$$\bar{f}_y = \frac{f_y}{f_0} \quad (2-5)$$

Alternativamente, f_y pode ser relacionado a f_0 a partir do coeficiente R_y , definido na Equação (2-6). Um sistema que apresenta R_y superior à unidade significa que a força de escoamento do sistema é inferior à força de resistência mínima requerida ao sistema, para que ele permaneça em comportamento elástico durante o movimento de base.

$$R_y = \frac{f_0}{f_y} = \frac{u_0}{u_y} \quad (2-6)$$

A deformação absoluta de pico do sistema elastoplástico u_m pode ser normalizada em relação à deformação de início de escoamento do sistema u_y , conforme a Equação (2-4). Essa relação adimensional é chamada de fator de ductilidade μ , definido através da Equação (2-7). Para sistemas que se deformam plasticamente, u_m é superior a u_y e o fator de ductilidade é maior que um. Este fator nada mais é que a demanda de ductilidade imposta a um sistema elastoplástico por uma dada aceleração de base. É um requisito do sistema a ser dimensionado, no sentido de que a capacidade dúctil (a capacidade de se deformar além do limite elástico) deve exceder a demanda de deslocamento imposta pelo terremoto (CHOPRA, 2012).

$$\mu = \frac{u_m}{u_y} \quad (2-7)$$

É possível relacionar as deformações de pico u_m e as deformações do sistema linear correspondente u_0 , conforme a Equação (2-8).

$$\frac{u_m}{u_0} = \frac{\mu}{R_y} \quad (2-8)$$

Em termos do comportamento em cada região do espectro (ver Figura 11 e Figura 12), para períodos longos (superiores a T_f), na região sensível a deslocamentos do espectro, a deformação u_m de um sistema elastoplástico é independente do fator R_y e é essencialmente igual à deformação do sistema linear correspondente u_0 .

Isto acontece porque para uma massa fixa, tal sistema é consideravelmente flexível e a massa permanece estacionária enquanto a base se movimenta (ver Figura 13). Portanto, a deformação de pico é igual ao deslocamento da base, independente de qual seja o valor de R_y . Desta forma, de acordo com a Equação (2-8), $R_y = \mu$. Para sistemas com período inserido na região sensível a velocidades do espectro, u_m deve ser maior ou menor que u_0 . A ductilidade de demanda μ pode ser maior ou menor que R_y . Já sistemas inseridos na região sensível a acelerações do espectro, u_m deve ser maior que u_0 . Portanto, de acordo com a Equação (2-8), a demanda de ductilidade pode ser consideravelmente superior que o fator R_y . Conclui-se, portanto, que para sistemas de períodos muito baixos, a demanda de ductilidade pode ser grande mesmo se a resistência for suficiente para que o sistema permaneça se comportando de forma elástica (CHOPRA, 2012).

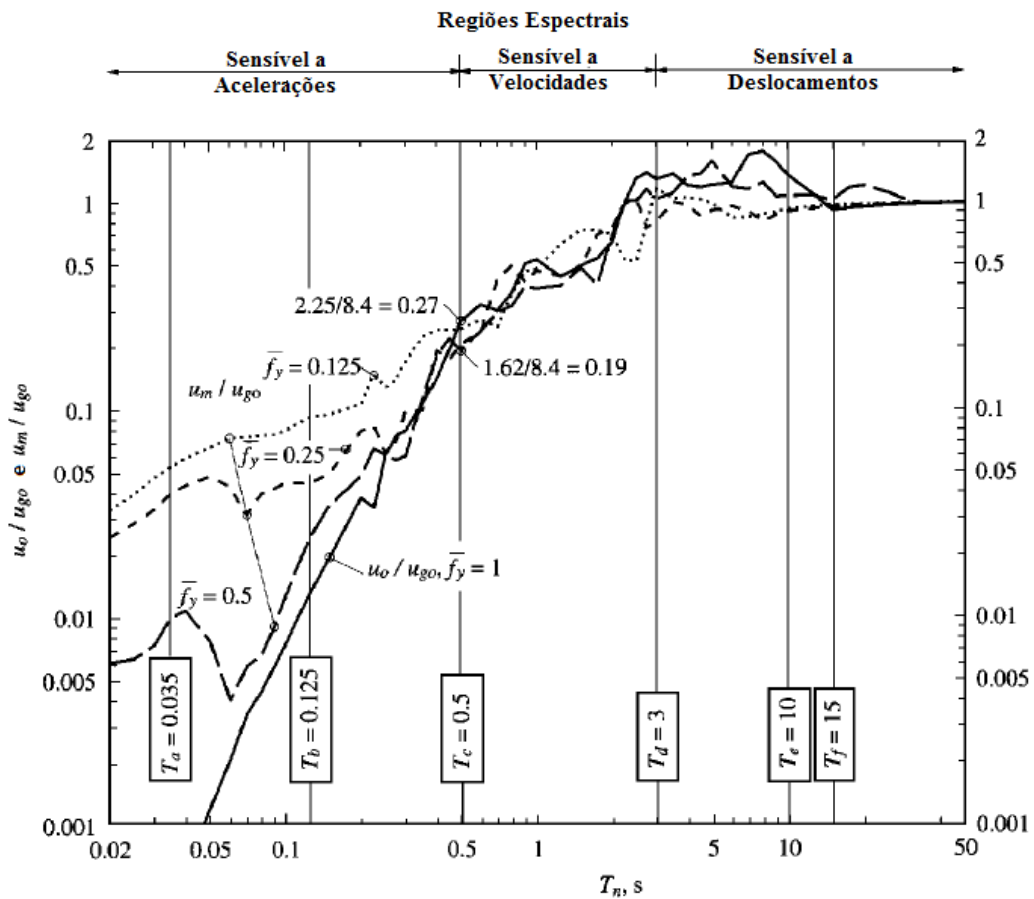


Figura 11 – Deformações de pico u_m e u_0 de sistemas elastoplásticos e sistema linear correspondente submetidos à aceleração de base do terremoto *El Centro* (CHOPRA, 2012).

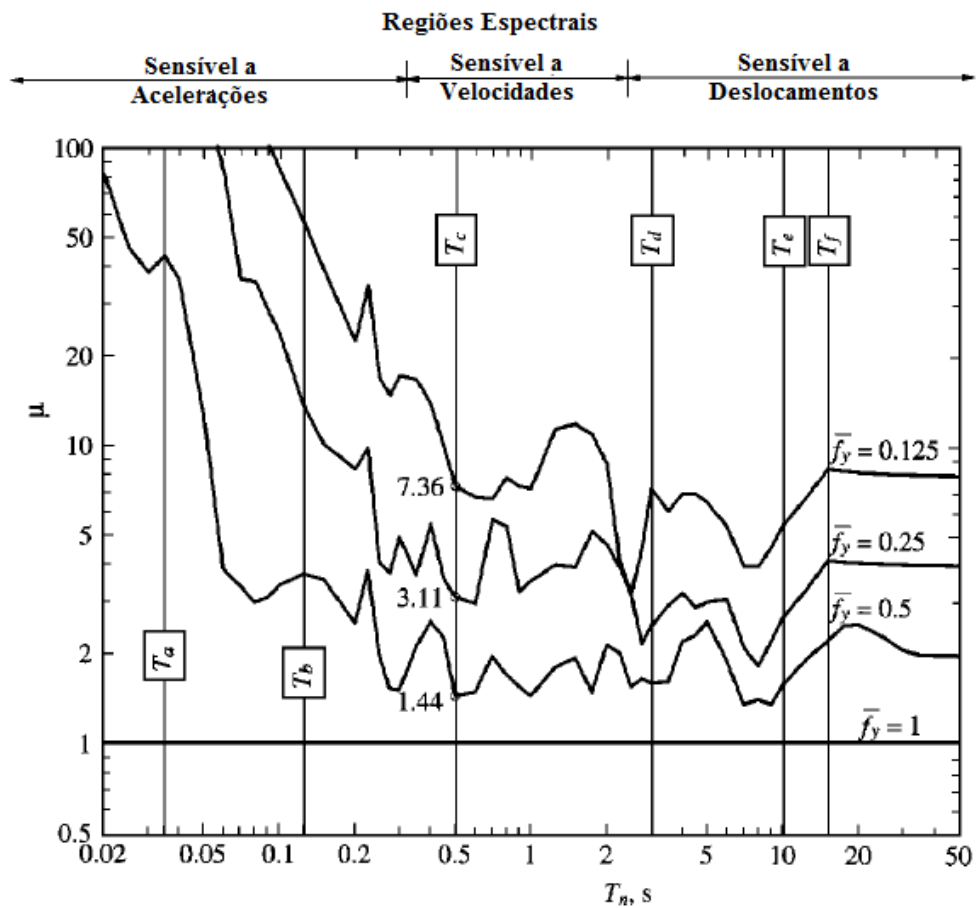


Figura 12 – Demanda de ductilidade de sistema elastoplástico submetido à aceleração de base do terremoto *El Centro* (CHOPRA, 2012).

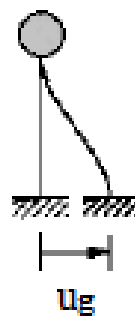


Figura 13 – Sistema flexível submetido a movimento de base.

3 Métodos de análise

No presente capítulo são apresentados os métodos para a análise estrutural e a consequente determinação dos esforços e deslocamentos decorrentes da ação sísmica. A escolha do método a ser adotado para a análise de uma determinada estrutura de ponte deve se basear em inúmeros aspectos, como a complexidade da estrutura a ser projetada (número e comprimento de vãos, curvatura, sistema estrutural, condições de simetria, etc), o grau de sismicidade da região onde será construída, características geotécnicas, dentre outros. A complexidade da análise estrutural está diretamente ligada ao grau de complexidade do projeto e se escolhida de forma inadequada pode fornecer resultados incompatíveis com as solicitações. Apresenta-se também neste capítulo o método de análise *pushover*, uma análise estática não linear aproximada. Através desta análise é possível verificar o desempenho sísmico de uma estrutura. Na análise *pushover*, são aplicadas sucessivamente cargas estáticas crescentes e verificado a situação de ruptura da estrutura. A Figura 14, adaptada de PRIESTLEY *et al.* (1996) mostra um esquema que define quais os processos devem ser adotados para a análise sísmica de pontes, dependendo do objetivo da análise em questão.

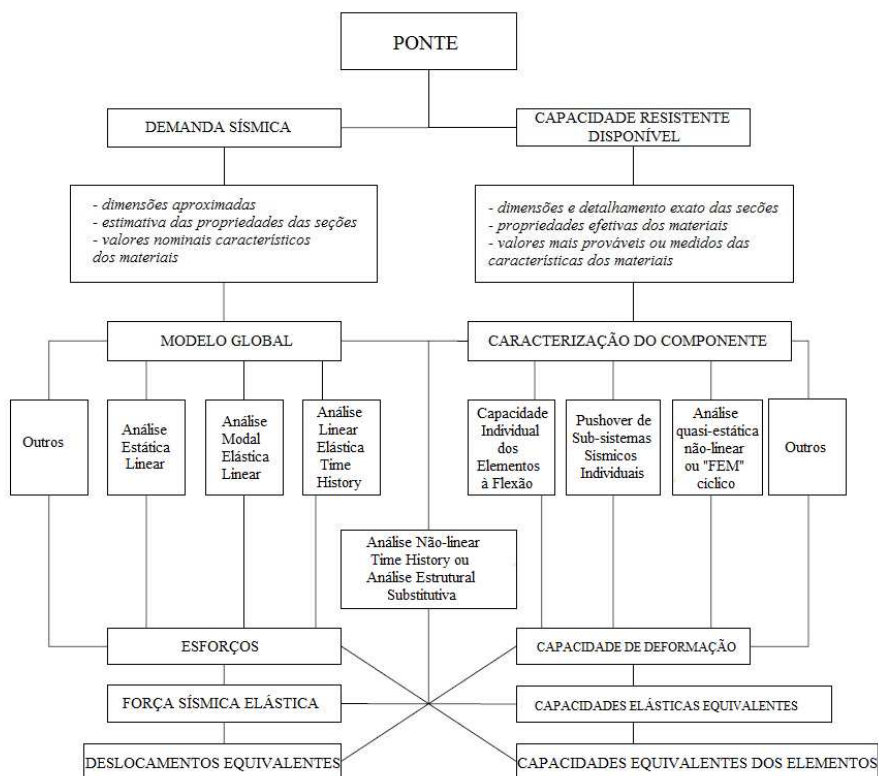


Figura 14 – Esquema para definição dos processos a serem adotados na análise sísmica de pontes, PRIESTLEY *et al.* (1996).

3.1 Métodos estáticos equivalentes

Métodos estáticos equivalentes são utilizados para estruturas simples, com poucos vãos, com massa e rigidez uniformemente distribuídas, em regiões sujeitas a graus considerados baixos de sismicidade. Nestes métodos, uma carga horizontal estática equivalente é calculada e aplicada na estrutura para simulação do carregamento sísmico.

Um dos métodos estáticos equivalentes mais difundidos é o *Uniform Load Method* da AASHTO (2009, 2010). O método pode ser utilizado para a análise de pontes regulares, de massa e rigidez uniformemente distribuídas, sem curvatura significativa e com menos de 7 vãos e quando construídas em zonas sísmicas onde o coeficiente de resposta de aceleração horizontal for igual ou menor que 0,30.

O método baseia-se nos modos fundamentais de vibração da estrutura nas direções transversal e longitudinal. O período destes modos de vibração é determinado utilizando-se um sistema massa-mola de um grau de liberdade com rigidez equivalente, que deve ser calculado usando o deslocamento máximo que ocorre quando uma carga lateral uniforme e arbitrária é aplicada à ponte. De acordo com a AASHTO (2009, 2010), o método pode superestimar o carregamento lateral atuante em até 100%.

Para obter a carga estática equivalente deve-se seguir os seguintes passos:

- 1) Calcular os deslocamentos transversais e longitudinais $v_s(x)$ resultantes de um carregamento uniforme lateral p_0 , conforme ilustrado na Figura 15. O carregamento uniforme p_0 é aplicado em toda a extensão da ponte com valor de 1,0 kN/m.

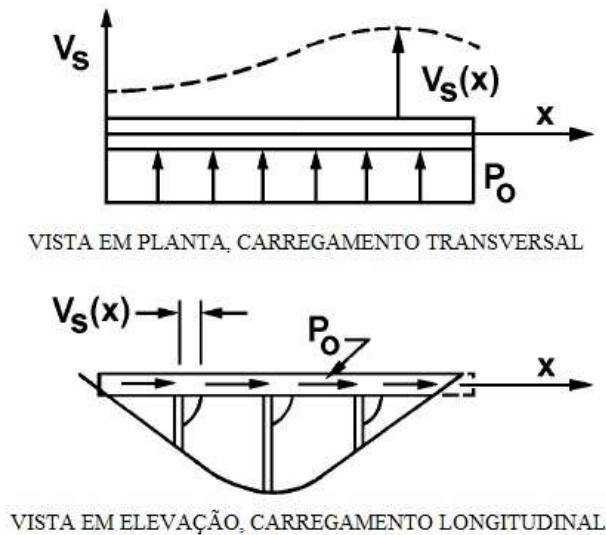


Figura 15 – Carregamento inicial a ser aplicado para determinação do carregamento estático equivalente no *Uniform Load Method*, AASHTO (2009, 2010).

- 2) Calcular a rigidez lateral (ou longitudinal) da ponte K e peso total W , de acordo com as Equações (3-1) e (3-2), onde L é o comprimento total da ponte, $v_{s,MAX}$ é o deslocamento lateral (ou longitudinal) máximo após a aplicação da carga p_0 e $w(x)$ é o peso próprio por unidade de comprimento da estrutura, sem nenhum coeficiente de majoração. O peso a ser considerado deve ser o de todos os componentes estruturais e cargas permanentes da estrutura. Geralmente, os efeitos inerciais de cargas móveis não são incluídos na análise, porém se houver alta possibilidade de existirem grandes carregamentos móveis na ponte durante um terremoto, como por exemplo, em regiões metropolitanas onde congestionamentos são prováveis e constantes, esses efeitos inerciais devem ser considerados.
- 3) Calcular o período da ponte T_m , de acordo com a Equação (3-3), onde g é aceleração da gravidade.
- 4) Calcular a carga estática equivalente sísmica por unidade de comprimento de acordo com a Equação (3-4), onde C_{sm} é o coeficiente de resposta sísmica elástica, definido também pela AASHTO (2009, 2010).

$$K = \frac{p_0}{v_{s,MAX}} \quad (3-1)$$

$$W = \int w(x) dx \quad (3-2)$$

$$T_m = 2\pi \sqrt{\frac{W}{gK}} \quad (3-3)$$

$$p_e = C_{sm} \frac{W}{L} \quad (3-4)$$

3.2 Análise dinâmica linear ou não linear de histórico no tempo (*time-history*)

A análise de histórico no tempo consiste em se calcular a resposta da estrutura em função do tempo quando o sistema é submetido a uma dada aceleração de base. Para se atingir tal objetivo é necessário resolver a equação do movimento, apresentada nas Equações (2-3) e (2-4) para sistemas de um grau de liberdade submetidos a acelerações na base.

Para se calcular a resposta da estrutura é necessário utilizar métodos de solução de equações diferenciais, por integração direta por métodos numéricos (como, por exemplo, pelo método de Newmark), pela integral de Duhamel ou por métodos no domínio da frequência (que utilizam os conceitos das transformadas de Laplace ou Fourier).

3.2.1 Análise Modal

Uma alternativa para se evitar a solução das equações diferenciais no domínio do tempo é utilizar a análise modal, ou método da superposição modal. Neste método, as equações de movimento são transformadas em coordenadas modais. Desta forma obtém-se um grupo de equações modais desacopladas. Cada equação modal é resolvida para determinar a resposta modal e essas respostas são combinadas, obtendo-se a resposta total do sistema.

O conceito fundamental da análise modal reside no fato do vetor de deslocamentos de um sistema de múltiplos graus de liberdade poder ser expandido em termos das diversas contribuições modais. Isto é possível porque qualquer conjunto de vetores linearmente independentes pode ser utilizado como base para representar outro vetor no mesmo espaço. Na Equação (3-5), verifica-se a forma desta expansão do vetor deslocamentos \mathbf{u} , onde \mathbf{q} é o vetor representativo das chamadas coordenadas modais e Φ é a matriz modal, obtida através da solução do problema de autovalores, ou seja, da solução para vibrações livres (CHOPRA, 2012).

$$\mathbf{u}(t) = \sum_{r=1}^N \phi_r q_r(t) = \mathbf{\Phi} \mathbf{q}(t) \quad (3-5)$$

A equação de movimento para um sistema de múltiplos graus de liberdade amortecido em termos das coordenadas modais pode ser escrita na forma da Equação (3-6).

$$\sum_{r=1}^N \mathbf{m} \phi_r \ddot{q}_r(t) + \sum_{r=1}^N \mathbf{c} \phi_r \dot{q}_r(t) + \sum_{r=1}^N \mathbf{k} \phi_r q_r(t) = \mathbf{p}(t) \quad (3-6)$$

Multiplicando-se os termos da equação por ϕ_n^T , pode-se reescrever a Equação (3-6) na forma da Equação (3-7). M_n é a massa generalizada do n ésimo modo de vibração, K_n é a rigidez generalizada do n ésimo modo de vibração e $P_n(t)$ é a força generalizada do n ésimo modo de vibração.

Reescrever a Equação (3-6) na forma da Equação (3-7) é possível porque os modos de vibração são ortogonais entre si, ou seja, $\phi_n^T \mathbf{k} \phi_r = 0$ e $\phi_n^T \mathbf{m} \phi_r = 0$, permitindo o desacoplamento das equações (CHOPRA, 2012).

A prova da ortogonalidade dos modos de vibração pode ser vista em SOUZA LIMA e SANTOS (2008).

Então:

$$M_n \ddot{q}_n(t) + \sum_{r=1}^N C_{nr} \dot{q}_r(t) + K_n q_r(t) = P_n(t) \quad (3-7)$$

Onde:

$$M_n = \phi_n^T \mathbf{m} \phi_n$$

$$K_n = \phi_n^T \mathbf{k} \phi_n$$

$$P_n(t) = \phi_n^T \mathbf{p}(t)$$

$$C_{nr} = \phi_n^T \mathbf{c} \phi_r$$

No entanto, na Equação (3-7) o termo do amortecimento não necessariamente se desacopla no espaço modal. Porém, como pode ser visto em CHOPRA (2012), para sistemas fracamente amortecidos pode-se considerar que $C_{nr} = 0$ se $n \neq r$ e a Equação (3-7) torna-se da forma da Equação (3-8). Ao se dividir a Equação (3-8) por M_n , se obtém a Equação (3-9). Desta forma, as n equações diferenciais acopladas expostas na Equação (3-6) são transformadas no conjunto de n equações desacopladas representadas pelas Equações (3-8) e (3-9).

$$M_n \ddot{q}_n(t) + C_n \dot{q}_n(t) + K_n q_n(t) = P_n(t) \quad (3-8)$$

$$\ddot{q}_n(t) + 2\zeta_n \omega_n \dot{q}_n(t) + \omega_n^2 q_n(t) = \frac{P_n(t)}{M_n} \quad (3-9)$$

Considerando-se um caso de carregamento onde as forças aplicadas possuem a mesma variação no tempo definida por $p(t)$ e sua distribuição espacial é definida por um vetor \mathbf{s} , conforme a Equação (3-10) e utilizando-se da propriedade de ortogonalidade dos modos de vibração, é possível se definir a contribuição do n ésimo modo de vibração para o vetor \mathbf{s} , independentemente de como os modos estão normalizados, a partir da Equação (3-11), onde Γ_n é chamado de fator de participação modal.

A Equação (3-11) pode ser vista como uma expansão da distribuição espacial das forças aplicadas (definida pelo vetor \mathbf{s}) em termos da distribuição das forças de inércia \mathbf{s}_n , associadas com os modos naturais de vibração.

$$\mathbf{p}(t) = \mathbf{s} p(t) \quad (3-10)$$

$$\mathbf{s}_n = \Gamma_n \mathbf{m} \phi_n \quad (3-11)$$

Onde:

$$\Gamma_n = \frac{P_n(t)}{M_n p(t)}$$

A contribuição do n ésimo modo para o deslocamento nodal $u(t)$ é definida pela Equação (3-12), onde $D_n(t)$ representa o deslocamento do n ésimo modo do sistema de um grau de liberdade de massa unitária. A partir deste conceito, é possível se definir a contribuição do n ésimo modo $r_n(t)$ para qualquer valor de resposta $r(t)$, através da Equação (3-13), onde r_n^{st} é a resposta estática à distribuição de forças de inércia s_n . Combinando-se as contribuições de todos os modos se obtém a resposta total à excitação (CHOPRA, 2012).

$$\mathbf{u}_n(t) = \Gamma_n \phi_n D_n(t) \quad (3-12)$$

$$r_n(t) = r_n^{st} [\omega_n^2 D_n(t)] \quad (3-13)$$

De acordo com SOUZA LIMA e SANTOS (2008), para se determinar quantos modos devem ser incluídos na análise dinâmica, deve-se lançar mão do cálculo dos fatores de contribuição modal \bar{r}_n , através da Equação (3-14), onde r^{st} é a resposta estática à distribuição das forças s . A soma dos fatores de contribuição modal de todos os modos resulta na unidade. Se somente os primeiros modos i são incluídos, o erro e_i da análise modal é dado na Equação (3-15).

$$\bar{r}_n = \frac{r_n^{st}}{r^{st}} \quad (3-14)$$

$$e_i = 1 - \sum_{n=1}^i \bar{r}_n \quad (3-15)$$

3.2.2 Análise dinâmica de histórico no tempo

A análise com históricos de acelerações no tempo deve consistir da análise dinâmica de um modelo estrutural submetido a históricos de acelerações no tempo aplicados à sua base. Os históricos de acelerações deverão ser compatíveis com os espectros de projeto definidos para a estrutura. Devem ser aplicados um conjunto de acelerogramas, independentes entre si, nas direções ortogonais relevantes para cada estrutura. Estes acelerogramas podem ser obtidos através de registros de eventos reais compatíveis com as características sismológicas do local da estrutura, ou podem ser acelerogramas gerados artificialmente. Os acelerogramas a serem aplicados devem ser afetados de um fator de escala, de forma que os espectros de resposta na direção considerada, para um dado fator de amortecimento, tenham valores médios não inferiores aos do espectro de projeto para uma faixa de $0,2T$ e $1,5T$, sendo T o período fundamental da estrutura nesta direção, Ao menos três conjuntos de acelerogramas deverão ser considerados na análise (SOUZA LIMA e SANTOS, 2008).

3.3 Análise dinâmica linear por espectro de resposta

O espectro de resposta é um gráfico da resposta máxima (em termos de deslocamentos, velocidades ou acelerações) de um sistema de um grau de liberdade em função do seu período ou de sua frequência natural, a uma determinada excitação. Conhecido o espectro de resposta de uma excitação, a resposta máxima para um sistema de um grau de liberdade é facilmente determinada desde que conhecido o seu período natural.

Espectros de resposta para acelerações da base são amplamente utilizados em análise sísmica, visto que estando definida a aceleração sísmica máxima e a classe do terreno é possível definir a ação sísmica a partir de um espectro de resposta para uma certa fração de amortecimento crítico. Este espectro representa a resposta elástica de um sistema de um grau de liberdade, expressa em termos de frações da aceleração da gravidade, em função do período ou da frequência natural deste sistema.

3.3.1 Espectro de resposta

O conceito de espectro de resposta caracteriza a influência da aceleração de base em estruturas. Muito conveniente para análise sísmica de estruturas, o espectro de resposta fornece uma maneira simples de reunir as respostas máximas para todos os sistemas elásticos lineares de um grau de liberdade para uma dada aceleração máxima da base (CHOPRA, 2012).

O espectro de resposta consiste em um gráfico dos valores de pico de resposta em função da frequência ou período natural para certo fator de amortecimento crítico. A Figura 16 ilustra o conceito, apresentando o espectro de resposta de deslocamentos para certa aceleração de base, e respostas de diferentes sistemas de um grau de liberdade a essa aceleração.

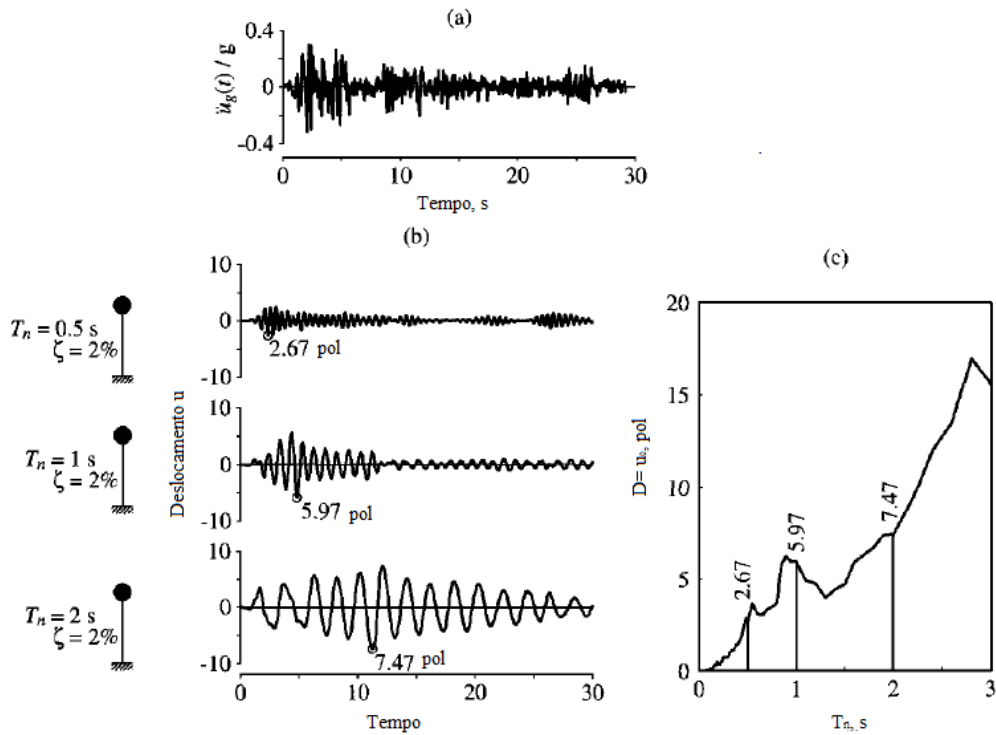


Figura 16 –(a) Aceleração de base (b) Resposta em termos de deslocamentos de sistemas de um grau de liberdade de períodos naturais distintos, para taxa de amortecimento crítico de 2% (c) Espectro de resposta, CHOPRA (2012).

O espectro de resposta tem se provado tão útil na engenharia sísmica que de acordo com CHOPRA (2012), espectros de praticamente todos os sismos fortes o suficiente para serem de interesse da Engenharia Sísmica são computados e publicados assim que são registrados. Dependendo da região, a quantidade de espectros de resposta existentes hoje em dia é suficiente para fornecer uma ideia razoável de que tipos de sismos ocorrerão no futuro. Além disso, é possível se analisar como os espectros de resposta são afetados pela distância do hipocentro, condições do terreno local, condições geológicas, etc. A dificuldade reside em regiões onde não se encontram disponíveis medições suficientes para a montagem de espectros de resposta que permitam de alguma forma prever as futuras ocorrências sísmicas locais.

A partir da equação do movimento (2-3), é possível se obter a aceleração absoluta do sistema de um grau de liberdade $\ddot{u}^t(t)$, conforme explicitado na Equação (3-16).

$$\ddot{u}^t(t) = -\omega_n^2 u(t) - 2\zeta\omega_n \dot{u}(t) \quad (3-16)$$

Percebe-se que para sistemas fracamente amortecidos, pode-se definir com boa aproximação a aceleração absoluta máxima através do valor A (pseudo-aceleração espectral), definido pela Equação (3-17), onde D é o deslocamento relativo máximo do sistema (deslocamento espectral). Normalmente os espectros de aceleração são apresentados em termos da pseudo-aceleração espectral e não da aceleração relativa de pico. Isto é feito porque esta é facilmente determinada através dos deslocamentos de pico da estrutura e é associada diretamente ao valor de pico de força horizontal na base (quando multiplicada pela massa do sistema). E, conforme mostrado, para sistemas fracamente amortecidos, a pseudo-aceleração é uma boa aproximação da aceleração absoluta, o que fica claro na Equação (3-16). De maneira análoga, pode-se obter a pseudo-velocidade espectral, através da Equação (3-18). Este valor se relaciona diretamente com a quantidade de energia mobilizada pelo terremoto e também é comum encontrar espectros de respostas em termos da pseudo-velocidade (CHOPRA, 2012).

$$A = \omega_n^2 D \quad (3-17)$$

$$V = \omega_n D \quad (3-18)$$

Para propósito de dimensionamento deseja-se determinar a força (ou o deslocamento) necessária para início de escoamento do sistema, para determinar desta maneira a demanda de ductilidade imposta por uma aceleração de base. Desta forma, torna-se necessária a determinação de um espectro de resposta elastoplástico. Este espectro é montado fixando-se não somente a taxa de amortecimento do sistema, mas também o fator de ductilidade μ . Portanto são efetuadas as análises dinâmicas de diversos sistemas de um grau de liberdade de períodos diferentes, para uma determinada taxa de amortecimento crítico e um determinado fator de ductilidade.

A partir das respostas obtidas destas análises é montado o espectro de resposta (com valores de pico de aceleração, velocidade ou deslocamento) para um fator de ductilidade μ específico.

Este procedimento é repetido para diversos fatores de ductilidade até abranger uma determinada faixa de interesse destes fatores. A Figura 17 ilustra o espectro de resposta elastoplástico para o terremoto El Centro, onde ω é o peso do sistema e A_y é a pseudo-aceleração do sistema elastoplástico, que é definida pela Equação (3-19), onde u_y é o deslocamento de início de escoamento do sistema (CHOPRA, 2012).

$$A_y = \omega^2 u_y \quad (3-19)$$

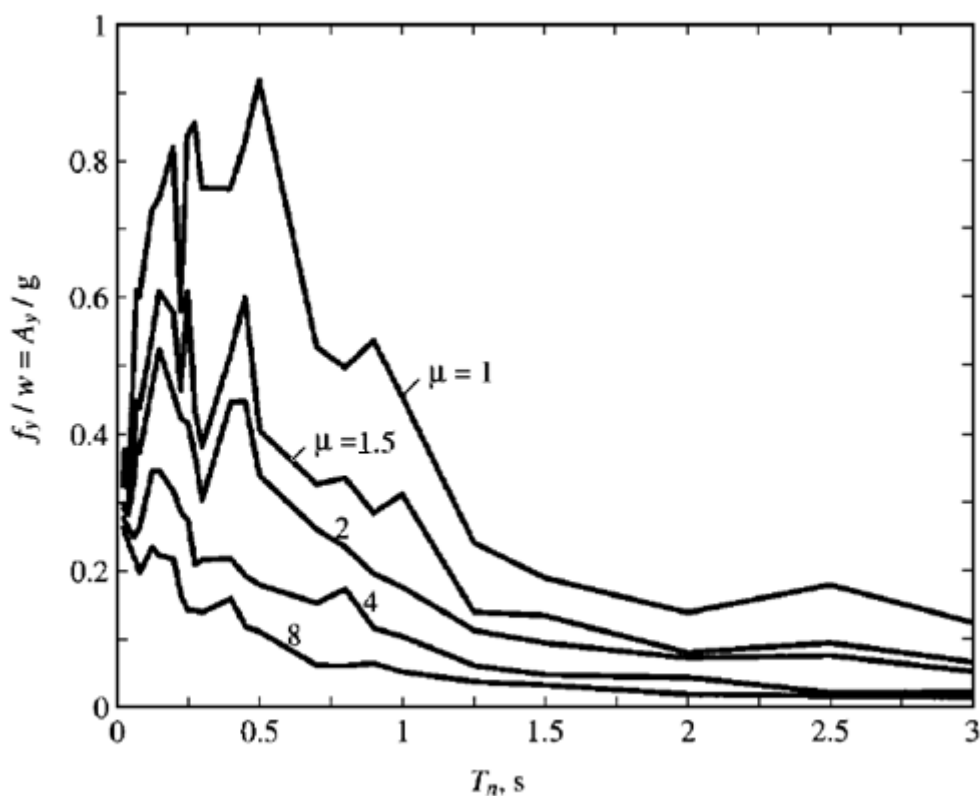


Figura 17 – Espectro de resposta para sistemas elastoplásticos com taxa de amortecimento crítico de 5% submetidos à aceleração de base para o sismo El Centro, CHOPRA (2012).

3.3.2 Análise espectral de sistemas de múltiplos graus de liberdade

A resposta máxima de um sistema de múltiplos graus de liberdade pode ser obtida sem a necessidade de se realizar uma análise de histórico no tempo, através da análise espectral. O resultado desta análise não é exato, porém estima-se a resposta com precisão suficiente para se projetar estruturas sismo-resistentes.

O valor de pico da contribuição do n -ésimo modo para a resposta r_{n0} pode ser obtido através do espectro de resposta de projeto pela Equação (3-20), onde A_n é o valor da pseudo-aceleração espectral correspondente ao período ou frequência do modo em questão e r_n^{st} é a resposta estática à distribuição de forças de inércia s_n (CHOPRA, 2012).

$$r_{n0} = r_n^{st} A_n \quad (3-20)$$

Em geral, as respostas modais atingem seus picos em instantes de tempo distintos. Portanto, a combinação as suas contribuições de resposta r_{n0} para se obter a resposta de pico total não pode ser feita de maneira exata. Para tal, são utilizados critérios para combinação das contribuições modais máximas, conforme exposto em SOUZA LIMA E SANTOS (2008).

O critério da soma direta dos valores dos picos de respostas modais é conhecido como ABSSUM (soma absoluta) e definido pela Equação (3-21). Este critério proporciona valores muito conservadores, por isso normalmente não é utilizado.

$$r_0 \leq \sum_{n=1}^N |r_{n0}| \quad (3-21)$$

O critério *SRSS* (raiz quadrada da soma dos quadrados) é definido na Equação (3-22). Este método fornece estimativas adequadas de pico de resposta para estruturas com frequências modais de valores bem espaçados. Para frequências muito próximas pode fornecer resultados contra a segurança, visto que seus máximos podem ocorrer em instantes de tempo muito próximos.

$$r_0 \cong \left(\sum_{n=1}^N r_{n0}^2 \right)^{1/2} \quad (3-22)$$

O critério CQC (combinação quadrática completa) é definido pela Equação (3-23), onde $\zeta_{i,n}$ são os fatores de amortecimento dos modos correspondentes e ρ_{in} é denominado coeficiente de correlação, que pode ser obtido pela Equação (3-24), desenvolvida por Der Kiureghian.

$$r_0 \cong \left(\sum_{n=1}^N r_{n0}^2 + \sum_{i=1}^N \sum_{n=1}^N \rho_{in} r_{i0} r_{n0} \right)^{1/2} \quad (3-23)$$

$$\rho_{in} = \frac{8\sqrt{\zeta_i \zeta_n} (\beta_{in} \zeta_i + \zeta_n) \beta_{in}^{3/2}}{(1 - \beta_{in}^2)^2 + 4\zeta_i \zeta_n \beta_{in} (1 + \beta_{in}^2) + 4(\zeta_i^2 + \zeta_n^2) \beta_{in}^2} \quad (3-24)$$

3.3.3 Espectro de projeto

O espectro de projeto consiste em um espectro de resposta representativo de todas as acelerações sísmicas ocorridas no local de interesse. O espectro de projeto deve satisfazer critérios suficientes para o projeto de estruturas sismo-resistentes, ou seja, deve ser elaborado de forma que estruturas projetadas a partir dos mesmos possam resistir a sismos futuros. Pode-se perceber através da Figura 18 que projetar uma estrutura para um sismo específico não garante sua resistência a terremotos futuros, uma vez que sismos tem características aleatórias.

O espectro de projeto é determinado através de análises estatísticas de espectros de respostas de um conjunto de sismos, e representa uma espécie de envoltória destes terremotos. Para se estabelecer um espectro de projeto satisfatório deve-se levar em conta fatores como magnitude dos terremotos ocorridos no local, distância até a falha de origem, mecanismo da falha, geologia do caminho percorrido pelas ondas sísmicas da origem até o local em questão e condições do terreno. Em alguns lugares do mundo existe uma grande dificuldade para elaboração deste espectro de projeto representativo, devido à falta de monitoração e registros disponíveis de terremotos. Por exemplo, este é o caso do Brasil. Nestes casos, algumas aproximações são feitas a partir de registros de locais com condições semelhantes.

Para a consideração da elastoelasticidade, pode-se lançar mão de uma abordagem simples, descrita por CHOPRA (2012) e ilustrada na Figura 19. Nesta abordagem, o espectro elástico é dividido pelo fator de ductilidade, se tornando um espectro elastoplástico.

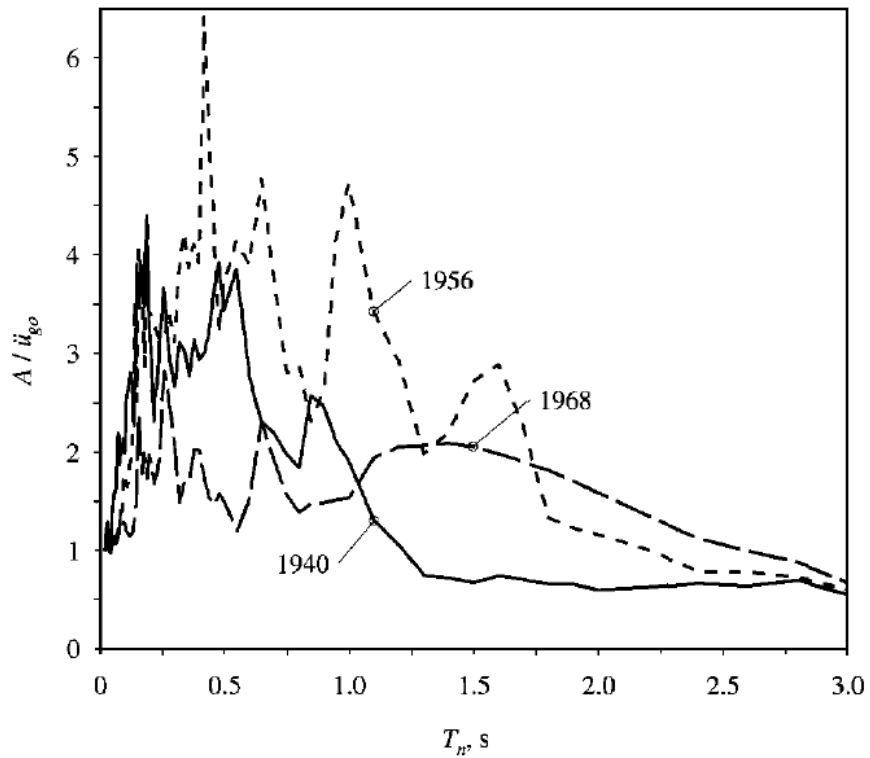


Figura 18 – Espectro de resposta de acelerações na direção norte-sul de terremotos ocorridos em 18 de Maio de 1940, 9 de Fevereiro de 1956 e 8 de Abril de 1968 em El Centro- Califórnia, $\zeta = 2\%$, CHOPRA (2012).

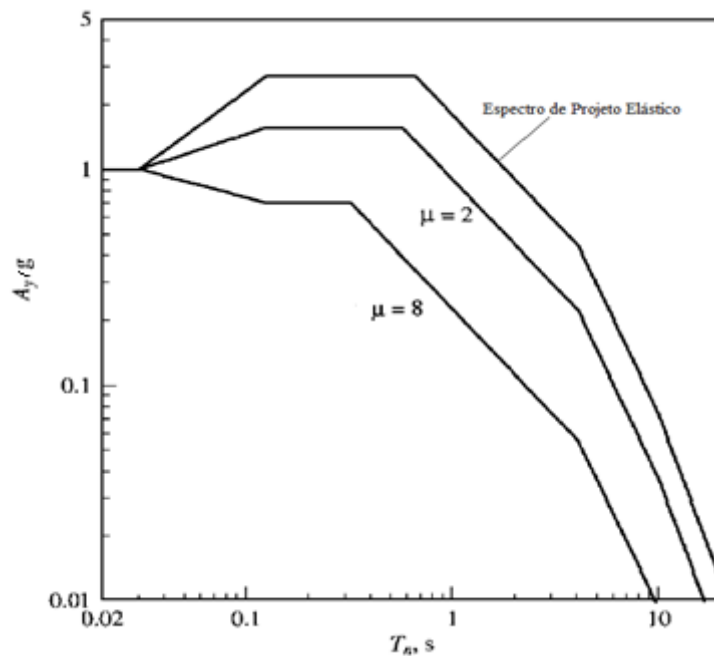


Figura 19 – Espectro de projeto elastoplástico de pseudo-aceleração para diversos fatores de ductilidade, $\zeta = 5\%$, CHOPRA (2012).

3.4 Análise estática não linear *pushover*

O conceito de desempenho sísmico altera a forma como as estruturas são dimensionadas. Em vez de se procurar aumentar a resistência, que não se traduz necessariamente em um aumento da segurança, procura-se avaliar como é a resposta efetiva da estrutura a uma determinada ação sísmica. Conhecer a distribuição de forças sísmicas ao longo de uma estrutura torna-se tão importante quanto conhecer o seu valor total.

Um bom desempenho sísmico está garantido quando a estrutura tem a capacidade de formar rótulas plásticas em zonas que não comprometam o seu equilíbrio global, dissipando assim energia. Através de uma análise estática não linear *pushover* é possível o cálculo explícito da ductilidade da estrutura, a definição de estados de deformação diretamente relacionáveis com os danos nos vários elementos e, portanto, a definição de uma verificação da estrutura em uma metodologia baseada em deslocamentos.

Ao realizar-se a análise dinâmica e determinar os deslocamentos para cada instante de tempo, as forças e tensões atuantes nos elementos podem ser determinadas através de uma análise estática da estrutura, introduzindo-se forças estáticas equivalentes \mathbf{f}_s que resultam em deslocamentos compatíveis com os determinados pela análise dinâmica. Portanto, pode-se assim escrever a Equação (3-25) em termos da rigidez \mathbf{k} do componente estrutural.

$$\mathbf{f}_s = \mathbf{k} \mathbf{u}(t) \quad (3-25)$$

Quando se trata de análise modal, é útil determinar as contribuições de cada modo individual nas forças e tensões nos elementos. Então, a Equação (3-25) pode ser escrita da forma da Equação (3-26), onde \mathbf{f}_n é a força estática equivalente associada com o n ésimo modo de vibração.

Tendo em vista que os deslocamentos de cada modo podem ser escritos conforme a Equação (3-5), podemos escrever a Equação (3-26) na forma da Equação (3-27), onde Φ_n é o termo da matriz modal referente ao enésimo modo de vibração, $q_n(t)$ é o vetor das coordenadas modais referente ao enésimo modo de vibração, ω_n é a frequência natural referente ao enésimo modo de vibração e m a matriz de massa.

$$f_n = k u_n(t) \quad (3-26)$$

$$f_n = \omega_n^2 m \Phi_n q_n(t) \quad (3-27)$$

Conforme mostrado por CHOPRA (2012), a análise estática de uma estrutura submetida a forças laterais f_n conforme a Equação (3-28) resulta nos mesmos valores de pico de resposta do enésimo modo r_{n0} determinados na análise espectral, através da Equação (3-20). As forças laterais equivalentes para a determinação do pico de resposta através de análise estática equivalente podem ser escritas da forma da Equação (3-29), visto que s_n é definido conforme a Equação (3-11), onde Γ_n é o fator de participação modal, Φ_n é o termo da matriz modal referente ao enésimo modo de vibração, m a matriz de massa e A_n é a ordenada do espectro de resposta de pseudo-acelerações correspondente ao período T_n e ao fator de amortecimento ζ_n do enésimo modo.

$$f_n = s_n A_n \quad (3-28)$$

$$f_n = \Gamma_n m \Phi_n A_n \quad (3-29)$$

Esta resposta de pico pode ser atingida por uma análise estática não linear da estrutura submetida a forças que crescem em pequenas parcelas até que seja atingido um certo deslocamento limite. A Figura 20 ilustra uma análise *pushover* em um edifício a partir do vetor de forças do primeiro modo de vibração, supondo ser este o modo de maior contribuição.

De acordo com SUCUOĞLU e AKKAR (2014), a análise deve ser não linear para que se leve em conta os efeitos da plastificação da estrutura ao longo do processo. O modelo estrutural não linear permite a formação de rótulas plásticas de momento nas extremidades dos membros. Entende-se por rótula plástica a idealização do comportamento de escoamento e plastificação nas extremidades dos membros submetidos à flexão, através de relações momento-curvatura. Os diagramas de momento-curvatura podem ser convertidos em momento-rotação ao serem multiplicados pelos comprimentos da rótula, chamados de L_p .

Em elementos de concreto armado, é sugerido por SUCUOĞLU e AKKAR (2014) utilizar como comprimento de rótula metade da altura útil da seção transversal do elemento. A CALTRANS (2006) estabelece uma equação para determinação do comprimento de rótula plástica, que será apresentada na Seção 5.2.1. Visto que o comprimento da rótula é pequeno em relação ao comprimento dos elementos, a rótula plástica pode ser localizada próxima ao nó onde se espera que momentos máximos ocorram.

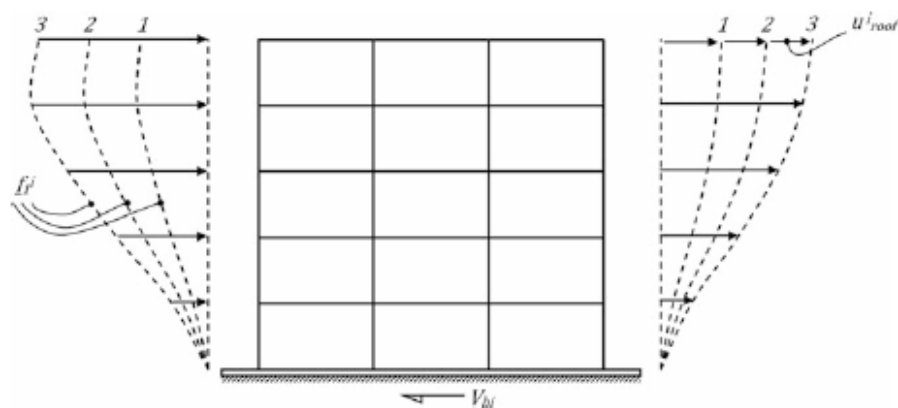


Figura 20 - Análise *pushover* em edifício a partir do vetor de forças do primeiro modo de vibração, SUCUOĞLU e AKKAR (2014).

Após a definição das rótulas plásticas, a análise estática de carregamento lateral pode ser conduzida, com incrementos suficientemente pequenos, conforme a Equação (3-30).

$$f_i = \alpha_i f_n; \quad \alpha_i = 0,1; 0,2; 0,3 \dots \quad (3-30)$$

A força cortante na base é calculada através da Equação (3-31), onde M_n^* é a massa modal efetiva, definida pela Equação (3-32), onde L_n^h é definido pela Equação (3-33).

$$V_{b_i} = M_n^* \alpha_i A_n \quad (3-31)$$

$$M_n^* = \Gamma_n L_n^h A_n \quad (3-32)$$

$$L_n^h = \sum_{j=1}^N m_j \phi_{jn} \quad (3-33)$$

O deslocamento máximo no topo da estrutura referente ao n ésimo modo pode então ser obtido através da Equação (3-34), onde D_n é a ordenada do espectro de resposta de deformação correspondente ao período T_n e ao fator de amortecimento ζ_n do n ésimo modo.

$$u_{r_n} = \Gamma_n \phi_{rn} D_n \quad (3-34)$$

A curva de capacidade pode ser montada tendo como ordenada a força cortante na base e como abscissa os deslocamentos de topo. A Figura 21 mostra duas curvas de capacidade, para respostas elásticas e elastoplásticas respectivamente.

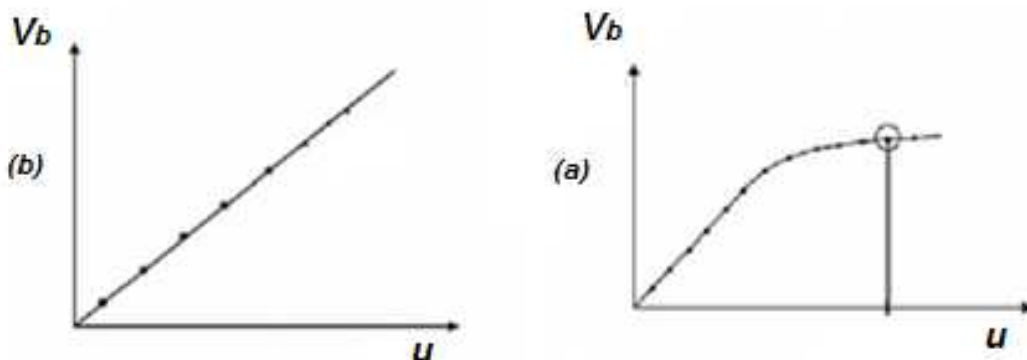


Figura 21 – Curvas de capacidade de cortante de base versus deslocamento de resposta (SUCUOĞLU e AKKAR, 2014). (a) Regime elástico e (b) Regime elastoplástico.

Forças e deformações máximas em elementos de um sistema de múltiplos graus de liberdade ocorrem em diferentes instantes de tempo durante um evento sísmico. De acordo com SUCUOĞLU e AKKAR (2014), se um sistema estrutural puder ser idealizado por um sistema equivalente de um grau de liberdade respondendo principalmente ao primeiro modo de vibração, existirá então um único instante no qual forças internas e deformações tornam-se máximas. Este será o instante em que os deslocamentos no sistema de múltiplos graus de liberdade serão máximos. Se for possível determinar este deslocamento máximo, a avaliação de desempenho deve ser efetuada no momento em que o carregamento incremental da análise *pushover* atingir este valor. Este deslocamento é chamado de deslocamento alvo.

O EUROCODE 8 (2005) possui em seu Anexo H um método para determinação do deslocamento alvo para realização de análise *pushover* de pontes. O nó de controle deve ser o centro de gravidade do tabuleiro. O deslocamento alvo deve ser igual ao deslocamento máximo atingido após a análise de espectro de resposta considerando um fator de comportamento unitário. Para deslocamentos na direção x , a combinação a ser considerada deve ser 100% do sismo na direção x combinado com 30% do sismo na direção y . Para deslocamentos na direção y , a combinação a ser considerada deve ser 100% do sismo na direção y combinado com 30% do sismo na direção x . A análise deve ser feita considerando a rigidez efetiva dos membros dúcteis, ou seja, devem-se reduzir as inércias à flexão e torção dos membros com a consideração da fissuração.

4 Espectros recomendados por algumas normas

Nesta seção serão apresentados alguns espectros de resposta recomendados por normas técnicas amplamente utilizadas.

4.1 AASHTO (2009, 2010)

A AASHTO (2009, 2010) recomenda, para o procedimento geral (o procedimento específico será discutido mais adiante), a utilização do espectro de projeto elástico na forma apresentada na Figura 22. Esta recomendação resulta em pontes projetadas com baixa probabilidade de ruína, podendo experimentar danos significativos e descontinuidade de operação quando sujeitas a terremotos que tenham 7% de probabilidade de serem excedidos em 75 anos, ou seja, com período de recorrência de 1000 anos.

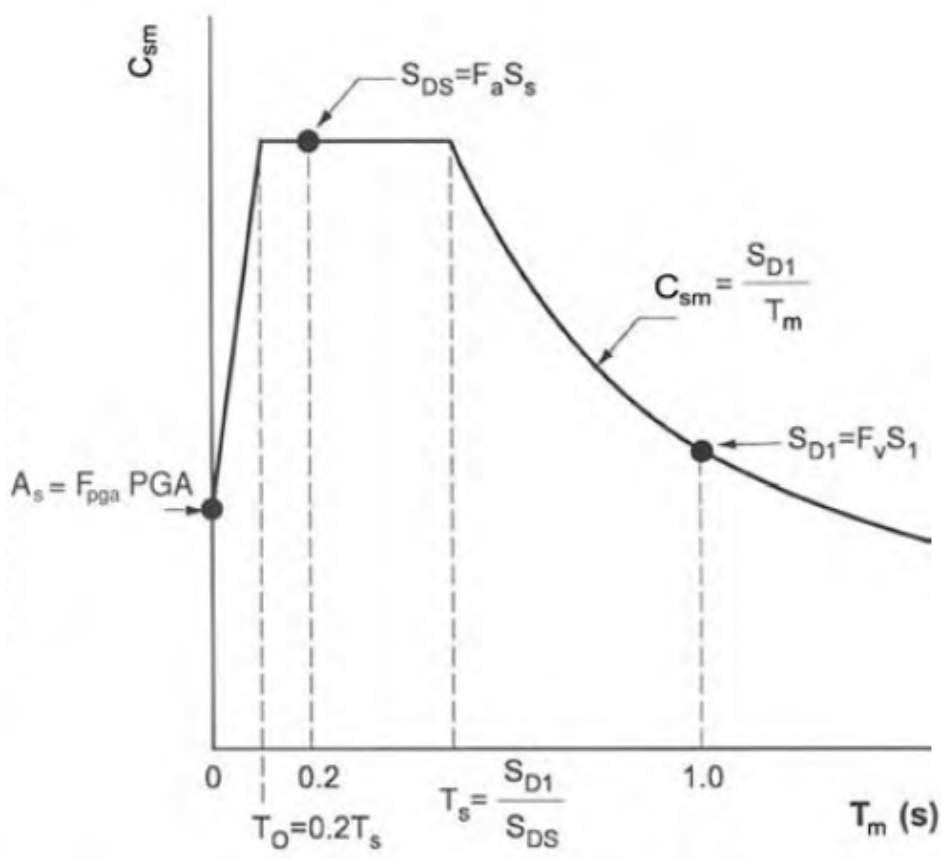


Figura 22 – Espectro de projeto elástico recomendado pela AASHTO, $\zeta = 5\%$, AASHTO (2009, 2010).

Para a determinação dos coeficientes de influência do terreno local F_a para períodos pequenos, F_v para períodos longos e F_{pga} para período zero, deve-se primeiro determinar a classificação geotécnica do local, conforme especificado na Tabela 1, onde \bar{v}_s é a velocidade média de propagação de ondas para os 30m sob a superfície, \bar{s}_u é a resistência média não drenada e \bar{N} é a média de SPT obtidos conforme os procedimentos que serão descritos em seguida.

Tabela 1 – Classificação do solo local, AASHTO (2009, 2010).

Classe	Tipo de Solo e Perfil Geotécnico				Observações
	Tipo	\bar{v}_s	\bar{s}_u	\bar{N}	
A	Rocha sã	$v_s > 1525$ m/s	-	-	
B	Rocha	760 m/s $< v_s <$ 1525 m/s	-	-	
C	Solo muito rígido e rocha alterada	365 m/s $< v_s <$ 760 m/s	-	$N > 50$	
D	Solo rígido	180 m/s $< v_s <$ 365 m/s	50 kN/m ² $< s_u$ < 100 kN/m ²	$15 < N < 50$	
E	Solo mole	$v_s < 180$ m/s	$s_u < 50$ kN/m ²	$N < 15$	ou qualquer perfil com mais que 3m de argila mole com índice de plasticidade superior a 20, umidade superior a 40% e $s_u < 25$ kN/m ²
F	Solos que necessitam avaliação específica, como turfas ou argilas muito orgânicas com $H > 3$ m, argilas muito plásticas com $H > 7,6$ m e índice de plasticidade superior a 75 ou camadas argilosas muito espessas com $H > 36$ m				

Para o cálculo de \bar{v}_s utiliza-se a Equação (4-1), onde d_i é a profundidade de cada camada considerada e v_{si} é a velocidade de propagação de ondas cisalhantes da camada considerada.

$$\bar{v}_s = \frac{\sum_{i=1}^n d_i}{\sum_{i=1}^n \frac{d_i}{v_{si}}} \quad (4-1)$$

Para o cálculo de \bar{N} utiliza-se a Equação (4-2), onde d_i é a profundidade de cada camada considerada e N_i é o SPT da camada considerada. N_i não deve ultrapassar o valor de 100 golpes.

$$\bar{N} = \frac{\sum_{i=1}^n d_i}{\sum_{i=1}^n \frac{d_i}{N_i}} \quad (4-2)$$

Para solos não-coesivos e coesivos ocorrendo simultaneamente nos 3,05m superiores do solo, utiliza-se as Equações (4-3) e (4-4), onde d_i é a profundidade de cada camada considerada, d_s é a camada total de solo não-coesivo, N_{chi} é o SPT da camada considerada, d_c é a camada total de solo coesivo e s_{ui} é o valor de resistência não-drenada da camada considerada. N_{chi} não deve ultrapassar o valor de 100 golpes. Caso os valores de \bar{s}_u e \bar{N} classifiquem os solos em categorias distintas, deve-se adotar a classe que resulta no espectro de projeto elástico mais conservador.

$$\bar{N}_{ch} = \frac{d_s}{\sum_{i=1}^n \frac{d_i}{N_{chi}}} \quad (4-3)$$

$$\bar{s}_u = \frac{d_c}{\sum_{i=1}^n \frac{d_i}{s_{ui}}} \quad (4-4)$$

Após definida a classe do terreno, os valores de F_{pga} , F_a e F_v são determinados de acordo com as Tabelas 2, 3 e 4.

Tabela 2 – Valores de F_a , AASHTO (2009, 2010).

Classe do Terreno	Coeficiente de Aceleração Espectral para período de 0,2 s (S_s)				
	$S_s < 0,25$	$S_s = 0,5$	$S_s = 0,75$	$S_s = 1,00$	$S_s > 1,25$
A	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
B	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
C	1,2	1,2	1,1	1,0	1,0
D	1,6	1,4	1,2	1,1	1,0
E	2,5	1,7	1,2	0,9	0,9
F	Necessária análise específica das condições locais				
Interpolar para obter valores intermediários de S_s					

Tabela 3 – Valores de F_v , AASHTO (2009, 2010).

Classe do Terreno	Coeficiente de Aceleração Espectral para período de 1 s (S_1)				
	$S_1 < 0,1$	$S_1 = 0,2$	$S_1 = 0,3$	$S_1 = 0,4$	$S_1 > 0,5$
A	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
B	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
C	1,7	1,6	1,5	1,4	1,3
D	2,4	2,0	1,8	1,6	1,5
E	3,5	3,2	2,8	2,4	2,4
F	Necessária análise específica das condições locais				
Interpolar para obter valores intermediários de S_1					

Tabela 4 – Valores de F_{pga} , AASHTO (2009, 2010).

Classe do Terreno	Aceleração Horizontal de Pico (PGA)				
	$PGA < 0,1$	$PGA = 0,2$	$PGA = 0,3$	$PGA = 0,4$	$PGA > 0,5$
A	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
B	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
C	1,2	1,2	1,1	1,0	1,0
D	1,6	1,4	1,2	1,1	1,0
E	2,5	1,7	1,2	0,9	0,9
F	Necessária análise específica das condições locais				
Interpolar para obter valores intermediários de PGA					

O PGA (*Peak Ground Acceleration*) e os coeficientes de acelerações espectrais de pequeno (0,2s) e longo períodos (1,0s), S_s e S_1 são fornecidos para diversas regiões dos Estados Unidos da América para solo rochoso (Classe B). Alguns exemplos destes valores recomendados encontram-se nas Figuras 23, 24 e 25. Para valores intermediários a AASHTO (2009, 2010) recomenda a interpolação linear de valores.

PGA EUA com 7% de probabilidade de exceder em 75 anos

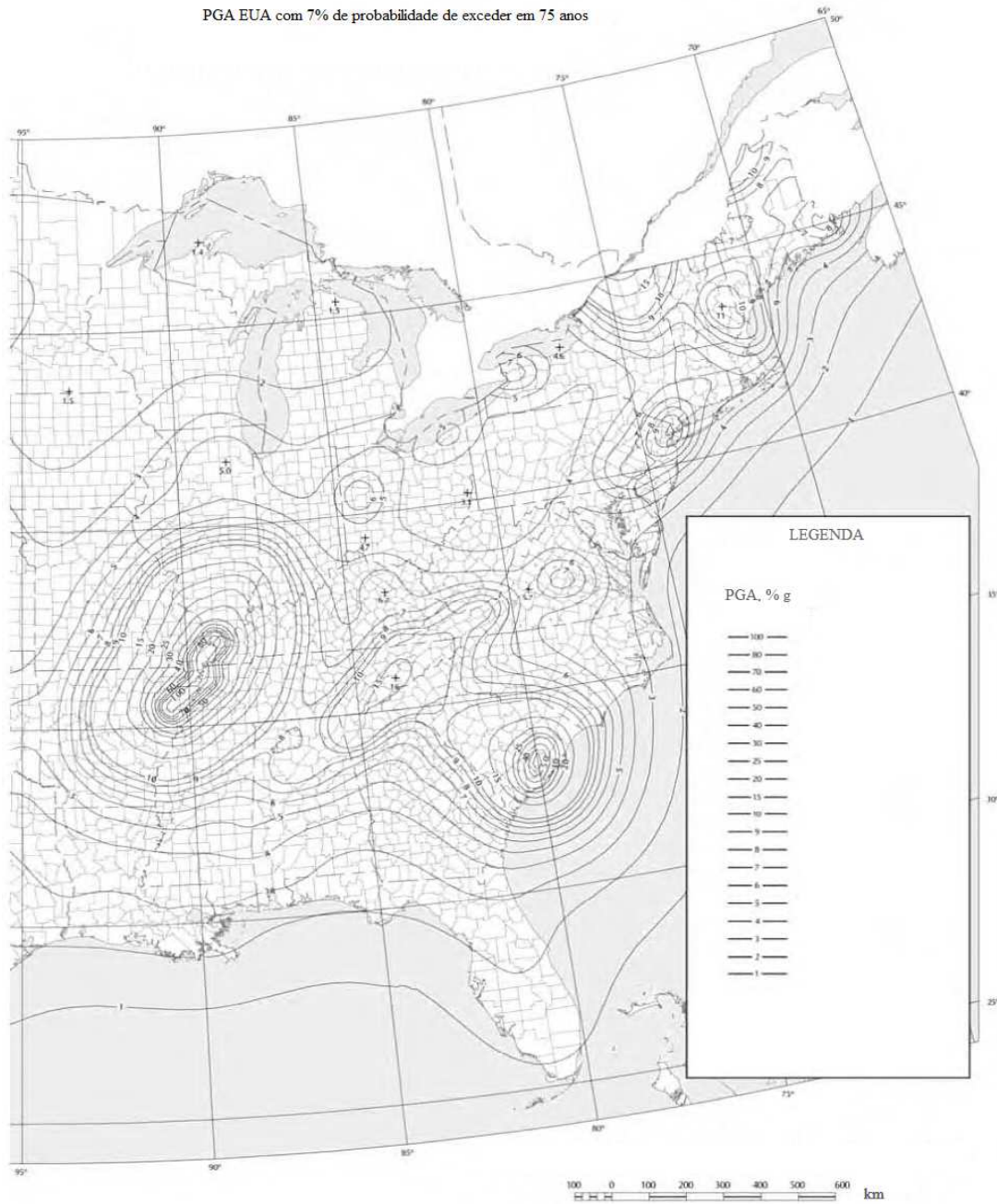


Figura 23 – *PGA* para diversos pontos dos EUA expresso em porcentagem da aceleração da gravidade, $\zeta = 5\%$, AASHTO (2009, 2010).



Figura 24 – S_s (coeficientes de acelerações espectrais de $T=0,2s$) para diversos pontos dos EUA, $\zeta = 5\%$, AASHTO (2009, 2010).



Figura 25 – S_1 (coeficientes de acelerações espectrais de $T=1,0s$) para diversos pontos dos EUA, $\zeta = 5\%$, AASHTO (2009, 2010).

A construção do espectro elástico de projeto conforme a Figura 19 é feita, então, a partir do coeficiente sísmico C_{sm} , definido pelas Equações (4-5), (4-6) e (4-7), onde T_m é o período de vibração do modo de ordem m , T_0 é o período de referência utilizado para definir a forma do espectro, T_s é o período em que o espectro deixa de ser independente do período para ser inversamente proporcional a ele.

Para períodos menores ou iguais a T_0 , tem-se:

$$C_{sm} = A_s + (S_{DS} - A_s)(T_m/T_0)$$

$$A_s = F_{PGA}PGA \tag{4-5}$$

$$S_{DS} = F_a S_s$$

$$T_0 = 0.2T_s$$

$$T_s = S_{D1}/S_{DS}$$

Para períodos maiores ou iguais a T_0 e menores que T_s , tem-se:

$$C_{sm} = S_{DS} \tag{4-6}$$

Para períodos maiores que T_s , tem-se:

$$C_{sm} = S_{D1}/T_m \tag{4-7}$$

$$S_{D1} = F_v S_1$$

Para se considerar os efeitos da elastoelasticidade a AASHTO (2010) recomenda utilizar fatores de modificação de resposta para reduzir os efeitos das forças sísmicas. A norma reconhece que é inviável economicamente projetar uma ponte para resistir elasticamente a grandes sismos. Logo, assume-se a ocorrência de deformações inelásticas dividindo-se os esforços resultantes da análise espectral por um fator de modificação de resposta apropriado.

A magnitude desses fatores será relacionada à classe operacional da ponte, que pode ser classificada como crítica, essencial ou outras, de acordo com requisitos de segurança, sobrevivência e posição estratégica para a Defesa. Também dependerá da zona sísmica em que se encontra a ponte, conforme a classificação da Tabela 5, e do tipo de peça ou detalhe estrutural que está sendo dimensionado. Os valores recomendados de fatores de modificação de resposta R são apresentados na Tabela 6 para elementos da subestrutura e na Tabela 7 para elementos de ligação.

Para se aplicar os fatores de modificação de resposta em estruturas de concreto armado é necessário que o detalhamento da estrutura respeite certos requisitos específicos que forneçam garantia de um comportamento minimamente dúctil das estruturas. Um exemplo de detalhamento necessário é o de utilização de ganchos especiais nas armaduras transversais de pilares nas regiões onde é prevista a formação de rótulas plásticas. Os fatores de modificação de resposta para as ligações são menores, para garantir a integridade da estrutura sob a ação sísmica. Para juntas de dilatação e ligações entre encontros e subestruturas o fator de modificação de resposta inclusive majora os esforços resultantes da análise espectral elástica.

Como alternativa ao uso dos fatores de modificação de resposta estabelecidos na Tabela 7, as ligações monolíticas entre membros estruturais podem ser projetadas de forma a transmitir as forças máximas desenvolvidas pela formação de uma rótula plástica no pilar ou linha de pilares conectada por essas ligações. Se for efetuada uma análise de histórico no tempo com a consideração de não linearidade o fator de modificação de resposta a ser utilizado deve ser igual à unidade.

Tabela 5 – Zonas sísmicas, AASHTO (2010).

Coeficiente de Aceleração, S_{DI}	Zona Sísmica
$S_{DI} \leq 0,15$	1
$0,15 < S_{DI} \leq 0,30$	2
$0,30 < S_{DI} \leq 0,50$	3
$0,50 < S_{DI}$	4

Tabela 6 – Fatores de modificação de resposta para a subestrutura, AASHTO (2010).

Subestrutura	Classificação Operacional			
	Crítica	Essencial	Outras	
Pilares-Parede	1,50	1,50	2,00	
Linhas de Estacas de Concreto Armado	Somente Estacas Verticais	1,50	2,00	3,00
	Com Estacas Inclínadas	1,50	1,50	2,00
Pilares isolados	1,50	2,00	3,00	
Linhas de Estacas Metálicas	Somente Estacas Verticais	1,50	3,50	5,00
	Com Estacas Inclínadas	1,50	2,00	3,00
Linhas de pilares	1,50	3,50	5,00	

Tabela 7 – Fatores de modificação de resposta para as ligações, AASHTO (2010).

Ligação	Classificação Operacional		
	Crítica	Essencial	Outras
Subestrutura- Encontro	0,80		
Juntas de dilatação entre vãos	0,80		
Pilares- travessa/ Linha de estacas- Bloco ou Superestrutura	1,00		
Pilares- Fundação	1,00		

Um procedimento local específico para a determinação do espectro de projeto elástico deve ser utilizado nos seguintes casos:

- 1) O local de construção da ponte é classificado como classe *F*;
- 2) O local de construção da ponte encontra-se a menos de 10 km de uma falha ativa;
- 3) Terremotos de grande duração são esperados no local.

Esta análise deve estabelecer quais fontes sísmicas contribuem para o local, a magnitude sísmica máxima para cada fonte, as funções de atenuação média para os valores da aceleração espectral e seus correspondentes desvios-padrão, relações de recorrência de magnitude sísmica para cada fonte sísmica e comprimento de cada falha contribuinte da região. O espectro elástico de projeto determinado pelo procedimento específico não pode ser inferior a 2/3 do determinado pelo procedimento geral.

A AASHTO (2009) define também uma diretriz de dimensionamento baseada em capacidade de deslocamentos da estrutura. A metodologia é muito próxima à estabelecida pela CALTRANS (2006) que será abordada na Seção 4.2.

4.2 CALTRANS (2006)

A CALTRANS (2006) recomenda que seja utilizada uma das curvas padrão de espectro de resposta de aceleração disponíveis em seu anexo. A curva de espectro de resposta de aceleração deve ser utilizada em conjunto com a aceleração de pico na rocha (PGA). O mapa sísmico da Califórnia pode ser visto na Figura 26 e um dos espectros de resposta recomendados está apresentado na Figura 27.

A CALTRANS (2006) determina ainda que, para estruturas que serão construídas no raio de 15km de uma falha ativa ou havendo camadas fracas (aluvião) com espessura superior a 75m, as curvas de aceleração espectral devem ser majoradas conforme as seguintes recomendações:

- 1) Acréscimo de 20% para $T \geq 1,0s$;
- 2) Nenhum acréscimo para $T \leq 0,5s$;
- 3) Interpolação linear para $0,5s < T < 1,0s$.

Deve-se escolher a curva baseando-se na classificação do terreno, conforme a Tabela 8. O comportamento elastoplástico é levado em conta por meio do cálculo da ductilidade de demanda sísmica e da ductilidade de capacidade do elemento, pois a CALTRANS (2006) é uma norma que utiliza critérios de verificação baseados em deslocamentos.

Tabela 8 – Classificação do terreno de acordo com a CALTRANS (2006).

Classe	Tipo de Solo e Perfil Geotécnico			Observações	
	Tipo	\bar{v}_s	\bar{s}_u		\bar{N}
A	Rocha sã	$v_s > 1525\text{m/s}$	-	-	
B	Rocha	$760\text{m/s} < v_s < 1500\text{m/s}$	-	-	
C	Solo muito rígido e rocha alterada	$360\text{m/s} < v_s < 760\text{m/s}$	$s_u \geq 100 \text{ kN/m}^2$	$N > 50$	
D	Solo rígido	$180\text{m/s} < v_s < 360\text{m/s}$	$50\text{kN/m}^2 < s_u < 100\text{kN/m}^2$	$15 < N < 50$	
E	Solo mole	$v_s < 180\text{m/s}$	$s_u < 50\text{kN/m}^2$	$N < 15$	ou qualquer perfil com mais que 3m de argila mole com índice de plasticidade superior a 20, umidade superior a 40% e $s_u < 25\text{kN/m}^2$
F	Solos que necessitam avaliação específica, como turfas ou argilas muito orgânicas com $H > 3\text{m}$, argilas muito plásticas com $H > 7,6\text{m}$ e índice de plasticidade superior a 75 ou camadas argilosas muito espessas com $H > 36\text{m}$				

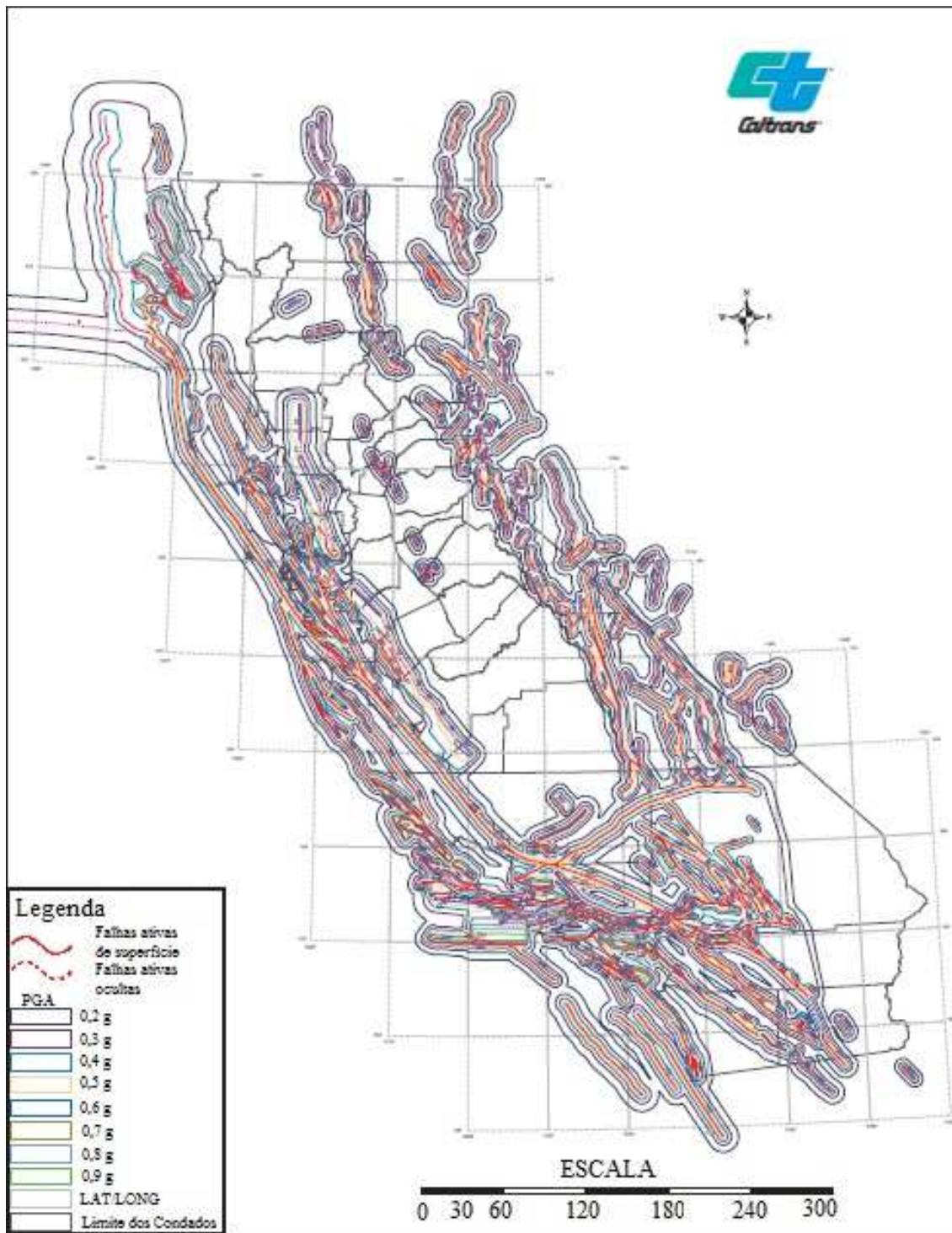


Figura 26 – Mapa sísmico da Califórnia, com valores de *PGA*, CALTRANS (1996).

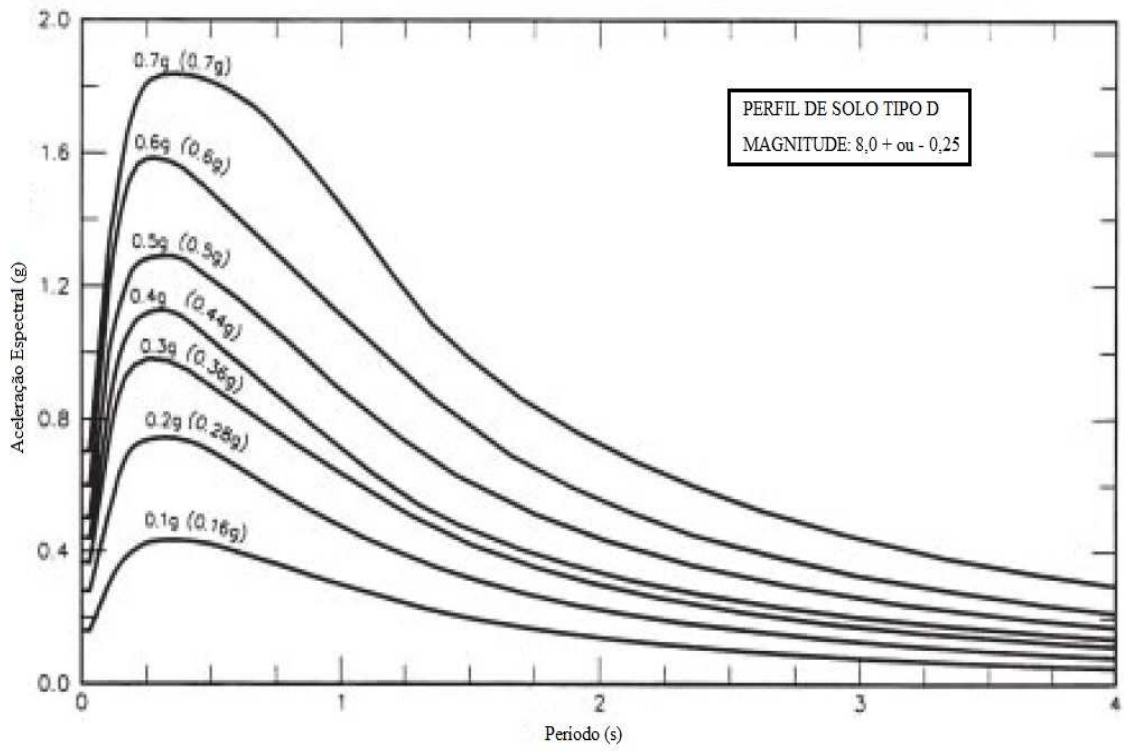


Figura 27 – Espectro de projeto elástico recomendado pela CALTRANS para solo do perfil *D* e magnitude $8,0 \pm 0,25$, $\zeta = 5\%$, CALTRANS (2006).

4.3 NBR15421 (2006) - Projeto de edifícios resistentes a sismos

O espectro de resposta elástico recomendado pela NBR15421 (2006) tem a forma gráfica indicada na Figura 28. As Equações (4-8), (4-9) e (4-10) definem as faixas do espectro, onde a_{gs0} e a_{gs1} são as acelerações espectrais para os períodos de 0,0s e 1,0s respectivamente, em função da aceleração sísmica horizontal característica a_g que é definida a partir do zoneamento sísmico. O zoneamento sísmico brasileiro é apresentado na Figura 29.

Para períodos de 0 segundos a $0,08 C_v/C_a$ temos:

$$S_a(T) = a_{gs0} \left(18,75 \cdot T \cdot \frac{C_a}{C_v} + 1,0 \right) \quad (4-8)$$

$$a_{gs0} = C_a a_g$$

Para períodos entre $0,08 C_v/C_a$ e $0,4 C_v/C_a$, temos:

$$S_a(T) = 2,5 a_{gs0} \quad (4-9)$$

Para períodos maiores ou iguais a $0,4 C_v/C_a$, temos:

$$S_a(T) = a_{gs1}/T \quad (4-10)$$

$$a_{gs1} = C_v a_g$$

Os fatores de amplificação sísmica no solo C_a e C_v são apresentados na Tabela 9. Na Tabela 10 é apresentada a classificação dos terrenos.

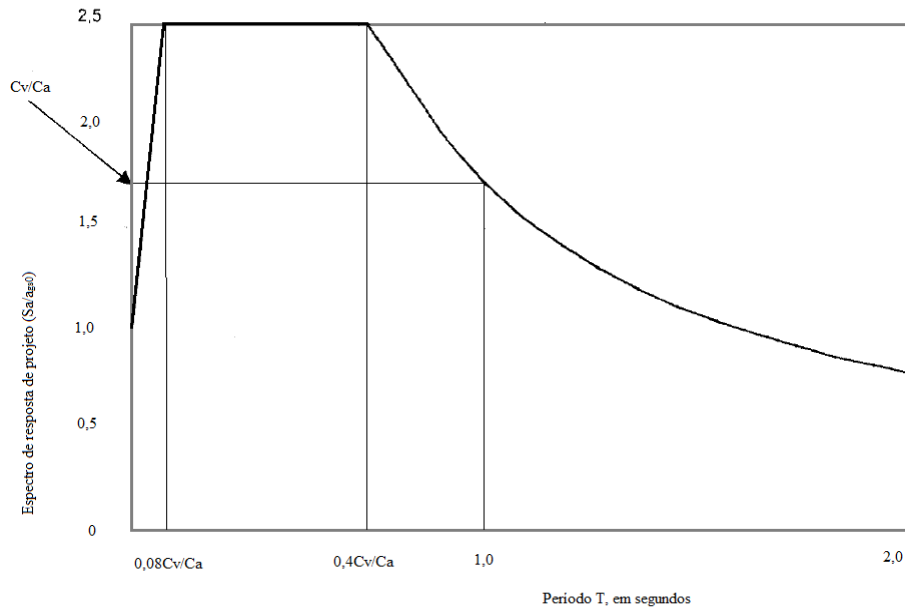


Figura 28 – Espectro de projeto elástico recomendado pela NBR15421, $\zeta = 5\%$, NBR15421 (2006).

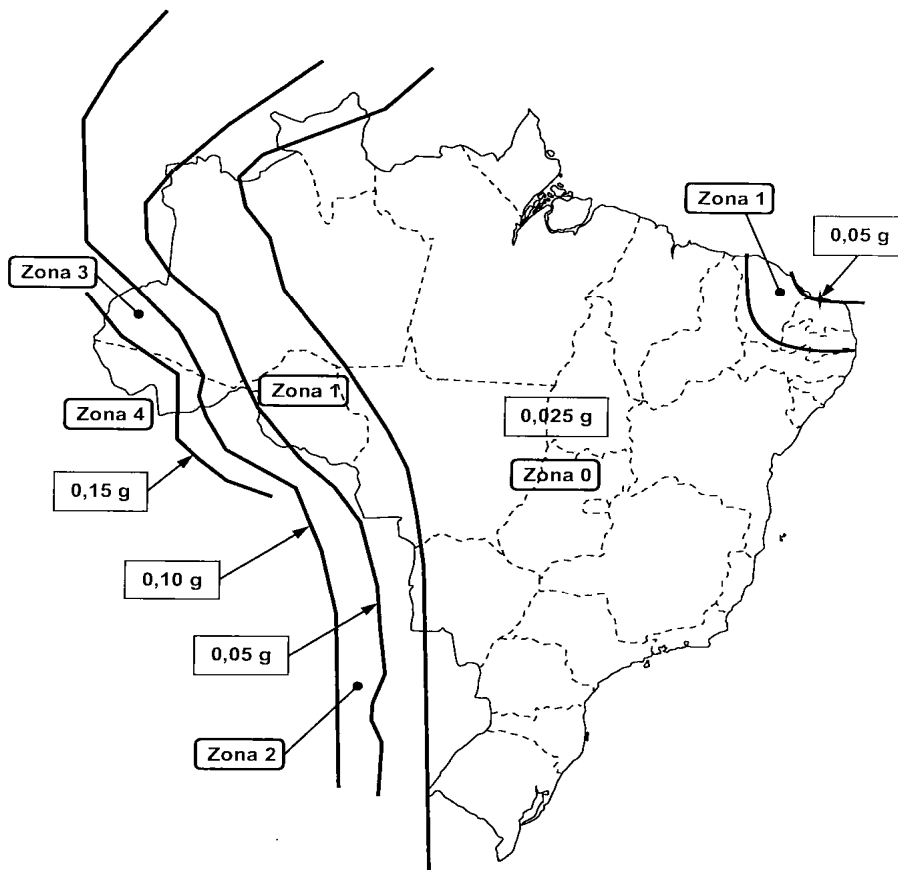


Figura 29 – Zoneamento sísmico brasileiro com aceleração característica horizontal para terrenos classe B (rocha) em função da aceleração da gravidade, NBR14521 (2006).

Tabela 9 – Determinação de C_a e C_v de acordo com a classe do terreno, NBR15421 (2006).

Classe do Terreno	Ca		Cv	
	$a_g \leq 0,10g$	$a_g = 0,15g$	$a_g \leq 0,10g$	$a_g = 0,15g$
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

Tabela 10 – Classificação do terreno de acordo com a NBR15421 (2006).

Classificação do Solo	Tipo de Solo e Perfil Geotécnico			Observações
	Tipo	\bar{v}_s	N	
A	Rocha sã	$v_s \geq 1500\text{m/s}$	-	
B	Rocha	$760\text{ m/s} \leq v_s \leq 1500\text{ m/s}$	-	
C	Solo muito rígido e rocha alterada	$370\text{ m/s} \leq v_s \leq 760\text{ m/s}$	$N \geq 50$	
D	Solo rígido	$180\text{ m/s} \leq v_s \leq 370\text{ m/s}$	$15 \leq N \leq 50$	
E	Solo mole	$v_s \leq 180\text{ m/s}$	$N \leq 15$	ou qualquer perfil com mais que 3m de argila mole
F	Solos que necessitam avaliação específica, como solos liquefáveis, argilas muito sensíveis e solos colapsíveis fracamente cimentados, turfas ou argilas muito orgânicas, argilas muito plásticas ou camadas argilosas mole ou média muito espessas com $H \geq 35\text{m}$			

Para obtenção dos valores médios de \bar{v}_s utiliza-se a Equação (4-11), onde d_i é a profundidade de cada camada considerada e v_{si} é a velocidade de propagação de ondas cisalhantes na camada considerada. Para o cálculo de \bar{N} utiliza-se a Equação (4-12), onde N_i é o SPT da camada considerada.

$$\bar{v}_s = \frac{\sum_{i=1}^n d_i}{\sum_{i=1}^n \frac{d_i}{v_{si}}} \quad (4-11)$$

$$\bar{N} = \frac{\sum_{i=1}^n d_i}{\sum_{i=1}^n \frac{d_i}{N_i}} \quad (4-12)$$

Para considerar os efeitos da elastoplasticidade e permitir projetos mais econômicos, a Norma Brasileira estabelece coeficientes de modificação de resposta, que devem ser aplicados de forma a minorar os esforços obtidos após a análise elástica. A Tabela 11 apresenta valores estabelecidos de coeficiente de modificação de resposta para diversos elementos estruturais. O detalhamento usual considerado seria o constante na NBR6118 (2014). O detalhamento especial deve ser feito a partir de alguma norma que apresente requisitos específicos para resistência sísmica, como por exemplo, a ACI-318 (2011). Os deslocamentos devem ser majorados a partir de um coeficiente C_d , chamado de coeficiente de amplificação de deslocamentos.

Tabela 11 – Fatores de modificação de resposta, NBR15421 (2006).

Sistema básico sismo- resistente	Coefficiente de Modificação de Resposta R
Pilares-parede com detalhamento especial	5
Pilares-parede com detalhamento usual	4
Pórticos de concreto com detalhamento especial	8
Pórticos de concreto com detalhamento intermediário	5
Pórticos de concreto com detalhamento usual	3
Pórticos de aço momento-resistentes com detalhamento especial	8
Pórticos de aço momento-resistentes com detalhamento intermediário	4,5
Pórticos de aço momento-resistentes com detalhamento usual	3,5
Pórticos de aço contraventados em treliça com detalhamento especial	6
Pórticos de aço contraventados em treliça com detalhamento usual	3,25
Sistema dual, composto de pórticos com detalhamento especial e pilares-parede de concreto com detalhamento especial	7
Sistema dual, composto de pórticos com detalhamento especial e pilares-parede de concreto com detalhamento usual	6
Sistema dual, composto de pórticos com detalhamento especial e pórticos de aço contraventados em treliça com detalhamento especial	7
Sistema dual, composto de pórticos com detalhamento intermediário e pilares-parede de concreto com detalhamento especial	6,5
Sistema dual, composto de pórticos com detalhamento intermediário e pilares-parede de concreto com detalhamento usual	5,5
Sistema dual, composto de pórticos com detalhamento usual e pilares-parede de concreto com detalhamento usual	4,5
Estruturas do tipo pêndulo-invertido e sistemas de colunas em balanço	2,5

4.4 Eurocode 8 (2005)

O espectro de resposta elástico recomendado pelo EUROCODE 8 (2005) tem a forma gráfica da Figura 30. Analiticamente, pode ser obtido através das Equações (4-13), (4-14), (4-15) e (4-16). $S_e(T)$ é o espectro de resposta elástico horizontal, T é o período do sistema de um grau de liberdade correspondente, a_g é a aceleração horizontal de pico de projeto no solo tipo A, S é o fator de influência do solo, η é o fator de correção do amortecimento de 5% para o valor correspondente à estrutura em questão, que deve ser calculado pela Equação (4-17). O espectro elástico de deslocamentos $S_{De}(T)$ deve ser obtido diretamente a partir da transformação do espectro de resposta de acelerações $S_e(T)$, utilizando a Equação (4-18).

Para períodos de 0,0s a T_B temos:

$$S_e(T) = a_g S \left[1 + \frac{T}{T_B} (2.5\eta - 1) \right] \quad (4-13)$$

Para períodos entre T_B e T_C , temos:

$$S_e(T) = 2,5 a_g S \eta \quad (4-14)$$

Para períodos entre T_C e T_D , temos:

$$S_e(T) = 2,5 a_g S \eta \left[\frac{T_C}{T} \right] \quad (4-15)$$

Para períodos entre T_D e 4,0s, temos:

$$S_e(T) = 2,5 a_g S \eta \left[\frac{T_C T_D}{T^2} \right] \quad (4-16)$$

Para a correção do amortecimento η , temos:

$$\eta = \sqrt{10/(5 + \xi)} \geq 0,55 \quad (4-17)$$

$$S_{De}(T) = S_e(T) \left[\frac{T}{2\pi} \right]^2 \quad (4-18)$$

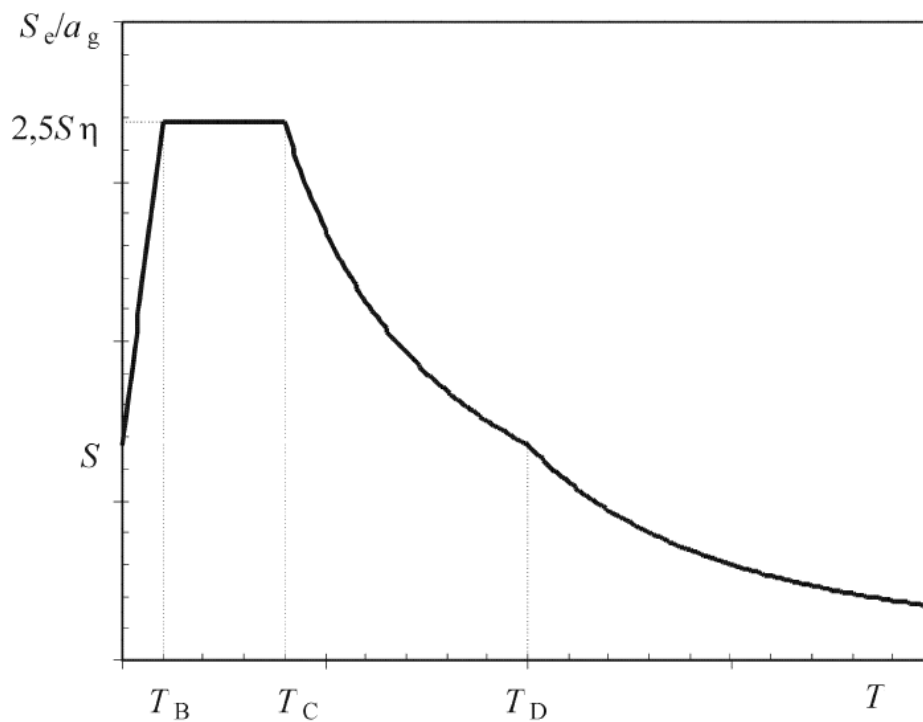


Figura 30 – Espectro de resposta elástico de aceleração horizontal para períodos menores que 4,0 s, EUROCODE 8 (2005).

As acelerações horizontais de pico para o solo tipo A devem ser obtidas dos zoneamentos sísmicos, que devem ser definidos nos diversos códigos nacionais. As acelerações horizontais de pico para o solo tipo A escolhidas pelas autoridades nacionais correspondem ao período de retorno de referência T_{NCR} da ação sísmica com uma certa probabilidade de ser excedido em 50 anos (usualmente 10%). Para períodos de retorno diferentes dos de referência, de acordo com as classes de importância definidas pelo EUROCODE 8 (2005), deve-se multiplicar a aceleração horizontal de pico para o solo tipo A por um fator de importância γ_i maior que 1,0.

Os valores de S , T_B , T_C e T_D devem ser obtidos nos anexos nacionais. O EUROCODE 8 (2005) recomenda a utilização de dois tipos de espectro, com os valores dispostos nas Tabelas 12 para o espectro do Tipo 1 e Tabela 13 para o espectro do Tipo 2, de acordo com a classificação específica do local. Caso as magnitudes sísmicas locais não ultrapassem o valor de 5,5 é permitida a utilização do espectro do Tipo 2. Caso contrário deverá ser usado o espectro do Tipo 1. A classificação do terreno deve seguir as prescrições da Tabela 14.

Tabela 12 – Valores de S , $T_B(s)$, $T_C(s)$ e $T_D(s)$ de acordo com a classe do terreno para o espectro de resposta elástico horizontal do Tipo 1, EUROCODE 8 (2005).

Classe do Terreno	S	$T_B(s)$	$T_C(s)$	$T_D(s)$
A	1,00	0,15	0,40	2,00
B	1,20	0,15	0,50	2,00
C	1,15	0,20	0,60	2,00
D	1,35	0,20	0,50	2,00
E	1,40	0,15	0,50	2,00

Tabela 13 – Valores de S , $T_B(s)$, $T_C(s)$ e $T_D(s)$ de acordo com a classe do terreno para o espectro de resposta elástico horizontal do Tipo 2, EUROCODE 8 (2005).

Classe do Terreno	S	$T_B(s)$	$T_C(s)$	$T_D(s)$
A	1,00	0,05	0,25	1,20
B	1,35	0,05	0,25	1,20
C	1,50	0,10	0,25	1,20
D	1,80	0,10	0,30	1,20
E	1,60	0,05	0,25	1,20

Tabela 14 – Classificação do terreno de acordo com o EUROCODE 8 (2005).

Classificação do Solo	Tipo de Solo e Perfil Geotécnico			
	Tipo	$v_{s,30}$ (m/s)	N_{SPT} (golpes/30cm)	c_u (kPa)
A	Rocha com no máximo 5m de material mais fraco na superfície.	> 800	-	-
B	Depósitos de areia muito compacta, cascalho ou argila muito rígida, com no mínimo dezenas de metros de profundidade, caracterizados pelo aumento das propriedades mecânicas com a profundidade.	360 – 800	> 50	> 250
C	Depósitos profundos de areia compacta ou medianamente compacta, cascalho ou argila rígida de dezenas a centenas de metros.	180 – 360	15 - 50	70 - 250
D	Depósitos de material não-coesivo de médio a fofo com ou sem camadas de material coesivo mole ou depósitos de material predominantemente coesivo de mole a rijo.	< 180	< 15	< 70
E	Perfil de terreno consistindo de superfície de aluvião com valores de v_s dos tipos C ou D e espessura variando de 5m a 20m, sobre uma camada de material mais rígido de $v_s > 800$ m/s.			
S ₁	Depósitos consistindo de ou contendo uma camada de no mínimo 10m de espessura de argila mole/siltes com alto índice de plasticidade ($IP > 40$) e alta umidade	< 100 (indicativo)	-	0 - 20
S ₂	Depósitos de material liquefazível, argilas sensíveis ou outro tipo de solo não incluso nos tipos A a E e S ₁ .			

O solo deve ser classificado preferencialmente a partir do valor médio da velocidade das ondas cisalhantes $v_{s,30}$. Caso não seja possível obter esta informação, deve-se utilizar os valores médios de N_{SPT} . O valor médio de $v_{s,30}$ deve ser determinado através da Equação (4-19), onde h_i e v_i são as espessuras e velocidades de ondas cisalhantes de cada camada nos 30m superiores. Para solos que se encaixam nas categorias S₁ e S₂, devem ser executados estudos específicos para definição da ação sísmica.

$$v_{s,30} = \frac{30}{\sum_{i=1,N} \frac{h_i}{v_i}} \quad (4-19)$$

Para evitar efetuar uma análise dinâmica não linear na estrutura, a capacidade da estrutura de dissipar energia devido a sua ductilidade é levada em consideração realizando uma análise elástica baseada em um espectro de resposta reduzido quando comparado com o elástico. Este espectro reduzido é chamado de espectro de projeto horizontal e é determinado de acordo com as Equações (4-20) a (4-23). Os valores de S , T_B , T_C e T_D são os dispostos nas Tabelas 12 para o espectro do Tipo 1 e na Tabela 13 para o espectro do Tipo 2, de acordo com a classificação do terreno local. A redução do espectro elástico é feita a partir da introdução do fator q , chamado de fator de comportamento. Os valores recomendados de q podem ser encontrados na Tabela 15, sendo o parâmetro β um fator limitante inferior para o espectro de projeto horizontal. O valor para ele recomendado deve ser definido nos anexos nacionais, sendo no entanto, recomendado pelo EUROCODE 8 (2005) o uso de $\beta = 0,2$.

Para períodos de 0,0s a T_B temos:

$$S_e(T) = a_g S \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \left(\frac{2,5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right] \quad (4-20)$$

Para períodos entre T_B e T_C , temos:

$$S_e(T) = \frac{2,5}{q} a_g S \quad (4-21)$$

Para períodos entre T_C e T_D , temos:

$$S_e(T) = \frac{2,5}{q} a_g S \left[\frac{T_C}{T} \right] \geq \beta a_g \quad (4-22)$$

Para períodos entre T_D e 4,0s, temos:

$$S_e(T) = \frac{2,5}{q} a_g S \left[\frac{T_c T_D}{T^2} \right] \geq \beta a_g \quad (4-23)$$

Tabela 15 – Valores recomendados de fator de comportamento q ,
EUROCODE 8 (2005).

Descrição do Elemento	Comportamento Sísmico (q)	
	Ductilidade Limitada	Dúctil
Pilares de concreto armado:		
Pilares verticais sob flexão	1,5	$3,5 \lambda (\alpha_s)$
Escoras inclinadas sob flexão	1,25	$2,1 \lambda (\alpha_s)$
Pilares em aço:		
Pilares verticais sob flexão	1,5	3,5
Escoras inclinadas sob flexão	1,2	2,0
Pilares com contraventamento	1,5	2,5
Pilares com contraventamento excêntrico	-	3,5
Encontros conectados rigidamente ao tabuleiro:		
Em geral	1,5	1,5
Encontros enterrados de forma que toda a ponte acompanha o movimento horizontal do terreno ("locked-in structures")	1,5	1,0
Arcos:		
Em geral	1,2	2,0
$\alpha_s = L_s/h$ é a razão de cisalhamento de vão do pilar, onde L_s é a distância entre a rótula plástica e o ponto de momento zero e h é a altura da seção transversal na direção de flexão da rótula plástica, Para $\alpha_s \geq 3,0$, $\lambda(\alpha_s) = 1,0$ Para $3,0 > \alpha_s \geq 1,0$, $\lambda(\alpha_s) = \sqrt{\alpha_s/3,0}$		

Para a componente vertical da força sísmica, utilizam-se as mesmas Equações (4-20) a (4-23), com a aceleração vertical de pico a_{vg} substituindo a aceleração horizontal de pico a_g , $S=1,0$ e os demais parâmetros de acordo com a Tabela 16. O fator de comportamento q não deve passar de 1,5 a não ser que seu valor seja justificado através de análise apropriada.

Tabela 16 – Valores de S , $T_B(s)$, $T_C(s)$ e $T_D(s)$ de acordo com a classe do terreno para o espectro de projeto vertical, EUROCODE 8 (2005).

Espectro	a_{v_g}/a_g	$T_B (s)$	$T_C (s)$	$T_D (s)$
Tipo 1	0,9	0,1	0,2	1,0
Tipo 2	0,5	0,1	0,2	1,0

5 Métodos de verificação da resistência ao sismo

Nesta seção são apresentadas as metodologias de dimensionamento atuais para pontes no que tange às ações sísmicas. Para tal, apresentam-se a metodologia baseada em forças, a metodologia baseada em deslocamentos e ainda os efeitos da consideração do confinamento do concreto no dimensionamento. O objetivo desta seção é mapear as diretrizes existentes em normas atuais no que se refere ao dimensionamento de estruturas sob a ação sísmica e assim estabelecer critérios a serem utilizados posteriormente para verificação da ponte do estudo de caso, no Capítulo 6.

5.1 Metodologia de Dimensionamento Baseada em Forças

Este método corresponde ao procedimento tradicional de dimensionamento de estruturas, o mais utilizado atualmente em projeto e que se encontra preconizado na maioria das normas, como por exemplo, na NBR15421 (2006) no caso de edifícios, na AASHTO (2010) e no EUROCODE 8 (2005) para pontes. Este processo de dimensionamento para a ação sísmica baseia-se na aplicação de uma análise estática equivalente ou dinâmica linear, onde as características mecânicas da estrutura no modelo de cálculo correspondem às propriedades elásticas e são invariantes ao longo da análise. Os esforços obtidos são aqueles que surgiriam caso a estrutura respondesse elasticamente à ação sísmica. O comportamento não linear é introduzido pela redução dos esforços elásticos através dos coeficientes de comportamento. As regiões onde é esperada a formação de rótulas plásticas, ou seja, onde se espera uma concentração de elevadas deformações plásticas, são determinadas através da correspondência com o coeficiente de comportamento utilizado.

As normas definem também deslocamentos limites em alguns elementos a serem respeitados em adição ao dimensionamento efetuado a partir dos esforços determinados, mostrando uma preocupação crescente atual com a limitação de deslocamentos em estruturas submetidas à ação sísmica. Esta verificação busca inclusive a redução de danos nos elementos não estruturais das edificações.

5.2 Metodologia de Dimensionamento Baseada em Deslocamentos

O método designado por *Displacement-Based Design Method* (PRISTLEY et al., 2007) tem como base a determinação da situação de deslocamentos máximos, da energia absorvida durante a ação sísmica e também na consideração de um amortecimento viscoso representativo do amortecimento total presente na estrutura. Os deslocamentos são limitados de acordo com os objetivos pretendidos para cada estrutura, chegando a certo nível de desempenho esperado. Este novo procedimento de dimensionamento rompe com algumas das hipóteses gerais de dimensionamento associadas aos métodos baseados em forças e representa uma metodologia fundada em conceitos de desempenho.

Na formulação do método, PRIESTLEY *et al.* (2007) referem-se a algumas lacunas deixadas pelos métodos de dimensionamento baseados em forças. Por exemplo, a hipótese de distribuição dos esforços segundo a rigidez elástica dos pilares adotada juntamente com a de que todos os pilares entram em escoamento simultaneamente são consideradas considerações irrealistas. Outra questão levantada durante o desenvolvimento do método é que, dada a complexidade associada ao cálculo da ductilidade das estruturas, que depende do nível de esforço axial, da taxa e distribuição das armaduras, da geometria da estrutura e das condições de contorno, o valor do coeficiente de modificação de resposta ou do coeficiente de comportamento mostra-se pouco abrangente e pouco apropriado em determinadas situações, como por exemplo, em estruturas com períodos muito pequenos ou muito elevados.

A seguir apresentam-se, de maneira resumida, a base do método e a sua aplicação em pontes, tal como proposto por PRIESTLEY *et al.* (2007). Devem-se inicialmente definir as propriedades dinâmicas fundamentais equivalentes à da estrutura quando representada por um sistema de um grau de liberdade. Estas propriedades podem ser determinadas pelas Equações (5-1) e (5-2), apresentadas adiante.

$$T_e = 2\pi \sqrt{\frac{m_e}{K_e}} \quad (5-1)$$

$$K_e = \frac{4\pi^2 m_e}{T_e^2} \quad (5-2)$$

Onde T_e é o período fundamental equivalente do sistema de um grau de liberdade, m_e é a massa equivalente e K_e (vide Figura 31) é a rigidez no ponto de deslocamento máximo de dimensionamento Δ_d . Pode-se, desta forma obter F_u , a força na base da estrutura, pela Equação (5-3).

$$F_u = K_e \Delta_d \quad (5-3)$$

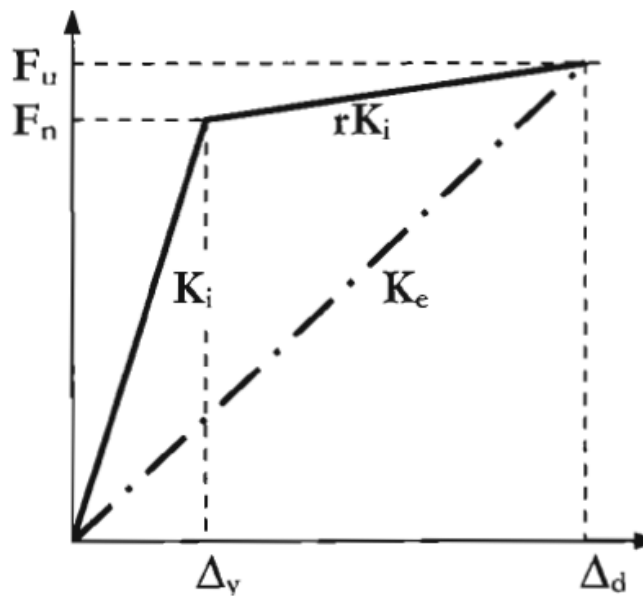


Figura 31 – Rigidez Efetiva, PRIESTLEY *et al.* (2007).

De acordo com o grau de ductilidade da estrutura μ é possível obter, para cada tipo de estrutura e material utilizado, o valor de amortecimento equivalente, conforme apresentado na Figura 32. Através de um espectro de dimensionamento de deslocamentos como o da Figura 33, pode ser calculado o período da estrutura equivalente.

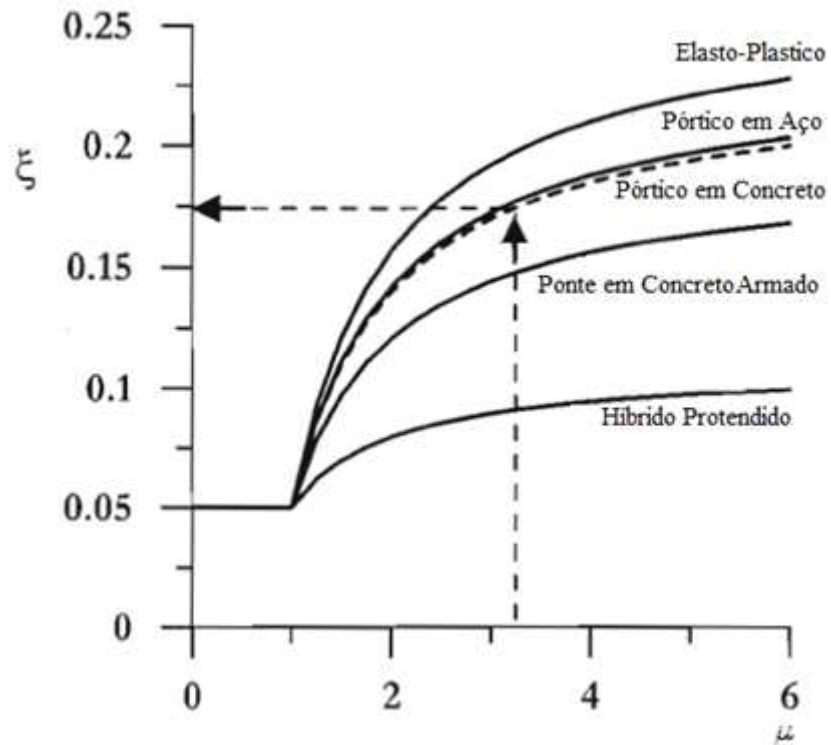


Figura 32 – Determinação do amortecimento a partir da ductilidade da estrutura, PRIESTLEY *et al.* (2007).

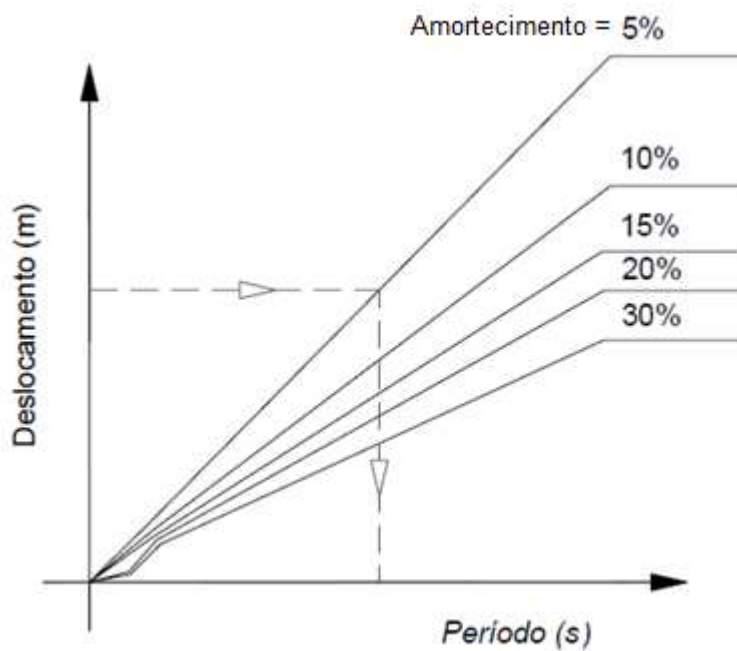


Figura 33 – Determinação do período equivalente da estrutura a partir de um espectro de deslocamentos, PRIESTLEY *et al.* (2007).

Para a análise longitudinal, o deslocamento equivalente de dimensionamento Δ_d e a massa equivalente m_e podem ser obtidas a partir das Equações (5-4) e (5-5), onde n é o número de nós com massa concentrada, m_i é a massa do nó i e Δ_i é o deslocamento do nó i .

$$\Delta_d = \frac{\sum_{i=1}^n (m_i \Delta_i^2)}{\sum_{i=1}^n (m_i \Delta_i)} \quad (5-4)$$

$$m_e = \frac{\sum_{i=1}^n (m_i \Delta_i)}{\Delta_d} \quad (5-5)$$

Na análise transversal existe a influência de outros fatores, como a relação entre a rigidez transversal do tabuleiro e a dos pilares, a existência e localização de juntas de dilatação e as condições de ligação do tabuleiro aos pilares. Assim, se para a direção longitudinal o processo de cálculo é simples e direto, na direção transversal existe a necessidade de se utilizar um processo iterativo para encontrar a convergência dos deslocamentos ao longo da ponte. O amortecimento do sistema pode ser definido a partir de uma ponderação do amortecimento em cada pilar com base na distribuição do esforço transversal, conforme a Equação (5-6), onde V_i é o esforço transversal no pilar i e ξ_i é o amortecimento relativo ao pilar i .

$$\xi_{sys} = \frac{\sum_{i=1}^m (V_i \xi_i)}{\sum_{i=1}^m V_i} \quad (5-6)$$

A principal influência dos conceitos de desempenho reside na consideração do deslocamento de dimensionamento Δ_d . Os valores limites de deslocamento podem estar definidos para cada estado limite, de forma a controlar o comportamento para diferentes níveis de desempenho sísmico.

5.2.1 Metodologia de Dimensionamento Baseada em Deslocamentos de acordo com a CALTRANS (2006)

Conforme já explicitado anteriormente, a CALTRANS (2006) é uma norma baseada em deslocamentos e considera a elastoplasticidade a partir do parâmetro μ_D , chamado de demanda alvo de deslocamento e ductilidade para cada tipo de elemento estrutural, conforme mostrado previamente na Tabela 9. Pensando de maneira simplificada, o μ_D alvo é comparado com os valores de μ_C de cada elemento da ponte e assim é possível avaliar o desempenho da ponte.

Para determinar a demanda de deslocamentos, a CALTRANS (2006) define que a análise seja feita considerando a rigidez efetiva, que nada mais é do que uma redução na rigidez das peças de concreto para se levar em conta a não linearidade do material e os consequentes efeitos da fissuração. A rigidez à flexão efetiva de membros dúcteis deve ser determinada pela Equação (5-7). Para vigas caixão, é recomendado utilizar de 0,5 a 0,75 da inércia original para determinar a rigidez dos elementos, dependendo do quanto os mesmos estão armados. Para vigas caixão muito armadas utiliza-se 0,75 da inércia à flexão e para vigas pouco armadas, 0,5 da inércia à flexão. A inércia à torção de colunas deve ser reduzida a 0,2 da inércia original. Para elementos protendidos não deve ser feita redução da rigidez.

A capacidade de deslocamento do elemento estrutural é obtida a partir do cálculo de sua capacidade de rotação, ou seja, baseada nos seus diagramas de momento-curvatura. Estes diagramas podem ser considerados através de um diagrama idealizado, balanceando-se as áreas, conforme mostra a Figura 34.

$$E_c \times I_{eff} = \frac{M_y}{\phi_y} \quad (5-7)$$

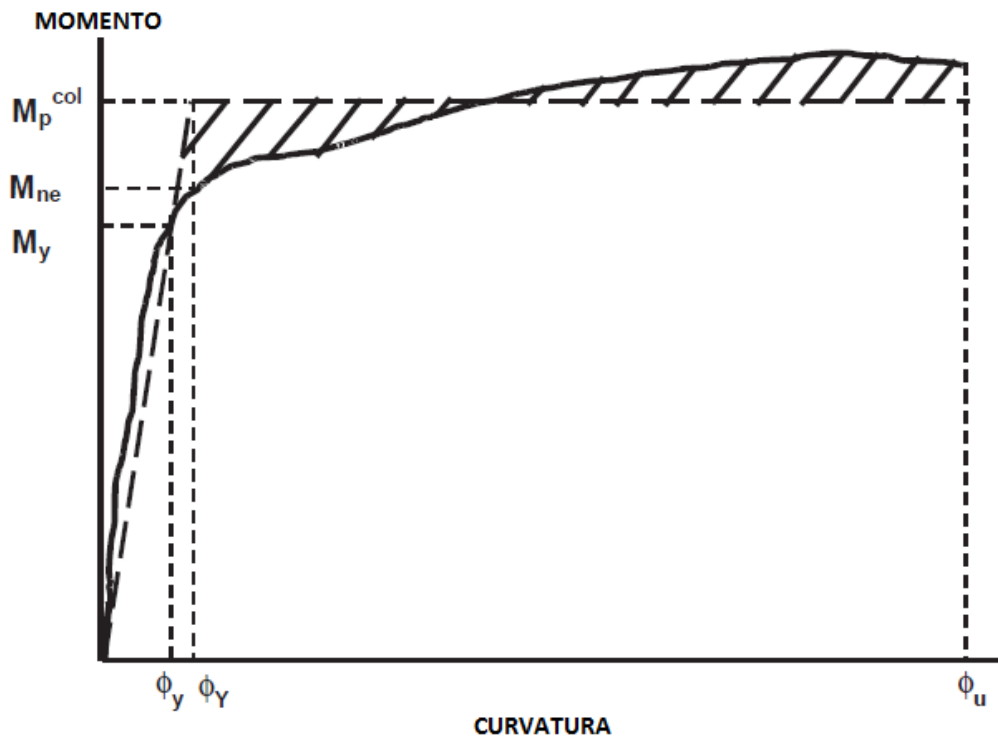


Figura 34 – Diagrama Momento-Curvatura real transformado em Diagrama Momento-Curvatura idealizado, CALTRANS (2006).

Para colunas fixas somente na base, conforme pode ser visto na Figura 35, são utilizadas as Equações (5-8) a (5-12) para determinar a capacidade de rotação e de deslocamento.

$$\Delta_c = \Delta_y^{col} + \Delta_p \quad (5-8)$$

$$\Delta_y^{col} = \frac{L^2}{3} \times \phi_Y \quad (5-9)$$

$$\Delta_p = \theta_p \times \left(L - \frac{L_p}{2} \right) \quad (5-10)$$

$$\theta_p = L_p \times \phi_p \quad (5-11)$$

$$\phi_p = \phi_u - \phi_Y \quad (5-12)$$

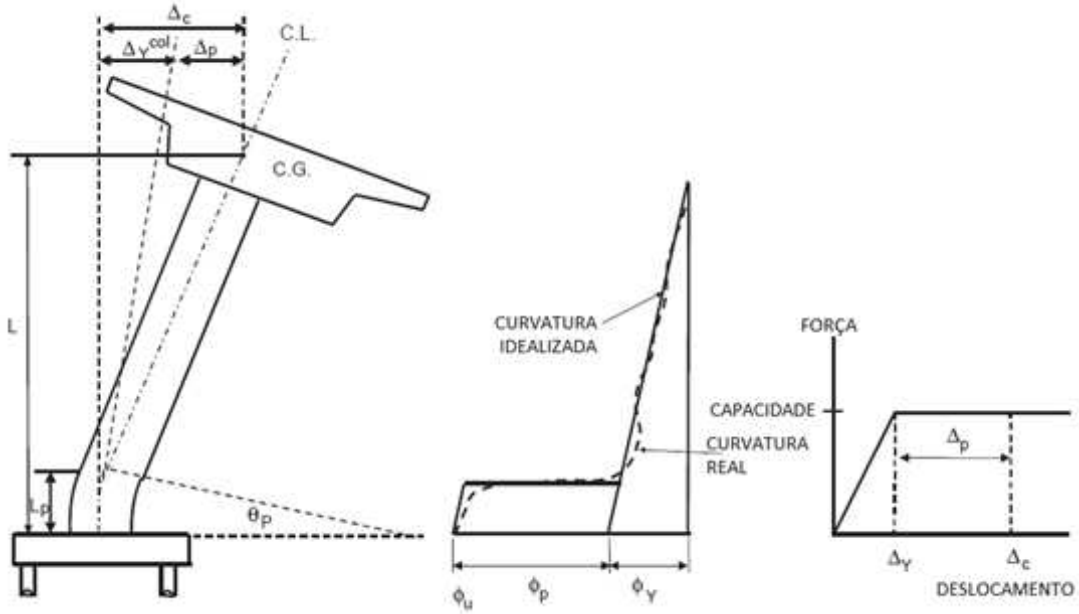


Figura 35 – Coluna fixa somente na base, CALTRANS (2006).

Para colunas fixas nas duas extremidades, conforme pode ser visto na Figura 36, são utilizadas as Equações (5-13) a (5-17) para determinar a capacidade de rotação e de deslocamento.

$$\Delta_{c1} = \Delta_{y1}^{col} + \Delta_{p1} \quad , \quad \Delta_{c2} = \Delta_{y2}^{col} + \Delta_{p2} \quad (5-13)$$

$$\Delta_{y1}^{col} = \frac{L_1^2}{3} \times \phi_{Y1} \quad , \quad \Delta_{y2}^{col} = \frac{L_2^2}{3} \times \phi_{Y2} \quad (5-14)$$

$$\Delta_{p1} = \theta_{p1} \times \left(L_1 - \frac{L_{p1}}{2} \right) \quad , \quad \Delta_{p2} = \theta_{p2} \times \left(L_2 - \frac{L_{p2}}{2} \right) \quad (5-15)$$

$$\theta_{p1} = L_{p1} \times \phi_{p1} \quad , \quad \theta_{p2} = L_{p2} \times \phi_{p2} \quad (5-16)$$

$$\phi_{p1} = \phi_{u1} - \phi_{Y1} , \phi_{p2} = \phi_{u2} - \phi_{Y2} \quad (5-17)$$

Onde L é a distância do ponto de momento máximo ao ponto de inflexão, L_p é o comprimento da rótula, determinado pela Equação (5-18), Δ_p é a capacidade de deslocamento idealizada da rótula, Δ_y^{col} é o deslocamento idealizado no escoamento da coluna quando forma-se a rótula plástica, ϕ_Y é a curvatura no escoamento, retirada do diagrama momento-curvatura idealizado, ϕ_p é a capacidade de curvatura plástica, ϕ_u é a curvatura máxima retirada do diagrama momento-curvatura idealizado e θ_p é a capacidade de rotação plástica.

$$L_p = 0,08L + 0,022f_y \phi_{barra} \geq 0,044 f_y \phi_{barra} \quad (\text{mm, MPa}) \quad (5-18)$$

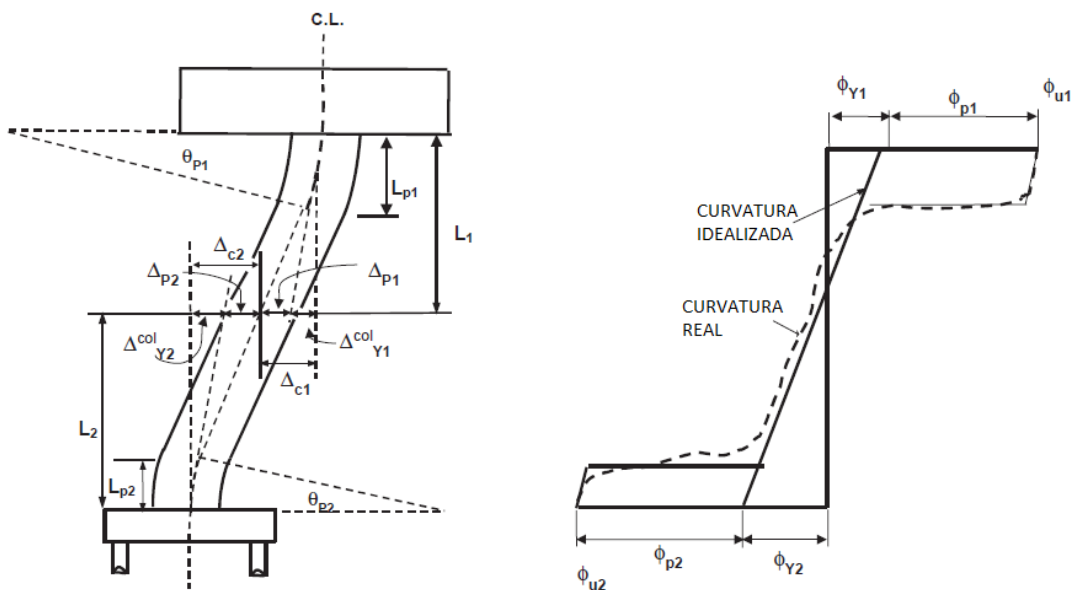


Figura 36 – Coluna fixa na base e na extremidade, CALTRANS (2006).

A capacidade de deslocamento do elemento μ_c é determinada, então, através da Equação (5-19).

$$\mu_c = \frac{\Delta_c}{\Delta_y^{col}} \quad (5-19)$$

A demanda de deslocamento do elemento μ_D é determinada, então, através da Equação (5-20), onde Δ_D é o deslocamento máximo atingido pelo membro quando submetido ao sismo.

$$\mu_D = \frac{\Delta_D}{\Delta_y^{col}} \quad (5-20)$$

A CALTRANS (2006) ainda define a demanda alvo de ductilidade para cada elemento estrutural conforme apresentado na Tabela 17.

Tabela 17 – Demanda alvo de deslocamento e ductilidade $\mu_{D\text{alvo}}$ para diversos elementos estruturais, CALTRANS (2006).

Elemento Estrutural	$\mu_{D\text{alvo}}$
Pilares isolados	≤ 4
Linha de pilares engastados ou rotulados na base	≤ 5
Pilares- parede engastados ou rotulados na base (menor inércia)	≤ 5
Pilares- parede engastados ou rotulados na base (maior inércia)	≤ 1

5.3 Consideração dos efeitos do confinamento do concreto

No projeto sísmico de pilares de pontes, as regiões onde ocorrem as formações de rótulas plásticas precisam ser detalhadas para apresentarem ductilidade suficiente para que não haja colapso total. Uma ductilidade adequada também é necessária para permitir que a redistribuição de esforços ocorra. Para garantir a ductilidade é necessária que haja armadura transversal suficiente para confinar o concreto comprimido e prevenir a ocorrência de flambagem das barras longitudinais e ruptura por cisalhamento. Diversos estudos, como o publicado por MANDER *et* PRIESTLEY (1988), mostram que o confinamento do concreto, quando feito de maneira eficiente, resulta em um

acréscimo na resistência e na ductilidade do concreto comprimido, como pode ser visto na Figura 37.

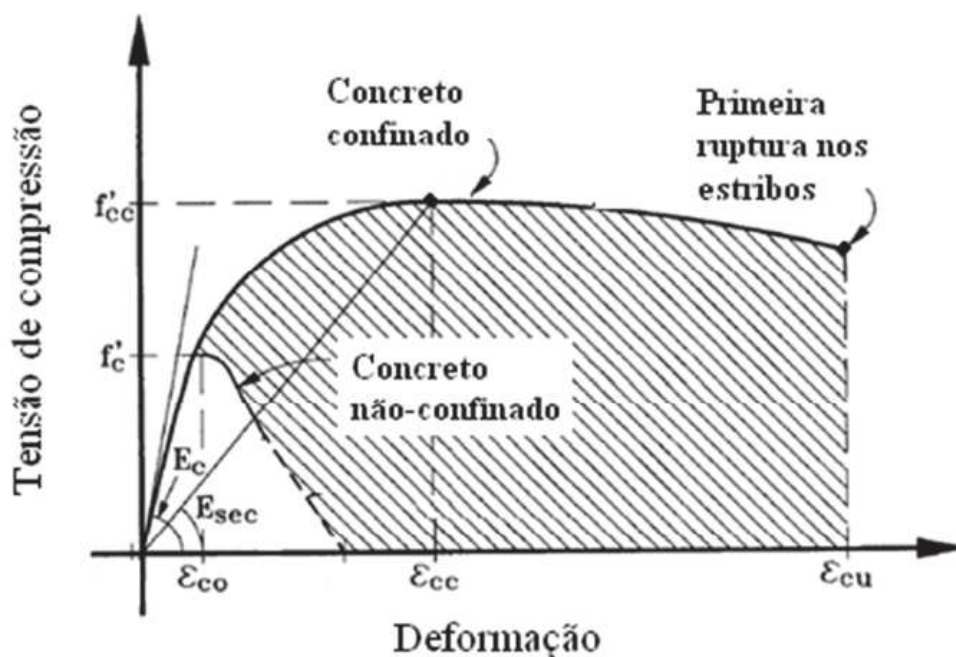


Figura 37 – Diagrama tensão-deformação do concreto considerando ou não o confinamento, adaptado de MANDER *et* PRIESTLEY (1988).

Para a determinação do diagrama tensão-deformação considerando o confinamento, MANDER *et* PRIESTLEY (1988) utilizam as Equações (5-21) a (5-26). Nas equações, f_c é a tensão do concreto, ϵ_c é a deformação específica do concreto e ϵ_{cc} é a deformação específica na resistência máxima do concreto; ϵ_{co} é deformação específica equivalente à resistência característica do concreto não confinado f_{ck} ; f'_{cc} é a resistência máxima do concreto confinado, determinada pelo ábaco da Figura 38 para sessões retangulares; f'_{co} é a resistência máxima característica para o concreto não confinado e E_c é o módulo de elasticidade tangente do concreto não confinado.

Para se calcular a tensão efetiva de confinamento lateral máxima (f'_{l1}) e mínima (f'_{l2}), deve ser determinada a área efetiva de confinamento. A ação do confinamento devida à armadura transversal ocorre na região compreendida entre os arcos formados entre as barras longitudinais e entre os estribos, como pode ser visto na

Figura 39. Em MANDER *et* PRIESTLEY (1988) é proposto um método baseado na energia para a determinação da deformação específica limite, ϵ_{cu} .

O programa CAPIBA desenvolvido por SOUZA JR. (2012) permite obter os diagramas momento-curvatura e diagramas tensão-deformação considerando ou não o confinamento do concreto e será utilizado no estudo de caso, no Capítulo 6 deste trabalho.

$$f_c = \frac{f'_{cc} \cdot x \cdot r}{r - 1 + x^r} \quad (5-21)$$

$$x = \frac{\epsilon_c}{\epsilon_{cc}} \quad (5-22)$$

$$\epsilon_{cc} = \epsilon_{co} \cdot \left[1 + 5 \cdot \left(\frac{f'_{cc}}{f'_{co}} - 1 \right) \right] \quad (5-23)$$

$$r = \frac{E_c}{E_c - E_{sec}} \quad (5-24)$$

$$E_c = 5000 \cdot \sqrt{f'_{co}} \quad (MPa) \quad (5-25)$$

$$E_{sec} = \frac{f'_{cc}}{\epsilon_{cc}} \quad (5-26)$$

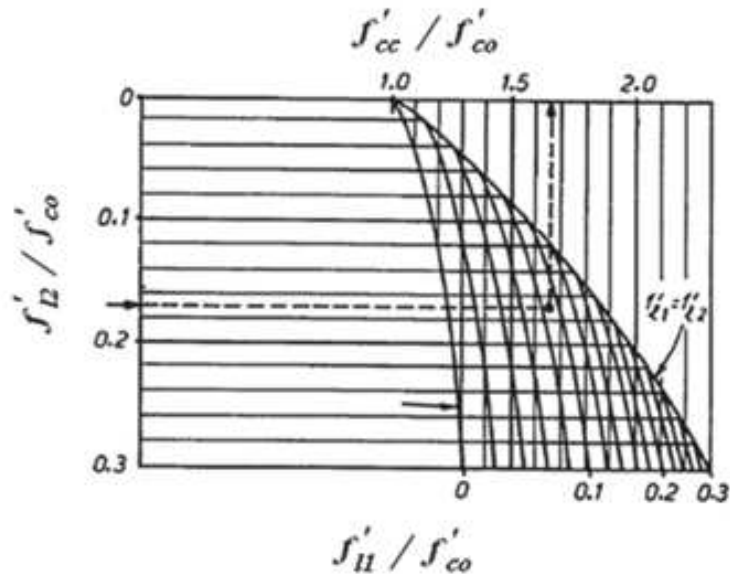


Figura 38 – Ábaco para determinação da resistência máxima do concreto para seções retangulares, adaptado de MANDER *et* PRIESTLEY (1988).

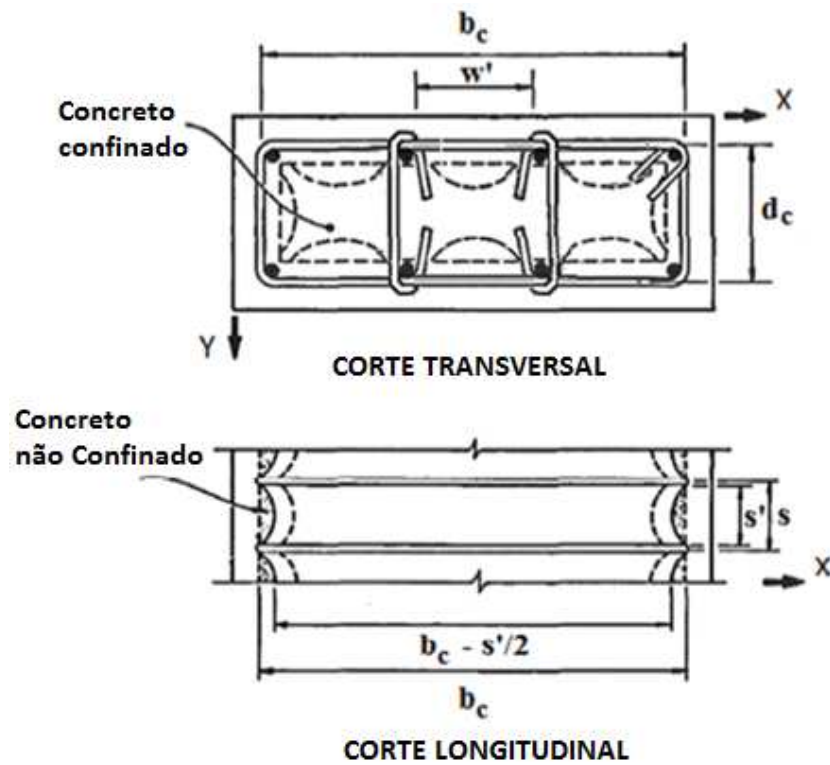


Figura 39 – Seções onde o concreto está efetivamente confinado ou não, adaptado de MANDER *et* PRIESTLEY (1988).

6 Estudo de Caso: Ponte no Equador

Neste Capítulo é efetuada a modelagem, análise e dimensionamento de uma ponte hipotética localizada no Equador. O objetivo desta etapa é efetuar a análise e dimensionamento do pilar central da ponte quando sujeito às cargas sísmicas de acordo com as prescrições da AASHTO (2010), ou seja, a partir de um espectro de projeto e da aplicação de um fator de modificação de resposta para representação do regime elastoplástico.

A modelagem e análise da ponte foram executadas no programa SAP2000 (2014). Após o dimensionamento do pilar seguindo as prescrições da NBR6118 (2014), é feito o cálculo de ductilidade para diversos valores de força normal, considerando ou não o confinamento do concreto. Os diagramas momento-curvatura foram obtidos no programa CAPIBA desenvolvido por SOUZA JR. (2012). Por fim uma análise não linear estática *pushover* é executada, também no programa SAP2000 (2014) e os resultados obtidos são avaliados.

6.1 Descrição do projeto, localização e informações adicionais

A ponte hipotética utilizada como estudo de caso neste trabalho localizar-se-ia na província de Los Rios no Equador. A ponte possui 2 vãos com 35,2m cada, 1 encontro em cada extremidade e 1 pilar-parede central. O tabuleiro de 16,56m de largura em cada um dos vãos é composto por 9 longarinas de concreto protendido conectadas à laje. Cada extremidade da ponte possui um encontro em concreto armado. A fundação é composta por estacas raiz. O pilar central em concreto armado possui 8m de largura e 80cm de espessura. As Figuras 40, 41 e 42 mostram, respectivamente, uma vista longitudinal, uma em planta e uma vista transversal da região do pilar central.

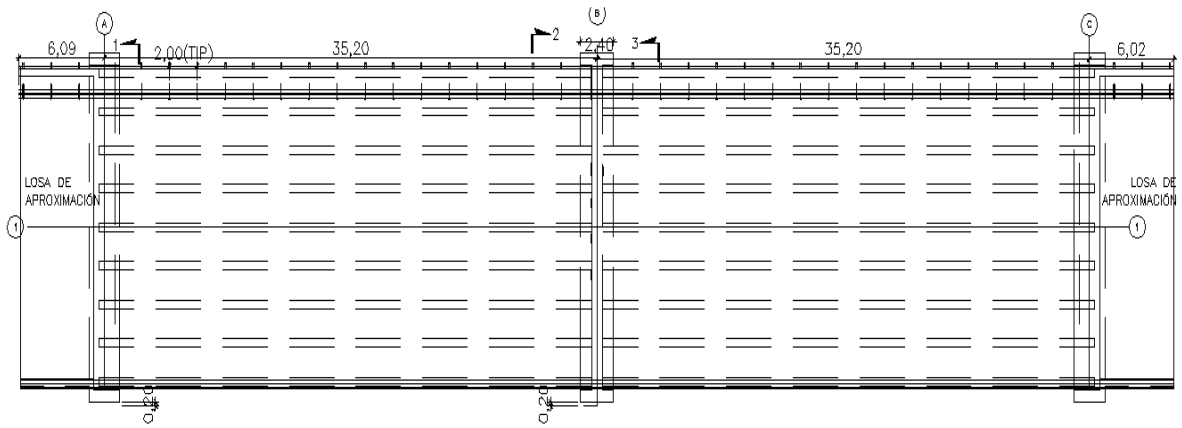


Figura 40 – Planta da Ponte.

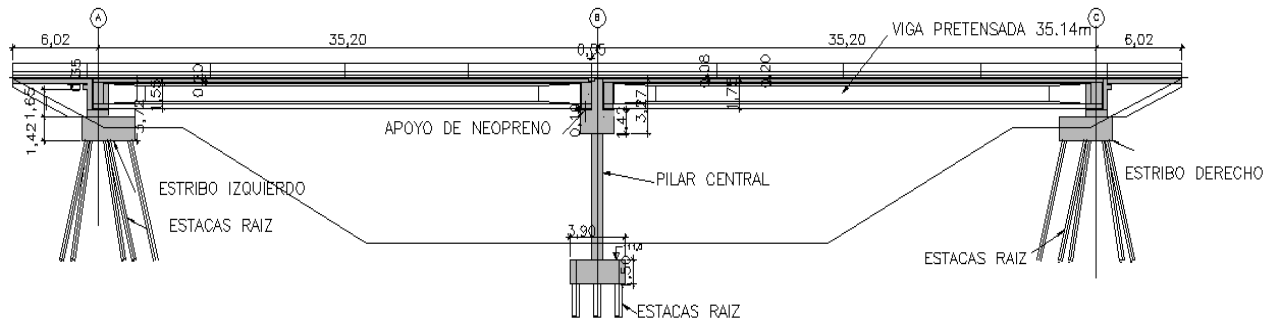


Figura 41 – Vista longitudinal da Ponte.

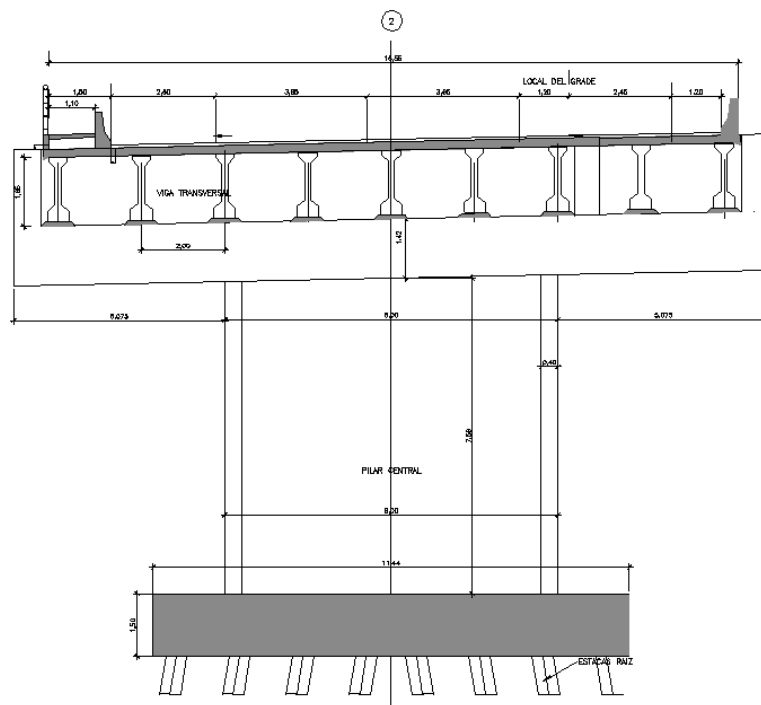


Figura 42 – Vista transversal da Ponte.

6.2 Modelagem em elementos finitos

A modelagem tridimensional da ponte e a análise sísmica foram executadas no programa SAP2000 (2014). Os encontros e o tabuleiro foram modelados com elementos de casca e as longarinas, pilar central e estacas com elementos de barra. Molas dispostas ao longo do comprimento das estacas representam a interação solo-estrutura. As constantes dessas molas foram calculadas de forma a representar um terreno hipotético local e podem ser obtidas no programa PILAY (1994). A Figura 43 mostra uma vista tridimensional do modelo.

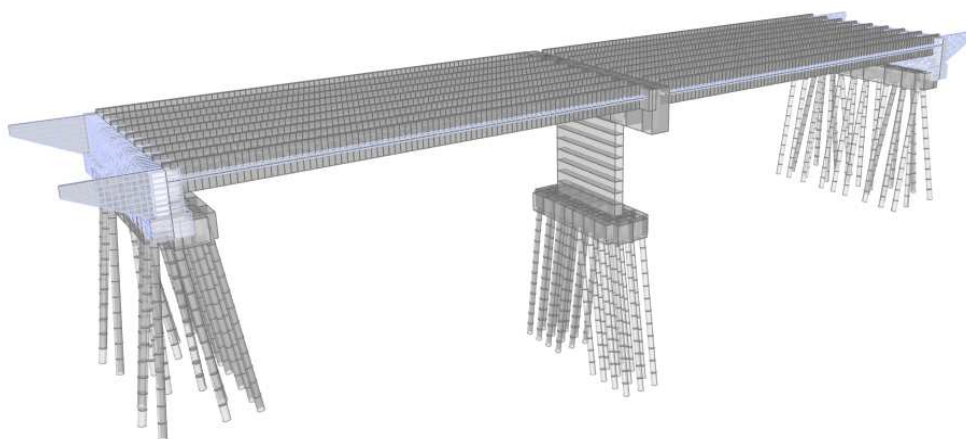


Figura 43 – Vista tridimensional do modelo da Ponte (SAP2000, 2014).

De acordo com a AASHTO (2010), por a ponte apresentar regularidade da distribuição de rigidez e massa e estar em região sísmica de número 2, visto que o coeficiente de aceleração local é de 0,3, o método de análise mais indicado é o multimodal elástico. O número de modos incluídos na análise deve ser no mínimo três vezes o número de vãos do modelo. Além deste critério, procurou-se executar a análise de forma que o número de modos mobilizasse ao menos 90% da massa total da estrutura, sendo utilizados, portanto, 120 modos de vibração. A ASHTO (2010) também recomenda que os esforços e deslocamentos sejam obtidos combinando a resposta dos modos através do método CQC (*Complete Quadratic Combination*), e também que a combinação dos sismos em cada direção (transversal e longitudinal) seja feita considerando a envoltória das seguintes situações: 30% do sismo transversal combinado

com 100% do sismo longitudinal e 100% do sismo transversal combinado com 30% do sismo longitudinal.

6.3 Definição do espectro de projeto seguindo a AASHTO (2010)

A AASHTO (2010) recomenda a utilização do espectro de projeto elástico da forma apresentada na Figura 44. A recomendação da AASHTO é a de consideração de terremotos com 7% de probabilidade de serem excedidos em 75 anos, ou seja, com período de recorrência de 1000 anos. Conforme verificado em mapas sísmicos locais, o valor do *PGA* (“peak ground acceleration”) correspondente é de:

$$PGA = 0,3g$$

Para a determinação dos coeficientes de influência do terreno local F_a para períodos pequenos, F_v para períodos longos e F_{PGA} para período zero, deve-se primeiro determinar a classificação do terreno de local. Baseando-se nas sondagens locais disponíveis, o terreno onde seria construída a Ponte foi classificado como Solo Classe D - coesivo rígido.

Os valores obtidos para S_s (coeficiente de aceleração espectral para período de 0,2s) e S_l (coeficiente de aceleração espectral para período de 1s), a partir dos mapas sísmicos foram:

$$S_s = 0,725$$

$$S_l = 0,255$$

A partir destes valores foram obtidos os valores de F_a , F_v , e F_{PGA} :

$$F_a = 1,22$$

$$F_v = 1,89$$

$$F_{PGA} = 1,20$$

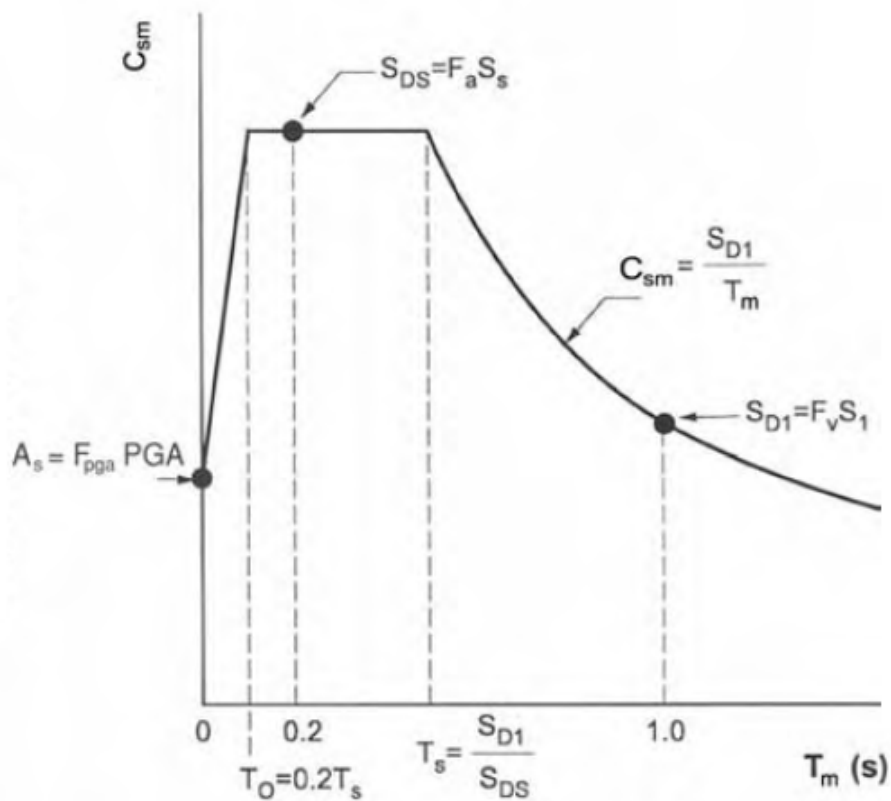


Figura 44 – Espectro de projeto elástico recomendado pela AASHTO, $\zeta = 5\%$, AASHTO (2010).

A construção do espectro elástico de projeto conforme a Figura 41 é feita, então, a partir do coeficiente sísmico C_{sm} , definido pelas Equações (4-5), (4-6) e (4-7). O espectro de projeto obtido para as condições locais de projeto, como considerado, pode ser verificado na Figura 45, extraída do programa SAP2000 (2014).

Para se considerar os efeitos da elastoplasticidade, a AASHTO (2010) recomenda utilizar fatores de modificação de resposta para reduzir os efeitos das forças sísmicas. Assume-se a ocorrência de deformações inelásticas dividindo os esforços resultantes da análise espectral por um fator de modificação de resposta apropriado. Para pilares-parede de pontes de classe operacional crítica ou essencial, a AASHTO (2010) define um fator de modificação de resposta de 1,5, e para demais pontes de 2,0. A ponte alvo deste estudo de caso foi considerada como essencial.

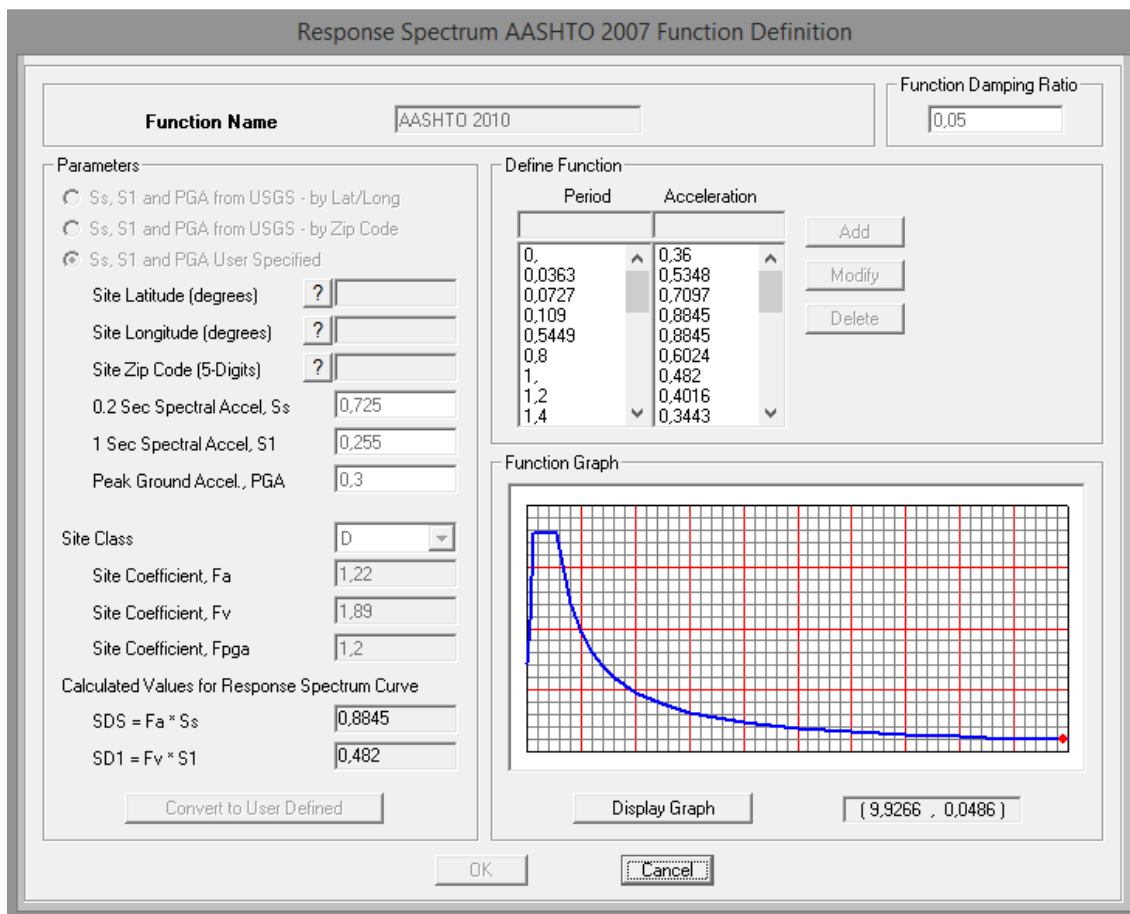


Figura 45 – Espectro de projeto elástico de acordo com recomendações da AASHTO (2010), $\zeta = 5\%$, SAP2000 (2014).

6.4 Dimensionamento do pilar central de acordo com a NBR 6118 (2014)

Para dimensionar o pilar central foram consideradas as prescrições da NBR6118 (2014) para pilares-parede, visto que a maior dimensão da seção transversal excede em cinco vezes a menor dimensão da seção. O f_{ck} do concreto do pilar central considerado é de 35MPa. A Figura 46 mostra a seção transversal do pilar central, bem como a convenção de eixos adotada. Posteriormente, todo o procedimento de análise e dimensionamento foi repetido para duas seções hipotéticas de pilar de 70x700cm e 60x600cm, para comparação de resultados de ductilidade. A combinação de cargas se deu seguindo as prescrições da AASHTO (2010) para combinações excepcionais de terremoto (*Extreme Event I*). A regra de combinação pode ser verificada na Equação (6-1).

$$\textit{Extreme Event I: } \gamma_{p1}DC + \gamma_{p2}DW + 1,0 EQ \quad (6-1)$$

Onde: γ_{p1} é o coeficiente de majoração e redução de peso próprio para os componentes estruturais:

$$\gamma_{p1} = 1,25 \text{ (máximo);}$$

$$\gamma_{p1} = 0,9 \text{ (mínimo);}$$

γ_{p2} é o coeficiente de majoração e redução de peso próprio para os componentes não estruturais:

$$\gamma_{p1} = 1,5 \text{ (máximo);}$$

$$\gamma_{p1} = 0,65 \text{ (mínimo);}$$

DC é o peso próprio dos elementos estruturais;

DW é o peso próprio dos elementos não estruturais;

EQ é o carregamento sísmico.

Os esforços combinados para o Estado Limite Último são:

$$N_{dmax} = -15700,0 \text{ kN (compressão)}$$

$$N_{dmin} = -9415,0 \text{ kN (compressão)}$$

$$V_{dxmax} = 597,9 \text{ kN}$$

$$V_{dymax} = 3654,4 \text{ kN}$$

$$M_{dxmax} = 3079,5 \text{ kNm}$$

$$M_{dymax} = 37766,8 \text{ kNm}$$

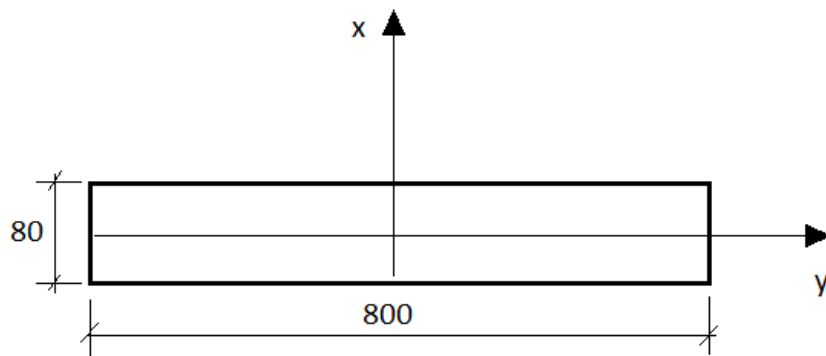


Figura 46 – Seção transversal do pilar e eixos adotados.

6.4.1 Verificação das armaduras na direção longitudinal

De acordo com a NBR6118 (2014), para a dispensa da análise de 2ª ordem, a esbelteza λ_i de cada lâmina deve ser menor que 35, podendo o cálculo dessa esbelteza λ_i ser efetuado através da Equação (6-2), onde l_{ei} é o comprimento equivalente e h_i é a espessura. O valor de l_{ei} depende dos vínculos de cada uma das extremidades verticais da lâmina.

$$\lambda_i = 3,46 \frac{l_{ei}}{h_i} = 46 \quad (6-2)$$

Para o pilar-parede em questão, a esbeltez é maior que 35, porém menor que 90. Assim, para obtenção do efeito localizado de 2ª ordem pode ser adotado o procedimento aproximado, que consiste na decomposição do pilar-parede em faixas verticais, de largura a_i , que devem ser analisadas como pilares isolados, submetidos aos esforços N_{id} e M_{yid} . Os valores de a_i e M_{yid} devem ser definidos considerando as Equações (6-3) e (6-4). N_{id} é a força normal na faixa i , calculada a partir da força $n_d(x)$, conforme a Figura 47 e M_{yid} é o momento fletor na faixa i .

$$a_i = 3h \leq 100cm \quad (6-3)$$

$$M_{yid} = m_{1yd} a_i \quad (6-4)$$

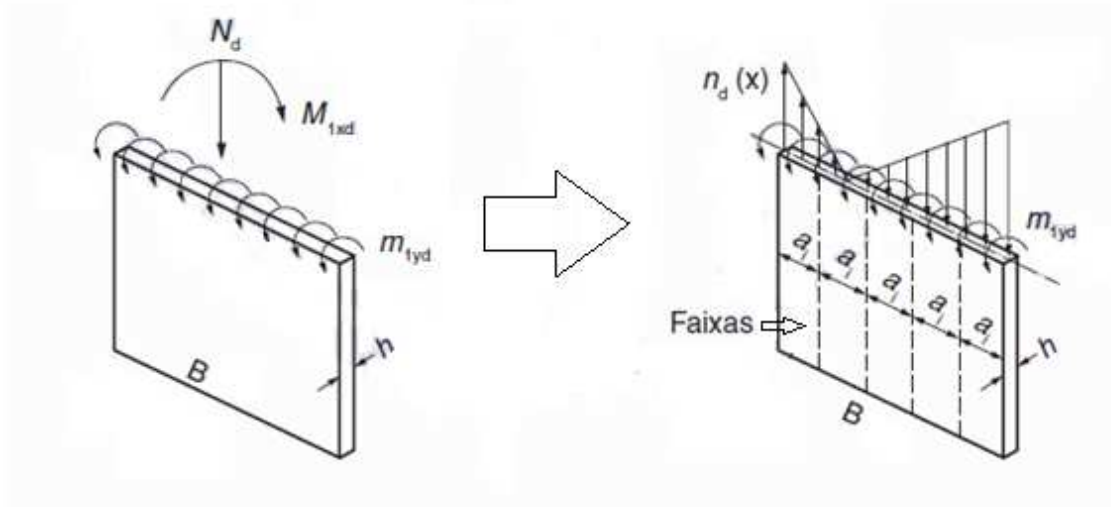


Figura 47 – Determinação dos esforços por faixa para determinação aproximada do efeito de 2ª ordem em pilares-parede conforme a NBR6118 (2014).

Caso os efeitos de segunda ordem não possam ser dispensados, a NBR6118 (2014) permite a utilização de dois métodos simplificados, ambos baseados no pilar padrão. Neste trabalho, foi escolhida a utilização do o método do pilar padrão com curvatura aproximada. A curvatura pode ser calculada a partir da Equação (6-5), onde ν é determinado pela Equação (6-6) e o momento corrigido com a Equação (6-7) para a consideração dos efeitos locais de segunda ordem.

$$\frac{1}{r} = \frac{0,005}{h(\nu + 0,5)} \leq \frac{0,005}{h} \quad (6-5)$$

$$\nu = \frac{N_{sd}}{A_c f_{cd}} \quad (6-6)$$

$$M_d = \alpha_b M_{1d,A} + N_{sd} l_e^2 \frac{1}{r} \quad (6-7)$$

6.4.2 Verificação das armaduras na direção transversal

A armadura transversal foi determinada seguindo dois critérios. O primeiro foi o critério da norma brasileira NBR6118 (2014) e o segundo foi o critério da ACI-318 (2011). O critério da norma brasileira é um detalhamento usual, ou seja, não é especial para estruturas submetidas a ação sísmica. Já a armadura da ACI-318 (2011) calculada neste item é específica para estruturas sob ação sísmica. Ou seja, o critério da ACI-318 (2011) aqui descrito visa garantir confinamento eficiente do concreto. O objetivo é comparar as capacidades de ductilidade do membro para armaduras transversais obtidas por cada um dos métodos e determinar a influência da armadura transversal adotada na ductilidade de capacidade.

De acordo com as prescrições da NBR6118 (2014), a verificação da compressão da biela de concreto é feita por meio das Equações (6-8) a (6-10). A armadura transversal é determinada pelas Equações (6-11) a (6-13), seguindo o Modelo I de verificação da NBR6118 (2014).

$$V_d \leq V_{Rd2} \quad (6-8)$$

$$V_{Rd2} = 0,27 \cdot \alpha_{v2} \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot d \quad (6-9)$$

$$\alpha_{v2} = \left(1 - \frac{fck}{250} \right) \quad (6-10)$$

$$V_d \leq V_{Rd3} = V_c + V_{sw} \quad (6-11)$$

$$V_{sw} = \left(\frac{A_{sw}}{s} \right) \cdot 0,9 \cdot d \cdot f_{ywd} \quad (6-12)$$

$$V_c \leq V_{co} = 0,6 \cdot f_{ctd} \cdot b_w \cdot d \quad (6-13)$$

Onde:

V_{Rd2} é a força cortante resistente de cálculo referente às diagonais comprimidas do concreto;

b_w é a base da seção transversal;

d é a altura útil da seção;

V_{Rd3} é a força cortante resistente de cálculo referente às diagonais tracionadas;

V_c é a parcela de força cortante resistida por mecanismos complementares ao de treliça;

V_{sw} é a parcela de força cortante resistida pela armadura transversal;

A_{sw} é a área de armadura transversal necessária;

f_{ywd} é a tensão resistente da armadura transversal de cálculo;

$f_{ct,m}$ é a resistência média do concreto à tração;

f_{ywk} é a tensão característica resistente da armadura transversal.

Ainda, de acordo com a NBR 6118 (2014), a armadura transversal de pilares-parede deve respeitar a armadura mínima de flexão de placas, se essa flexão e a armadura correspondente forem calculadas, ou então a armadura transversal por metro de face deve respeitar ao mínimo de 25 % da armadura longitudinal por metro da maior face da lâmina considerada.

Seguindo as prescrições da ACI-318 (2011), para o detalhamento ser considerado como especial, a seção deve se ter uma taxa de armadura não inferior a definida pela Equação (6-14), onde b_c é a distância entre os centros das pernas mais afastadas da armadura transversal.

$$\frac{A_{sw}}{s} \geq 0,09 \cdot b_c \cdot \frac{f_{ck}}{f_{yk}} \quad (6-14)$$

6.4.3 Resumo das Armaduras

As Tabelas 18 e 19 apresentam o resumo das armaduras adotadas para a seção de projeto do pilar (Seção 1- 80x800cm) e para duas seções que serão utilizadas para fins comparativos (Seção 2- 70x700cm e Seção 3- 60x600cm).

Tabela 18 – Resumo das armaduras adotadas para a Seção 1 referente ao projeto original do pilar.

SEÇÃO 1- 80x800cm	
Armadura Longitudinal	Φ 25 c 15 em ambas as faces do pilar
Armadura Transversal NBR6118 (detalhamento usual)	Φ 6,3 c 20, estribo de 8 pernas
Armadura Transversal ACI-318 (detalhamento especial)	Φ 10 c 12,5, estribo de 10 pernas

Tabela 19 – Resumo das armaduras adotadas para as Seções 2 e 3.

SEÇÃO 2- 70x700cm	
Armadura Longitudinal	Φ 25 c 10 em ambas as faces do pilar
Armadura Transversal NBR6118 (detalhamento usual)	Φ 8 c 20, estribo de 10 pernas
Armadura Transversal ACI-318 (detalhamento especial)	Φ 8 c 10, estribo de 10 pernas
SEÇÃO 3- 60 x 600 cm	
Armadura Longitudinal	Φ 25 c 10 em ambas as faces do pilar
Armadura Transversal NBR6118 (detalhamento usual)	Φ 8 c 10, estribo de 10 pernas
Armadura Transversal ACI-318 (detalhamento especial)	Φ 8 c 12,5, estribo de 10 pernas

6.5 Avaliação da ductilidade seguindo as prescrições da CALTRANS (2006)

A capacidade de deslocamento de pilares submetidos a cargas laterais pode ser determinada com base na capacidade de rotação do elemento estrutural obtida por meio de diagramas momento-curvatura, onde são contabilizadas a parcela elástica e a plástica da rotação. Segundo a CALTRANS (2006), para se obter as parcelas referentes às respostas elástica e plástica da seção pode-se construir um diagrama momento-curvatura idealizado, conforme a Figura 34, disponível na seção 5.2.1. Tendo os valores de curvatura e momentos referentes a cada parcela, determina-se a ductilidade, através das equações apresentadas nesta mesma seção.

Os diagramas momento-curvatura foram obtidos para as seguintes situações:

1) Três considerações de confinamento:

Sem considerar os efeitos do confinamento;

Considerando o confinamento, para o detalhamento de armadura transversal prescrito pela NBR 6118 (2014);

Considerando o confinamento, para o detalhamento de armadura transversal prescrito pela ACI-318 (2011).

2) Dez casos de forças normais de compressão atuantes no pilar:

Forças normais de compressão obtidas através da envoltória após a análise por espectro de resposta, máxima e mínima, 15700 kN e 9915 kN respectivamente;

Forças de compressão de 20000 kN, 35000 kN, 50000 kN, 65000 kN, 80000 kN, 95000 kN, 115000 kN e 130000 kN arbitrárias para a montagem de um gráfico de comportamento de ductilidade em função da compressão no pilar.

Nas Figuras 48 a 50 são mostrados os diagramas momento-curvatura obtidos no programa CAPIBA desenvolvido por SOUZA JR. (2012). As Tabelas 20 a 23 apresentam os valores de capacidade de ductilidade calculada, a ductilidade de demanda e as capacidades de rotação plástica e elástica do pilar para todos os casos descritos.

A Tabela 24 apresenta o ganho de ductilidade para diversos valores de força normal de compressão em uma mesma seção. A Figura 48 mostra um gráfico de esforço normal x ductilidade.

Legenda:

η_d é o esforço normal adimensional conforme a Equação (6-15);

$$\eta_d = N_d / b h f_{cd} \quad (6-15)$$

L é a distância do ponto de momento máximo ao ponto de inflexão;

L_p é o comprimento da rótula, determinado pela Equação (5-18);

Δ_p é a capacidade de deslocamento idealizada da rótula;

Δ_y^{col} é o deslocamento idealizado no escoamento da coluna quando forma-se a rótula plástica;

ϕ_Y é a curvatura no escoamento retirada do diagrama momento-curvatura idealizado;

ϕ_p é a capacidade de curvatura plástica;

ϕ_u é a curvatura máxima retirada do diagrama momento-curvatura idealizado;

θ_p é a capacidade de rotação plástica;

μ_c é a ductilidade do elemento determinada através da Equação (5-19).

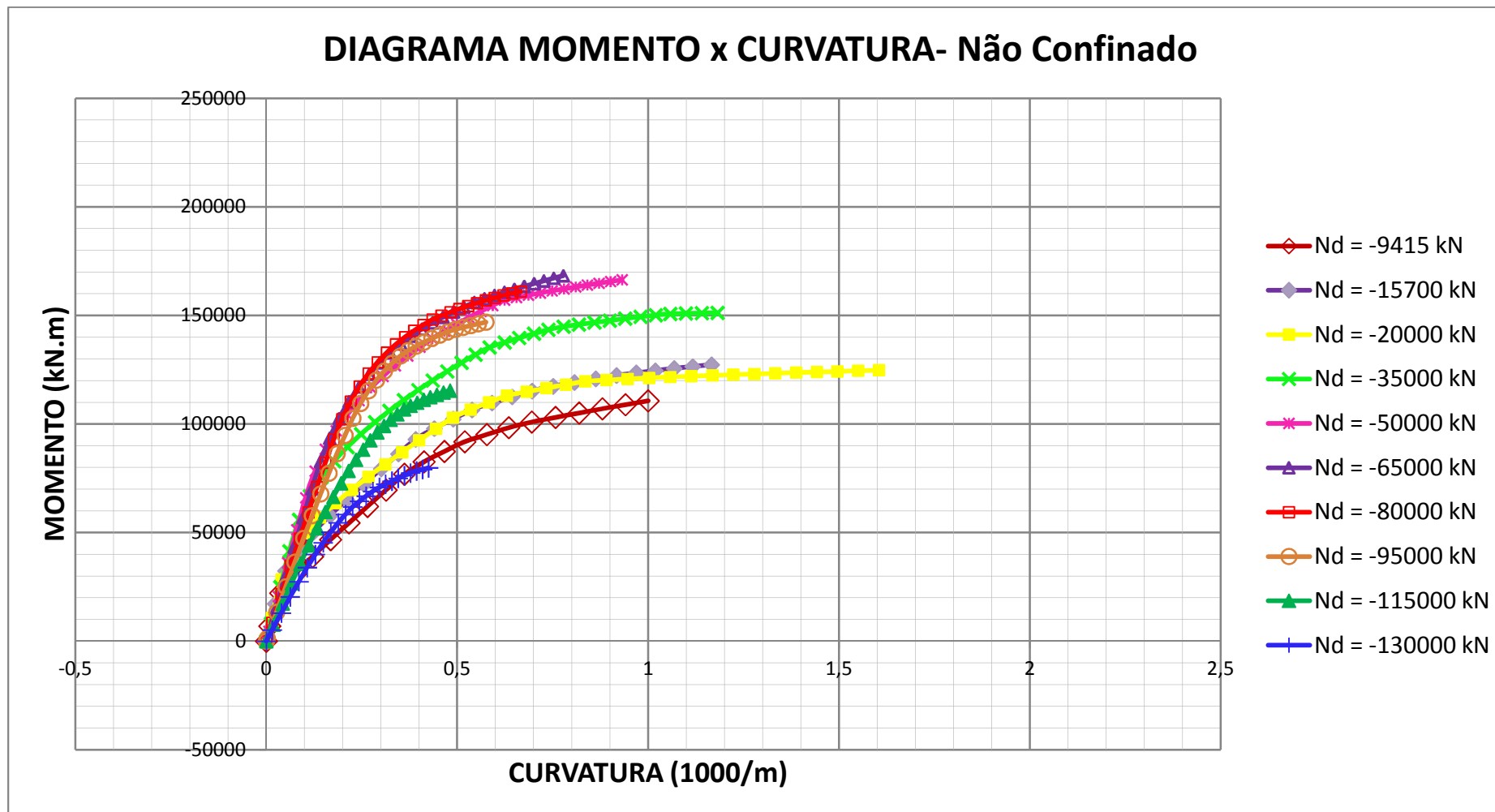


Figura 48 – Diagramas Momento-Curvatura obtidos no programa CAPIBA (SOUZA JR, 2012) para seções de 80x800cm desconsiderando os efeitos do confinamento do concreto, para 10 valores diferentes de forças de compressão.

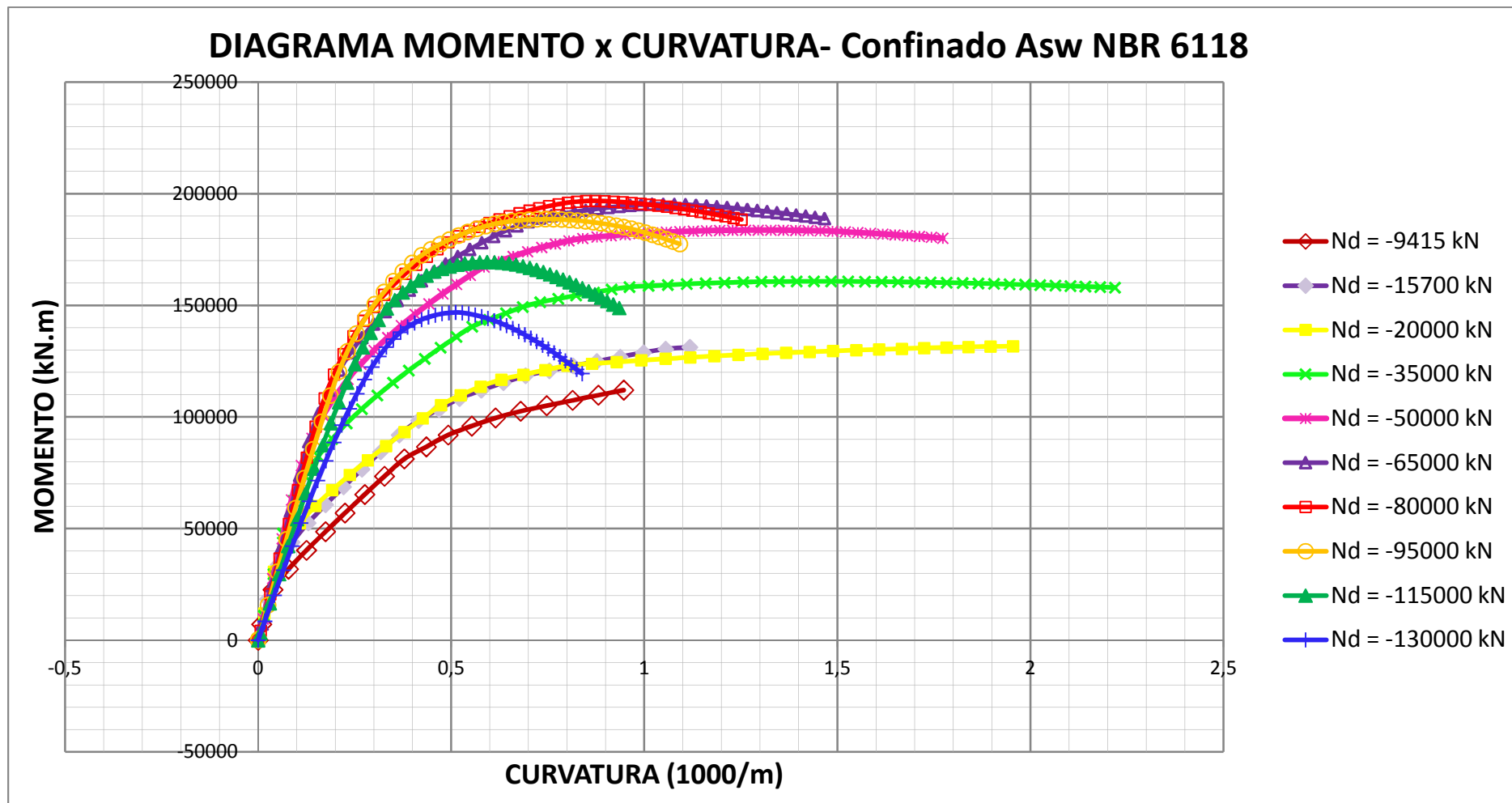


Figura 49 – Diagramas Momento-Curvatura obtidos no programa CAPIBA (SOUZA JR, 2012) para seções de 80x80cm considerando os efeitos do confinamento do concreto (detalhamento transversal da NBR 6118,2014), para 10 valores diferentes de forças de compressão.

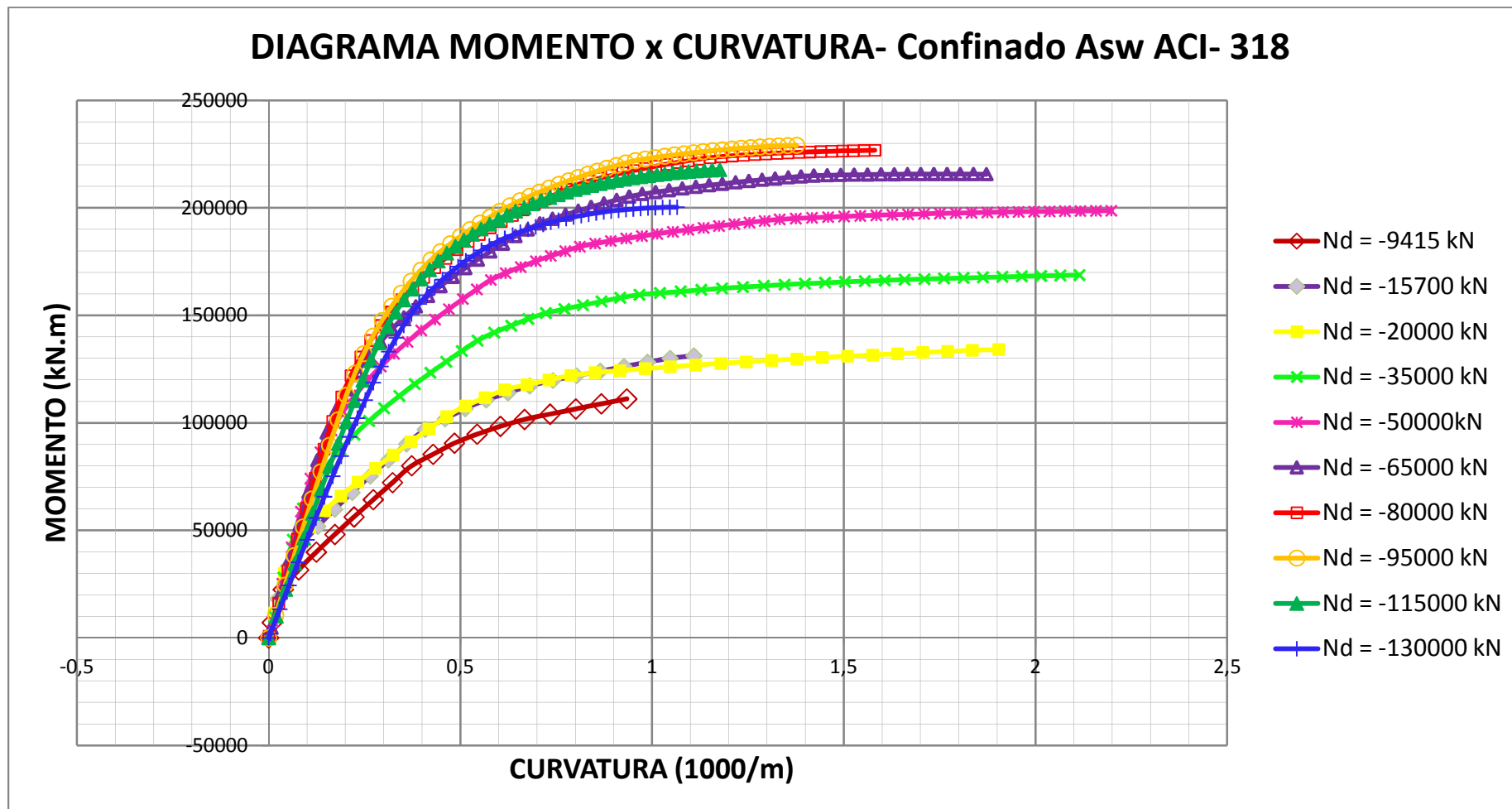


Figura 50 – Diagramas Momento-Curvatura obtidos no programa CAPIBA (SOUZA JR, 2012) para seções de 80x800cm considerando os efeitos do confinamento do concreto (detalhamento transversal da ACI-318, 2011), para 10 valores diferentes de forças de compressão.

Tabela 20 – Capacidade de ductilidade e ductilidade de demanda para as compressões máximas e mínimas obtidas através da envoltória para as Seções 1, 2 e 3.

SEÇÃO 1- 80 x 800 cm													
	N_d (kN)	η_d	Φ_y (1/m)	Φ_u (1/m)	Φ_p (1/m)	Δy^{col} (m)	θ_p (1/m)	Δp (m)	Δc (m)	μ_c	Δ_D (m)	μ_D	μ_c/μ_D
Não-confinado	-15700	-0,098	0,000371	0,001503	0,001132	0,013765	0,00127	0,012659	0,026424	1,92	0,012040	0,87	2,19
	-9415	-0,059	0,000402	0,001595	0,001194	0,014897	0,00134	0,013348	0,028245	1,90	0,012040	0,81	2,35
Confinado Asw NBR6118	-15700	-0,098	0,000336	0,001451	0,001115	0,012456	0,00125	0,012467	0,024922	2,00	0,012040	0,97	2,07
	-9415	-0,059	0,000330	0,001422	0,001092	0,012242	0,00122	0,012207	0,024449	2,00	0,012040	0,98	2,03
Confinado Asw ACI-318	-15700	-0,098	0,000312	0,001461	0,001148	0,011593	0,00129	0,012838	0,024431	2,11	0,012040	1,04	2,03
	-9415	-0,059	0,000311	0,001415	0,001103	0,011553	0,00123	0,012333	0,023887	2,07	0,012040	1,04	1,98
SEÇÃO 2- 70 x 700 cm													
	N_d (kN)	η_d	Φ_y (1/m)	Φ_u (1/m)	Φ_p (1/m)	Δy^{col} (m)	θ_p (1/m)	Δp (m)	Δc (m)	μ_c	Δ_D (m)	μ_D	μ_c/μ_D
Não-confinado	-15700	-0,128	0,000189	0,001525	0,001336	0,006946	0,00149	0,014810	0,021756	3,13	0,012690	1,83	1,71
	-9415	-0,077	0,000426	0,001731	0,001305	0,015652	0,00145	0,014464	0,030116	1,92	0,012690	0,81	2,37
Confinado Asw NBR6118	-15700	-0,128	0,000200	0,002475	0,002274	0,007366	0,00254	0,025211	0,032577	4,42	0,012690	1,72	2,57
	-9415	-0,077	0,000485	0,002119	0,001635	0,017811	0,00182	0,018120	0,035931	2,02	0,012690	0,71	2,83
Confinado Asw ACI-318	-15700	-0,128	0,000220	0,002447	0,002227	0,008090	0,00248	0,024685	0,032775	4,05	0,012690	1,57	2,58
	-9415	-0,077	0,000485	0,002156	0,001671	0,017826	0,00186	0,018524	0,036350	2,04	0,012690	0,71	2,86
SEÇÃO 3- 60 x 600 cm													
	N_d (kN)	η_d	Φ_y (1/m)	Φ_u (1/m)	Φ_p (1/m)	Δy^{col} (m)	θ_p (1/m)	Δp (m)	Δc (m)	μ_c	Δ_D (m)	μ_D	μ_c/μ_D
Não-confinado	-15700	-0,174	0,000259	0,001558	0,001299	0,009515	0,00145	0,014404	0,023919	2,51	0,015450	1,62	1,55
	-9415	-0,105	0,000433	0,001807	0,001374	0,015908	0,00153	0,015231	0,031139	1,96	0,015450	0,97	2,02
Confinado Asw NBR6118	-15700	-0,174	0,000262	0,003023	0,002761	0,009634	0,00308	0,030606	0,040239	4,18	0,015450	1,60	2,60
	-9415	-0,105	0,000669	0,002864	0,002195	0,024571	0,00245	0,024334	0,048905	1,99	0,015450	0,63	3,17
Confinado Asw ACI-318	-15700	-0,174	0,000285	0,003108	0,002823	0,010474	0,00315	0,031298	0,041771	3,99	0,015450	1,48	2,70
	-9415	-0,105	0,000628	0,002864	0,002236	0,023072	0,00249	0,024791	0,047863	2,07	0,015450	0,67	3,10

Tabela 21 – Capacidade de ductilidade e ductilidade de demanda para os 10 casos de compressão: Seção 1, desconsiderando o confinamento do concreto.

	N_d (kN)	η_d	Φ_y (1/m)	Φ_u (1/m)	Φ_p (1/m)	Δy^{col} (m)	θ_p (1/m)	Δp (m)	Δc (m)	μ_c	Δ_D (m)	μ_D	μ_c/μ_D
Não-confinado	-130000	-0,813	0,0002363	0,0004249	0,0001886	0,0087682	0,0002110	0,0021085	0,0108767	1,24	0,0120	1,37	0,90
	-115000	-0,719	0,0002661	0,0004813	0,0002152	0,0098728	0,0002408	0,0024058	0,0122787	1,24	0,0120	1,22	1,02
	-95000	-0,594	0,0002796	0,0005753	0,0002956	0,0103737	0,0003308	0,0033052	0,0136788	1,32	0,0120	1,16	1,14
	-80000	-0,500	0,0002735	0,0006664	0,0003929	0,0101477	0,0004396	0,0043919	0,0145396	1,43	0,0120	1,19	1,21
	-65000	-0,406	0,0002528	0,0007782	0,0005253	0,0093808	0,0005879	0,0058730	0,0152538	1,63	0,0120	1,28	1,27
	-50000	-0,313	0,0002207	0,0009319	0,0007112	0,0081885	0,0007958	0,0079508	0,0161394	1,97	0,0120	1,47	1,34
	-35000	-0,219	0,0002128	0,0011822	0,0009694	0,0078952	0,0010847	0,0108367	0,0187320	2,37	0,0120	1,52	1,56
	-20000	-0,125	0,0001759	0,0016044	0,0014285	0,0065253	0,0015985	0,0159696	0,0224949	3,45	0,0120	1,85	1,87
	-15700	-0,098	0,0003710	0,0015033	0,0011323	0,0137651	0,0012671	0,0126587	0,0264238	1,92	0,0120	0,87	2,19
	-9415	-0,059	0,0004015	0,0015955	0,0011940	0,0148973	0,0013360	0,0133477	0,0282449	1,90	0,0120	0,81	2,35

Tabela 22 – Capacidade de ductilidade e ductilidade de demanda para os 10 casos de compressão: Seção 1, considerando o confinamento do concreto, armadura transversal seguindo prescrições da NBR 6118 (2014).

	N_d (kN)	η_d	Φ_y (1/m)	Φ_u (1/m)	Φ_p (1/m)	Δy^{col} (m)	θ_p (1/m)	Δp (m)	Δc (m)	μ_c	Δ_D (m)	μ_D	μ_c/μ_D
Confinado Asw NBR6118	-130000	-0,813	0,0002949	0,0008390	0,0005441	0,0109420	0,0006089	0,0060828	0,0170248	1,56	0,0120	1,10	1,41
	-115000	-0,719	0,0003053	0,0009352	0,0006299	0,0113274	0,0007048	0,0070417	0,0183691	1,62	0,0120	1,06	1,53
	-95000	-0,594	0,0002897	0,0010920	0,0008023	0,0107470	0,0008978	0,0089692	0,0197162	1,83	0,0120	1,12	1,64
	-80000	-0,500	0,0002868	0,0012516	0,0009649	0,0106397	0,0010797	0,0107865	0,0214262	2,01	0,0120	1,13	1,78
	-65000	-0,406	0,0002573	0,0014665	0,0012093	0,0095447	0,0013532	0,0135190	0,0230638	2,42	0,0120	1,26	1,92
	-50000	-0,313	0,0002361	0,0017729	0,0015368	0,0087602	0,0017197	0,0171805	0,0259407	2,96	0,0120	1,37	2,15
	-35000	-0,219	0,0002392	0,0022188	0,0019796	0,0088732	0,0022152	0,0221311	0,0310043	3,49	0,0120	1,36	2,58
	-20000	-0,125	0,0001741	0,0019551	0,0017810	0,0064599	0,0019930	0,0199107	0,0263705	4,08	0,0120	1,86	2,19
	-15700	-0,098	0,0003357	0,0014509	0,0011151	0,0124556	0,0012478	0,0124665	0,0249221	2,00	0,0120	0,97	2,07
	-9415	-0,059	0,0003300	0,0014219	0,0010919	0,0122420	0,0012218	0,0122067	0,0244487	2,00	0,0120	0,98	2,03

Tabela 23 – Capacidade de ductilidade e ductilidade de demanda para os 10 casos de compressão: Seção 1, considerando o confinamento do concreto, detalhamento transversal seguindo prescrições da ACI-318 (2011).

	N_d (kN)	η_d	Φ_y (1/m)	Φ_u (1/m)	Φ_p (1/m)	Δy^{col} (m)	θ_p (1/m)	Δp (m)	Δc (m)	μ_c	Δ_D (m)	μ_D	μ_c/μ_D
Confinado Asw ACI- 318	-130000	-0,813	0,0004020	0,0010650	0,0006630	0,0149149	0,0007419	0,0074116	0,0223266	1,50	0,0120	0,81	1,85
	-115000	-0,719	0,0003828	0,0011766	0,0007938	0,0142015	0,0008883	0,0088746	0,0230761	1,62	0,0120	0,85	1,92
	-95000	-0,594	0,0003492	0,0013772	0,0010279	0,0129572	0,0011503	0,0114917	0,0244488	1,89	0,0120	0,93	2,03
	-80000	-0,500	0,0003267	0,0015810	0,0012543	0,0121220	0,0014036	0,0140223	0,0261444	2,16	0,0120	0,99	2,17
	-65000	-0,406	0,0002835	0,0018721	0,0015886	0,0105169	0,0017777	0,0177599	0,0282767	2,69	0,0120	1,14	2,35
	-50000	-0,313	0,0002613	0,0021975	0,0019363	0,0096936	0,0021667	0,0216461	0,0313397	3,23	0,0120	1,24	2,60
	-35000	-0,219	0,0002031	0,0021146	0,0019115	0,0075351	0,0021390	0,0213699	0,0289050	3,84	0,0120	1,60	2,40
	-20000	-0,125	0,0001450	0,0019041	0,0017591	0,0053796	0,0019685	0,0196661	0,0250457	4,66	0,0120	2,24	2,08
	-15700	-0,098	0,0003125	0,0014609	0,0011484	0,0115933	0,0012850	0,0128381	0,0244314	2,11	0,0120	1,04	2,03
	-9415	-0,059	0,0003114	0,0014146	0,0011032	0,0115532	0,0012345	0,0123334	0,0238866	2,07	0,0120	1,04	1,98

Tabela 24 – Ganho de ductilidade para diferentes valores de força normal de compressão atuante, Seção 1.

$\Delta\mu_c$ - Ganho de ductilidade			
N (kN)	Asw NBR6118/ Não- Conf.	Asw ACI-318/ Não- Conf.	Asw ACI-318/ Asw NBR6118
-130000	25,43%	20,67%	-4,76%
-115000	30,39%	30,65%	0,26%
-95000	39,13%	43,10%	3,97%
-80000	40,55%	50,53%	9,98%
-65000	48,60%	65,35%	16,75%
-50000	50,24%	64,03%	13,79%
-35000	47,27%	61,68%	14,41%
-20000	18,42%	35,05%	16,64%
-15700	4,23%	9,78%	5,55%
-9415	5,33%	9,05%	3,71%

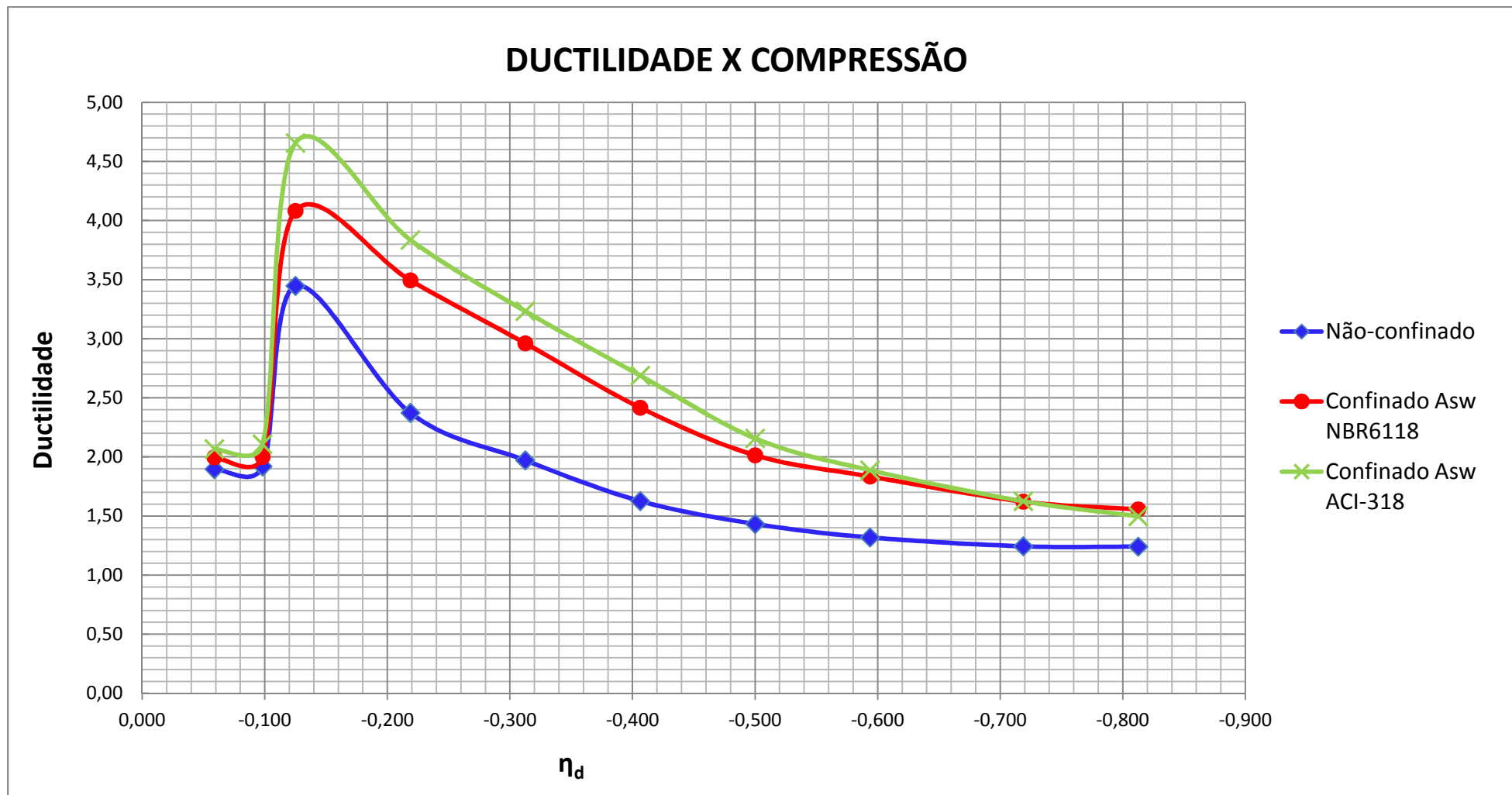


Figura 51 – Ductilidade x Compressão.

6.6 Efeitos de 2ª ordem

De acordo com as prescrições da CALTRANS (2006), deve ser feita uma análise $P-\Delta$ não linear, com exceção dos casos onde os deslocamentos laterais satisfaçam aos limites impostos pela Equação (6-16). Δ_r é o desaprumo relativo entre o ponto de inflexão e o ponto de formação da rótula plástica, calculado através da Equação (6-17) e P_{dl} é a força axial referente às cargas permanentes em serviço (vide Figura 52).

$$P_{dl} \times \Delta_r \leq 0,20 \times M_p^{col} \quad (6-16)$$

$$\Delta_r = \Delta_D - \Delta_S \quad (6-17)$$

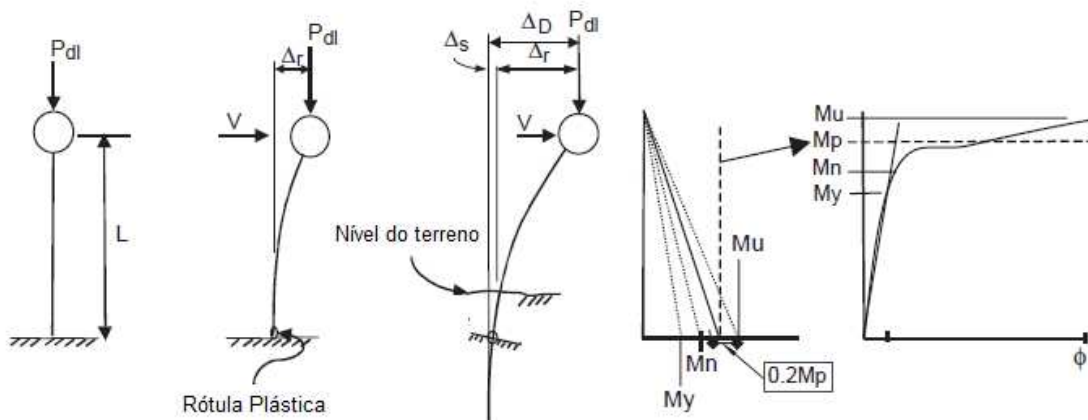


Figura 52 – Parâmetros para definição de dispensa de consideração de efeitos de segunda ordem (CALTRANS, 2006).

Para a ponte do estudo de caso temos os seguintes valores:

$$P_{dl} = 11681 \text{ kN}$$

$$\Delta_D = 0,0264 \text{ m}$$

$$\Delta_s = 0,0010 \text{ m}$$

$$\Delta_r = 0,0254 \text{ m}$$

$$11681 \text{ kN} \times 0,0254 \text{ m} = 297 \text{ kNm} \leq 0,20 \times 95641 \text{ kNm} = 19128 \text{ kNm}$$

Desta forma, fica dispensada a análise de segunda ordem.

6.7 Análise *Pushover* automatizada

A análise *pushover* automatizada foi executada com o auxílio do programa SAP2000 (2014). Foram utilizados os gráficos de momento-curvatura obtidos e apresentados no item anterior para a definição das rótulas plásticas de momento, para as situações de esforço normal de compressão máximo (15700kN) e mínimo (9415kN) obtidos após a análise por espectro de resposta. A análise foi realizada para a seção de pilar definida no projeto de 80x800cm, chamada de Seção 1.

Foram efetuadas análises *pushover* para quatro casos de modelagem:

- 5) Modelo Tridimensional com estacas com comprimento real e molas simulando a presença do terreno (vide Figura 53);
- 6) Modelo Tridimensional com estacas engastadas. O engaste foi atribuído na seção onde os momentos zeravam no modelo de estacas com molas (vide Figura 54);
- 7) Modelo Plano com massa concentrada no topo representando a massa do tabuleiro, estacas com comprimento real e molas simulando a presença do terreno (vide Figura 55);
- 8) Modelo Plano com massa concentrada no topo representando a massa do tabuleiro e com estacas engastadas. O engaste foi atribuído na seção onde os momentos eram nulos no modelo de estacas com molas (vide Figura 56);

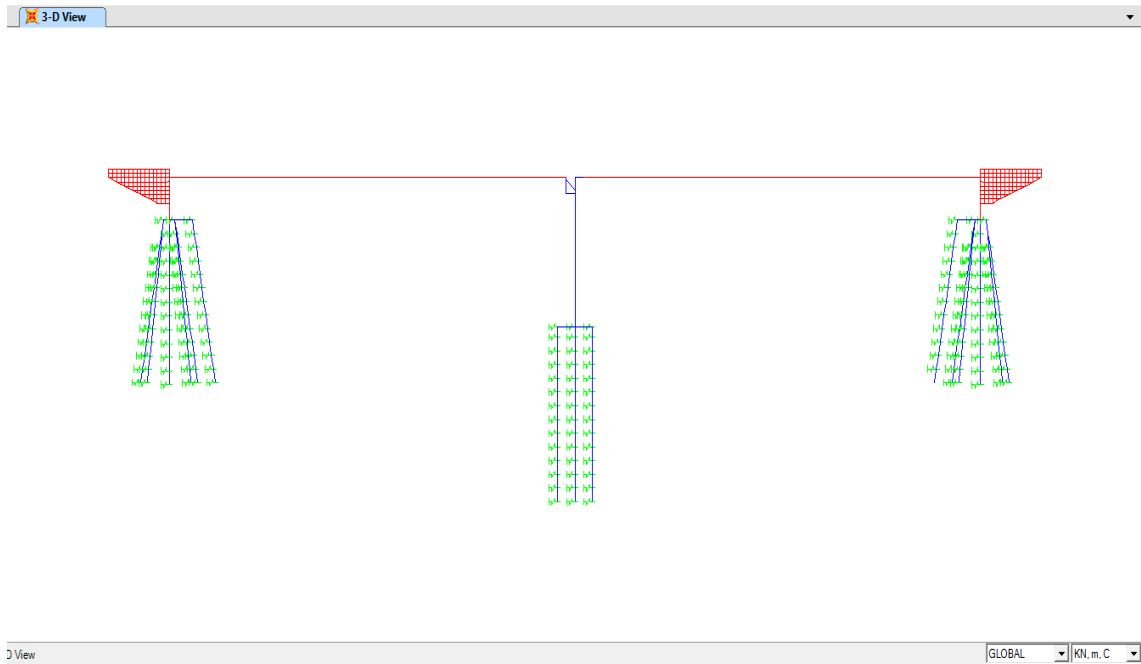


Figura 53 – Modelo Tridimensional com estacas com comprimento real e molas simulando a presença do terreno, SAP2000 (2014).

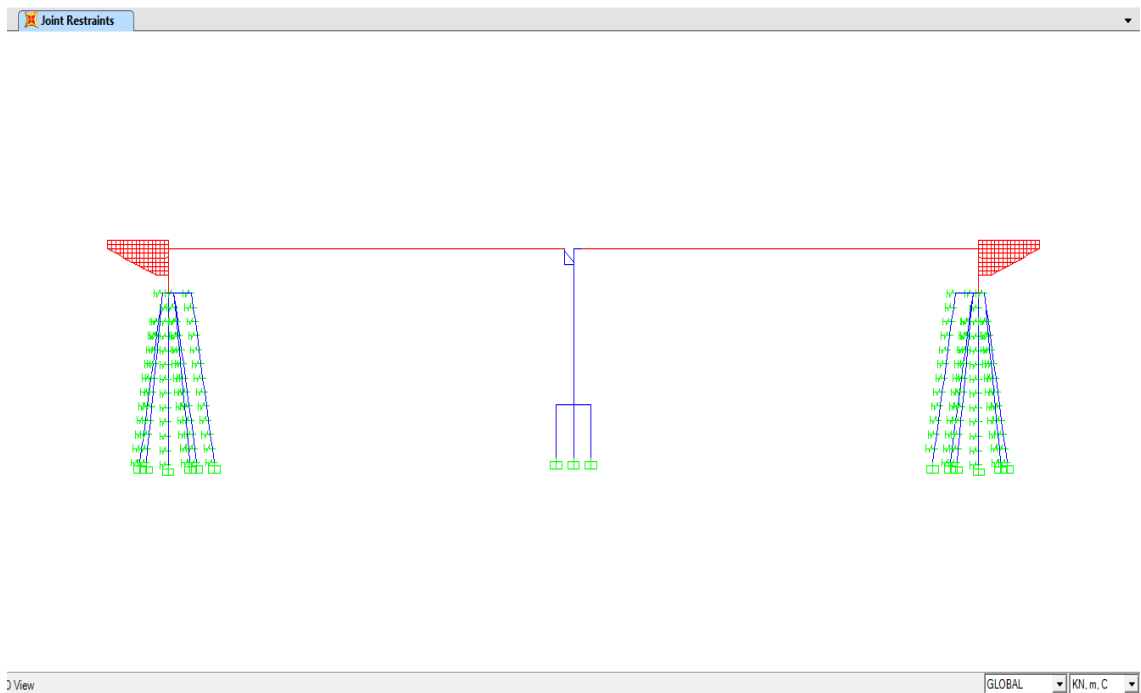


Figura 54 – Modelo Tridimensional com estacas engastadas, SAP2000 (2014).

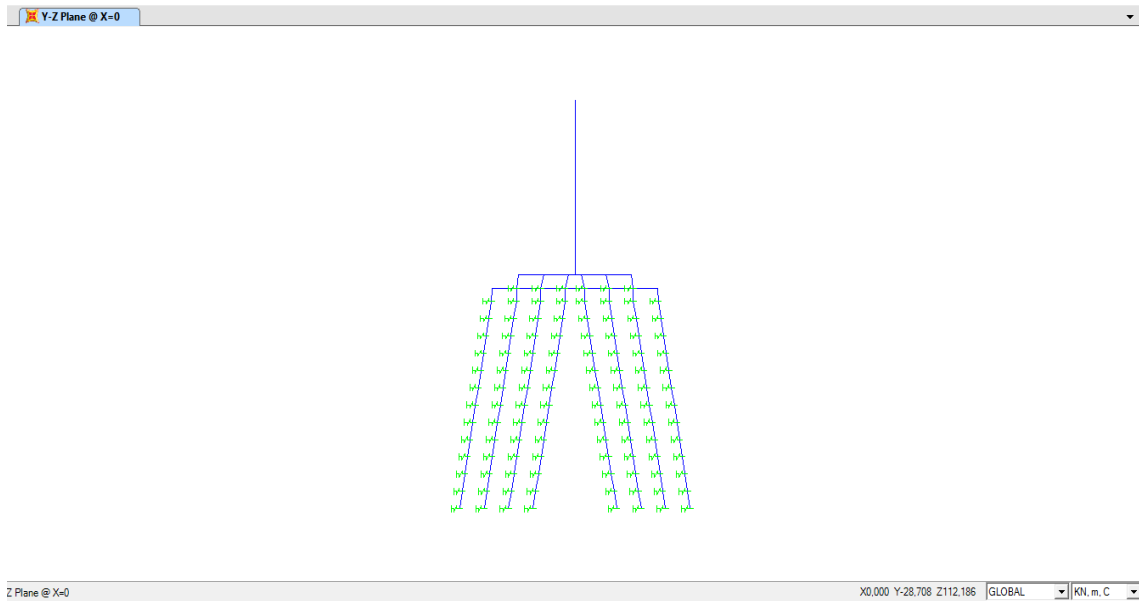


Figura 55 – Modelo Plano com massa concentrada no topo representando a massa do tabuleiro, estacas com comprimento real e molas simulando a presença do terreno, SAP2000 (2014).

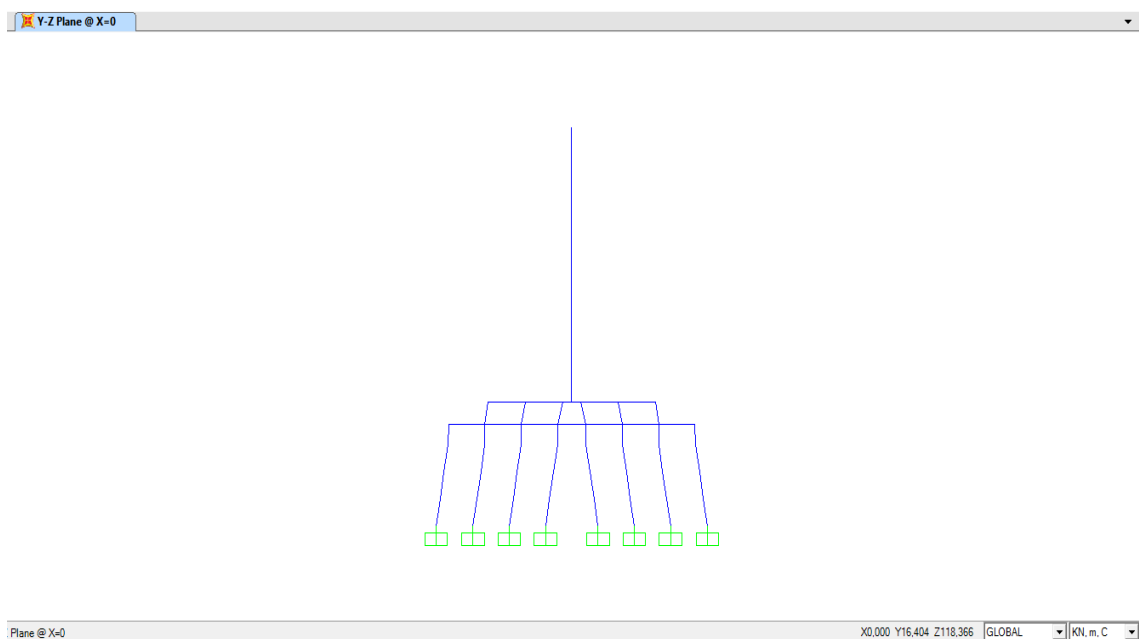


Figura 56 – Modelo Plano com massa concentrada no topo representando a massa do tabuleiro e com estacas engastadas, SAP2000 (2014).

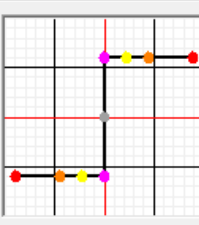
Uma imagem da tela de definição da rótula plástica de momento no SAP2000 (2014) pode ser visualizada na Figura 57. O caso de carga do *pushover* foi criado a partir da tela de comando mostrada na Figura 58, como análise estática não linear. Os efeitos de 2ª ordem (análise $P-\Delta$) não foram considerados visto que de acordo com as prescrições da CALTRANS (2006), o efeito de 2ª ordem nesta análise pode ser desprezado (vide Seção 6.6). O SAP2000 (2014) recomenda que seja aplicada uma aceleração unitária na direção onde se deseja avaliar a capacidade de deslocamento da estrutura caso o tipo de análise seja por controle de deslocamentos. O deslocamento alvo a ser atingido foi obtido conforme as prescrições do EUROCODE 8 (2005), que foram descritas na Seção 3.4. O deslocamento no centro de massa do tabuleiro resultante da análise de espectro de resposta encontrado foi de 0,0345 metros. A Figura 59 mostra a tela de definição do deslocamento alvo.

Frame Hinge Property Data for FH1 - Moment M2

Edit

Displacement Control Parameters

Point	Moment/SF	Curvature/SF
E-	-1	-3,97
D-	-1	-2
C-	-1	-1
B-	-1	0
A	0	0
B	1,	0,
C	1,	1,
D	1,	2,
E	1,	3,97



Symmetric

Load Carrying Capacity Beyond Point E

Drops To Zero

Is Extrapolated

Scaling for Moment and Curvature

	Positive	Negative
<input type="checkbox"/> Use Yield Moment Moment SF	103559,	
<input type="checkbox"/> Use Yield Curvature Curvature (Steel Objects Only)	4,015E-04	

Acceptance Criteria (Plastic Curvature/SF)

	Positive	Negative
<input checked="" type="checkbox"/> Immediate Occupancy	3,000E-03	
<input checked="" type="checkbox"/> Life Safety	0,012	
<input checked="" type="checkbox"/> Collapse Prevention	0,015	

Show Acceptance Criteria on Plot

Type

Moment - Rotation

Moment - Curvature

Hinge Length

Relative Length

Hysteresis Type And Parameters

Hysteresis Type

No Parameters Are Required For This Hysteresis Type

Figura 57 – Definição das propriedades da rótula plástica para o caso de concreto não confinado e força normal de compressão de 9415kN, SAP2000 (2014).

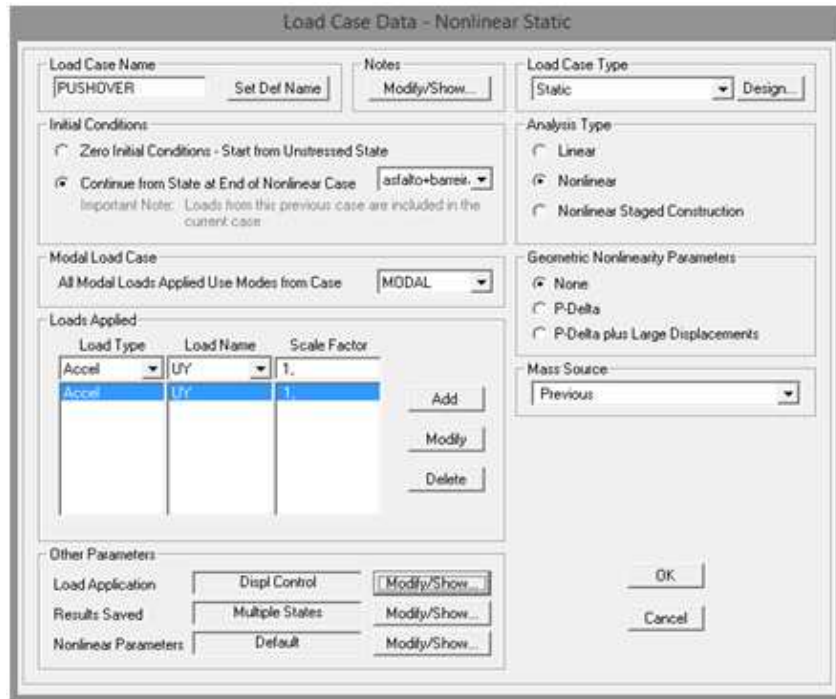


Figura 58 – Definição do caso de carga *pushover* para a análise estática não-linear, SAP2000 (2014).

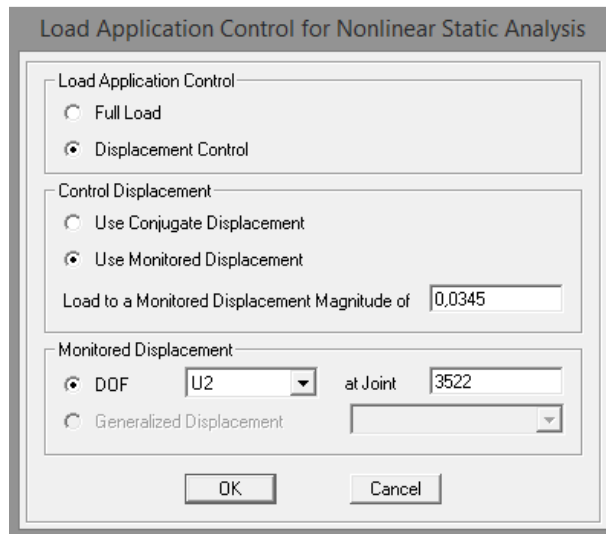


Figura 59 – Definição do deslocamento alvo a ser atingido, SAP2000 (2014).

Na Figura 60 são apresentadas imagens da formação inicial da rótula plástica e na ruptura, respectivamente no modelo tridimensional com estacas com comprimento real e molas simulando a presença do terreno. Na Figura 61 são apresentadas imagens

da formação inicial da rótula plástica e na ruptura, respectivamente do modelo tridimensional com estacas engastadas.

Na Figura 62 são apresentadas imagens da formação inicial da rótula plástica e na ruptura, respectivamente do modelo plano, com massa concentrada no topo representando a massa do tabuleiro, estacas com comprimento real e molas simulando a presença do terreno. Na Figura 63 são apresentadas imagens da formação inicial da rótula plástica e na ruptura, respectivamente do modelo plano, com massa concentrada no topo representando a massa do tabuleiro e estacas engastadas.

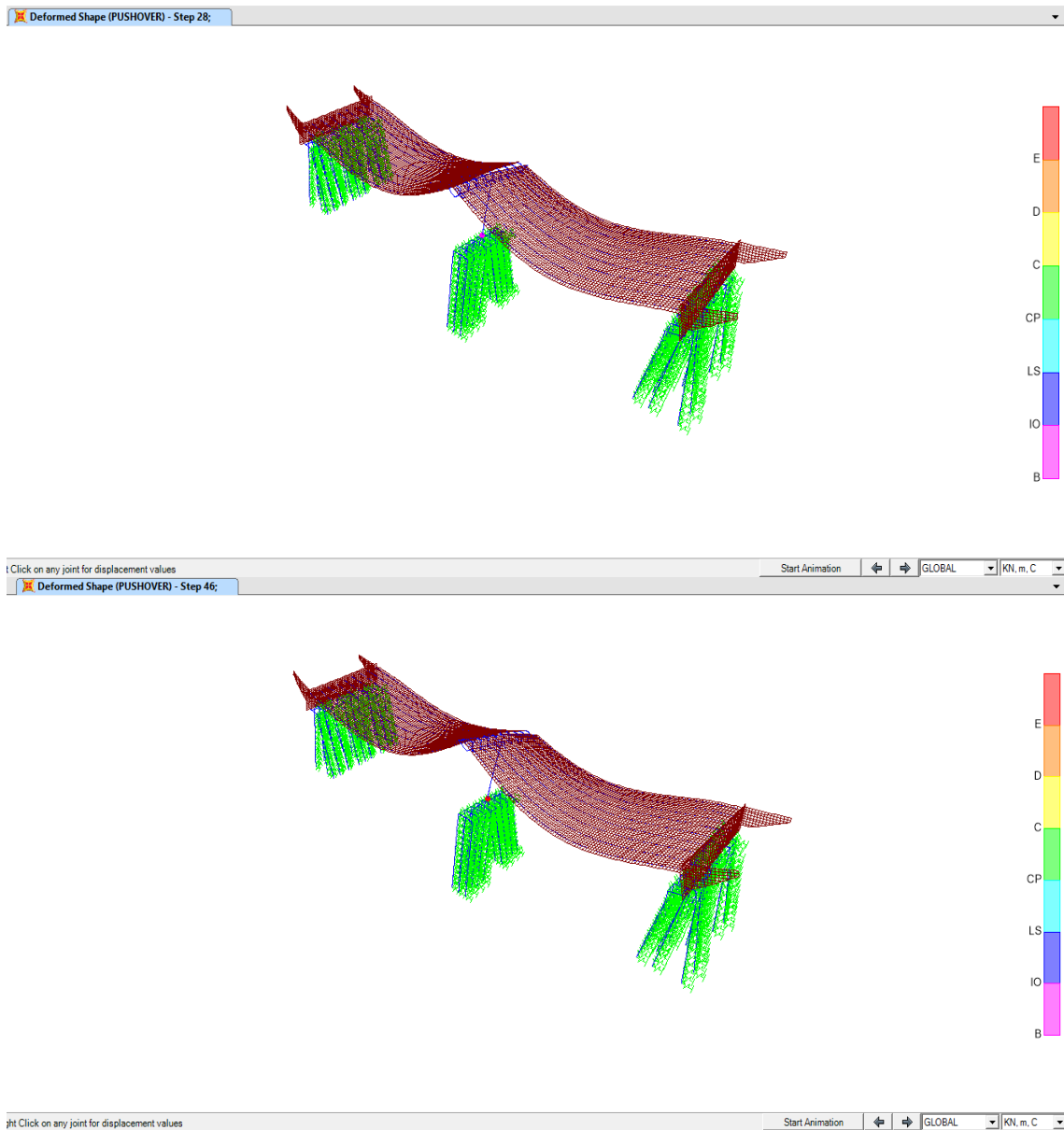


Figura 60 – Deformada do modelo no início de formação de rótula plástica (rótula de cor magenta) e plastificação (rótula de cor vermelha), modelo tridimensional com estacas com comprimento real e molas simulando a presença do terreno, SAP2000 (2014).

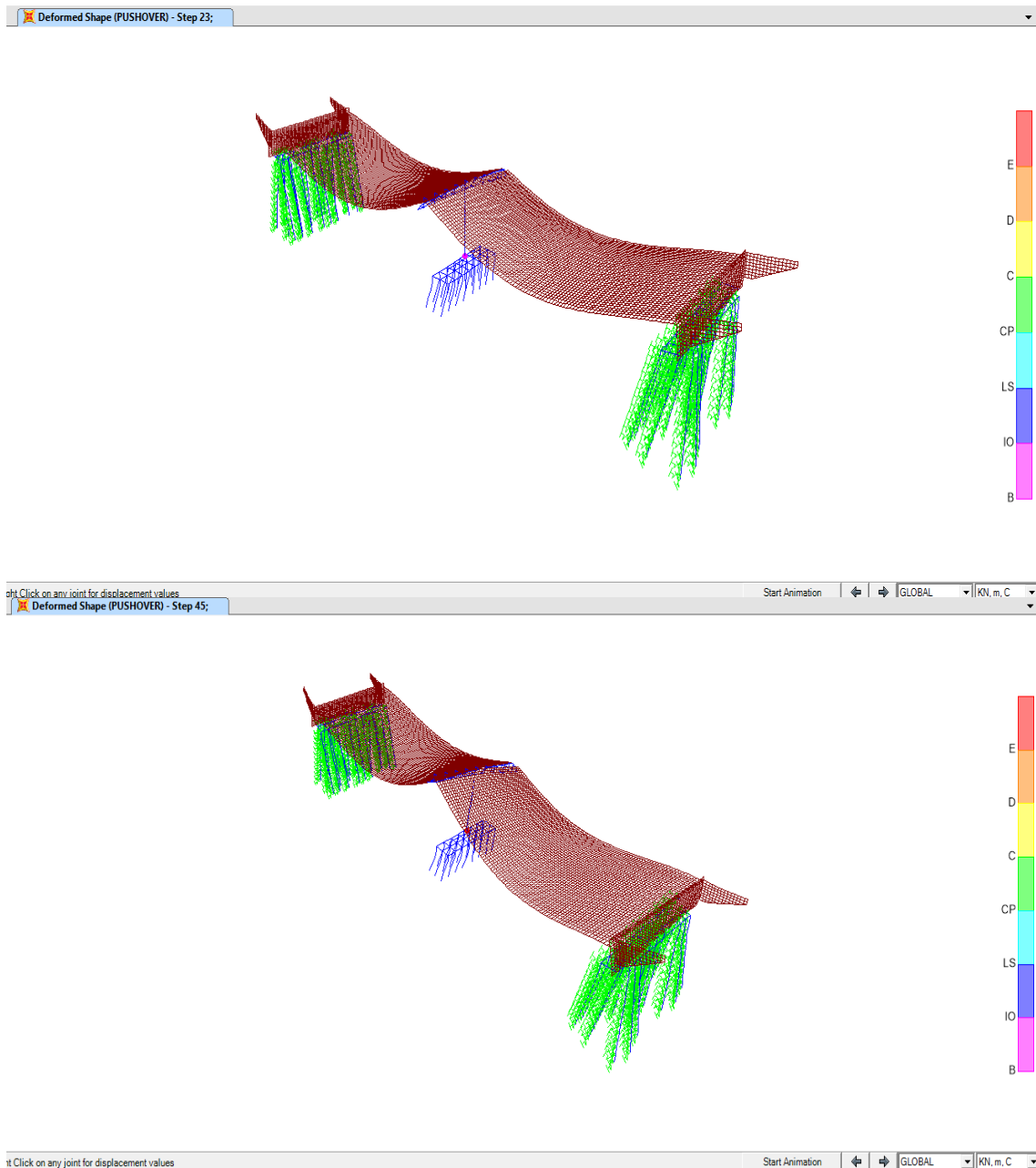
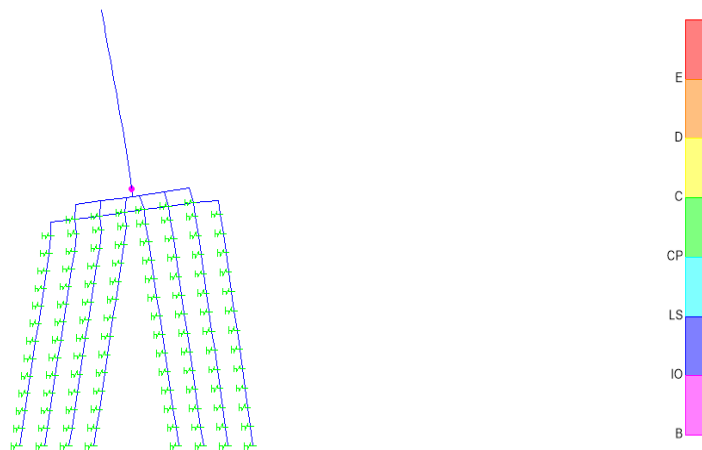


Figura 61 – Deformada do modelo no início de formação de rótula plástica (rótula de cor magenta) e plastificação (rótula de cor vermelha), modelo tridimensional com estacas engastadas, SAP2000 (2014).

Deformed Shape (PUSHOVER) - Step 28;



Click on any joint for displacement values

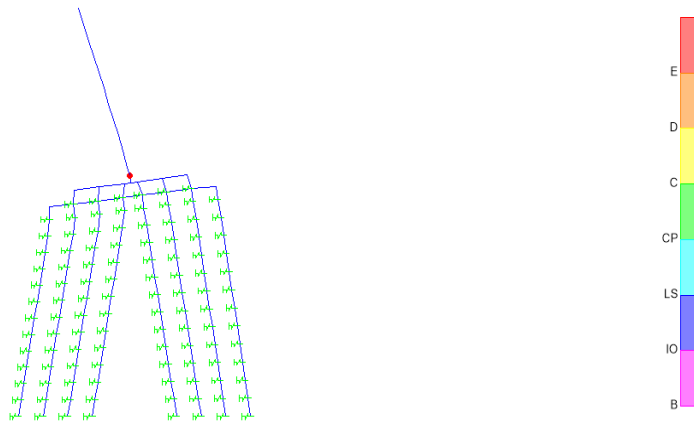
Start Animation



GLOBAL

KN, m, C

Deformed Shape (PUSHOVER) - Step 45;



Click on any joint for displacement values

Start Animation



GLOBAL

KN, m, C

Figura 62 – Deformada do modelo no início de formação de rótula plástica (rótula de cor magenta) e plastificação (rótula de cor vermelha), modelo plano com estacas com comprimento real e molas simulando a presença do terreno, SAP2000 (2014).

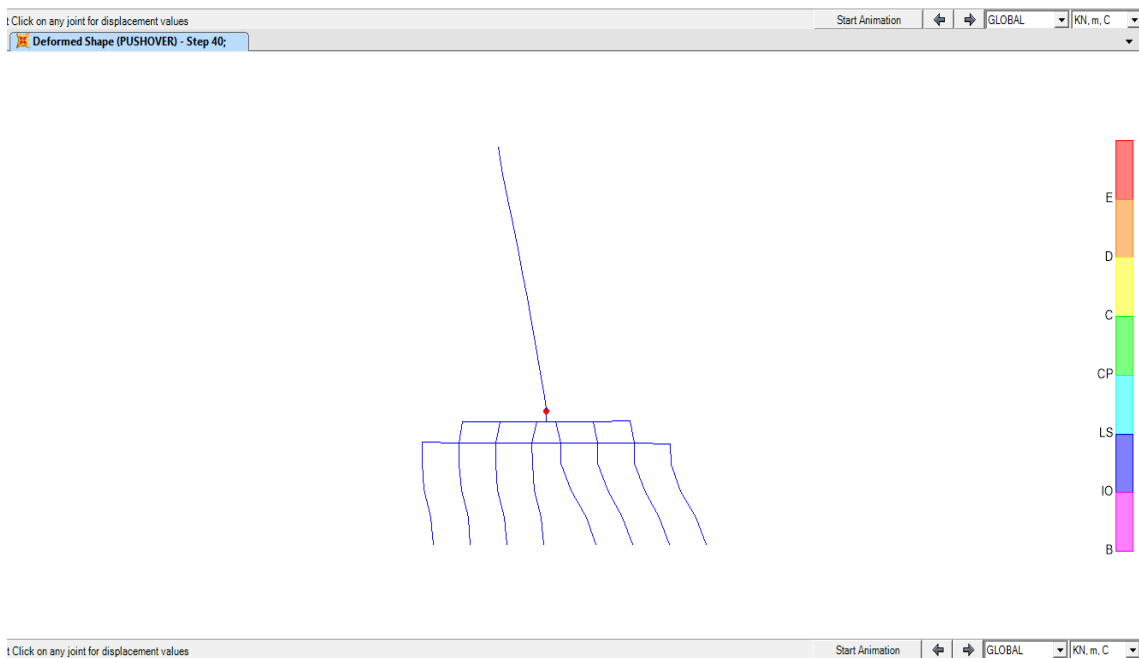
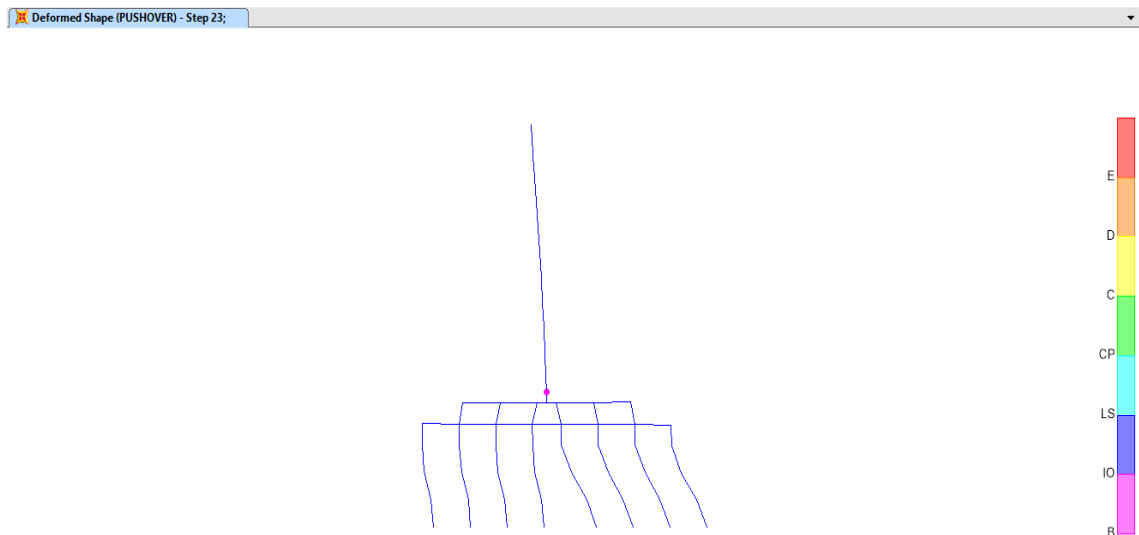


Figura 63 – Deformada do modelo no início de formação de rótula plástica (rótula de cor magenta) e plastificação (rótula de cor vermelha), modelo plano com estacas engastadas, SAP2000 (2014).

Os resultados de deslocamento e capacidade de ductilidade podem ser verificados na Tabela 25.

Tabela 25 – Ductilidade e deslocamentos no pilar obtidos através da análise *pushover* automatizada no SAP2000 (2014).

Modelo com Molas Tridimensional						
	N_d (kN)	η_d	Δy^{col} (m)	Δp (m)	Δc (m)	μ_c
Não-confinado	-15700	-0,098	0,013765	0,023735	0,037500	2,72
	-9415	-0,059	0,0148973	0,019513	0,034410	2,31
Confinado Asw NBR6118	-15700	-0,098	0,012456	0,024754	0,037210	2,99
	-9415	-0,059	0,012242	0,021618	0,033860	2,77
Confinado Asw ACI-318	-15700	-0,098	0,011593	0,027287	0,038880	3,35
	-9415	-0,059	0,011553	0,022027	0,033580	2,91
Modelo com Molas Plano						
	N_d (kN)	η_d	Δy^{col} (m)	Δp (m)	Δc (m)	μ_c
Não-confinado	-15700	-0,098	0,013765	0,023395	0,037160	2,70
	-9415	-0,059	0,014897	0,019313	0,034210	2,30
Confinado Asw NBR6118	-15700	-0,098	0,012456	0,024454	0,036910	2,96
	-9415	-0,059	0,012242	0,021328	0,033570	2,74
Confinado Asw ACI-318	-15700	-0,098	0,011593	0,027627	0,039220	3,38
	-9415	-0,059	0,011553	0,021737	0,033290	2,88
Modelo Engastado Tridimensional						
	N_d (kN)	η_d	Δy^{col} (m)	Δp (m)	Δc (m)	μ_c
Não-confinado	-15700	-0,098	0,013765	0,020495	0,034260	2,49
	-9415	-0,059	0,014897	0,016753	0,031650	2,12
Confinado Asw NBR6118	-15700	-0,098	0,012456	0,021414	0,033870	2,72
	-9415	-0,059	0,012242	0,018818	0,031060	2,54
Confinado Asw ACI-318	-15700	-0,098	0,011593	0,024197	0,035790	3,09
	-9415	-0,059	0,011553	0,019147	0,030700	2,66
Modelo Engastado Plano						
	N_d (kN)	η_d	Δy^{col} (m)	Δp (m)	Δc (m)	μ_c
Não-confinado	-15700	-0,098	0,013765	0,019505	0,033270	2,42
	-9415	-0,059	0,014897	0,015833	0,030730	2,06
Confinado Asw NBR6118	-15700	-0,098	0,012456	0,020554	0,033010	2,65
	-9415	-0,059	0,012242	0,017768	0,030010	2,45
Confinado Asw ACI-318	-15700	-0,098	0,011593	0,023077	0,034670	2,99
	-9415	-0,059	0,011553	0,018367	0,029920	2,59

7 Análise de resultados

Analisando os diagramas momento-curvatura e valores de ductilidade de capacidade obtidos, tanto para concreto não confinado quanto para confinado com detalhamento de armadura transversal da norma brasileira (NBR6118, 2014) e da ACI-318 (2011), é notório que conforme a forma normal de compressão atuante no pilar aumenta existe um aumento de ductilidade e a partir de certos valores de força de compressão (valores de $\eta \leq -0,13$) a ductilidade decai. Para valores de força de compressão próximos a ruptura ($\eta \leq -0,6$) a ductilidade torna-se muito reduzida.

Percebe-se também que para valores de $-0,1 \geq \eta \geq -0,5$ existe um crescimento considerável na ductilidade ao se levar em conta os efeitos do confinamento do concreto. E quanto mais confinado o concreto, maior sua ductilidade. Porém para valores de $\eta < -0,5$, acrescer a armadura transversal não resulta em acréscimo de ductilidade. Para valores de força de compressão muito pequenos $\eta > -0,1$, acrescer a armadura transversal resulta em acréscimo pequeno de ductilidade.

Observando-se os gráficos de momento-curvatura percebe-se que com o acréscimo de armadura transversal a queda de resistência é dada de forma menos abrupta, indicando acréscimo de ductilidade.

Pelos resultados de capacidade de ductilidade obtidos conclui-se que desprezar os efeitos do confinamento do concreto é por demasiado conservador. Os valores de ductilidade obtidos considerando tais efeitos são superiores aos valores obtidos desprezando os efeitos do confinamento.

Após a realização de análise estática não linear *pushover*, percebe-se que, para os 4 tipos de modelo em que a análise foi efetuada (modelo tridimensional com estacas com comprimento real e molas simulando a presença do terreno, modelo tridimensional com estacas engastadas, modelo plano com estacas de comprimento real e molas simulando a presença do terreno e modelo plano com estacas engastadas), o comportamento de aumento de ductilidade com o acréscimo de armadura transversal e confinamento se repetiu.

Também se percebe que a ductilidade aumenta conforme o grau de sofisticação de representação das fundações no modelo estrutural também aumenta. O modelo plano com estacas engastadas fornece a menor ductilidade, que por sua vez, se torna mais elevada ao se considerar o comprimento total das estacas e também ao simular a presença do terreno com molas em um outro modelo. Porém também é notório que os modelos planos em ambos os casos apresentaram resultados de ductilidade muito próximos aos obtidos pelos modelos tridimensionais. O que mostra que o modelo plano representa bem o conjunto da ponte no caso de realização de análise *pushover*.

8 Conclusões

Neste trabalho foi realizada a análise e verificação de desempenho sísmico de um pilar de ponte hipoteticamente localizada no Equador, região conhecida por apresentar risco sísmico acentuado. O objetivo principal foi obter a ductilidade deste pilar para diferentes casos de esforço de compressão e diferentes seções a partir do método baseado em deslocamentos e posteriormente verificar estes resultados a partir de uma análise estática não linear *pushover*.

Para os diversos casos analisados, foram feitas comparações dos resultados através de gráficos e planilhas. Também foi executada uma análise automatizada *pushover*, para avaliação dos resultados obtidos através do método baseado em deslocamentos, visto que a análise *pushover* apresenta resultados mais próximos do comportamento real da ponte. As conclusões após a execução dessas análises e verificações serão discutidas a seguir.

A partir dos gráficos de momento-curvatura percebe-se que com o acréscimo de armadura transversal a queda de resistência é dada de forma menos abrupta, confirmando que a ductilidade do pilar está aumentando. Isto é extremamente positivo em um projeto de ponte sujeita a ações sísmicas, pois o pilar ganha maior capacidade de deformação plástica, evitando ruína frágil para maiores curvaturas e ampliando a possibilidade de eventual recuperação da estrutura, sujeita a cargas extremas como a carga de sismo.

Ao se levar em conta os efeitos do confinamento do concreto, a ductilidade obtida a partir dos gráficos de momento-curvatura cresce para determinados valores de força de compressão. Para alguns valores de força normal de compressão (força normal adimensional superior a 0,5), a ductilidade calculada ao se desconsiderar os efeitos do confinamento do concreto atingiu valores inferiores a 1,5. Pode-se concluir, portanto, que determinar a capacidade de deformação em um pilar de ponte sem levar em conta a influência do confinamento do concreto pode ser por demasiado conservador e conseqüentemente antieconômico.

Também se pode concluir que para pilares muito pouco comprimidos o ganho de capacidade de ductilidade ao crescer a armadura transversal é muito pequeno. Para pilares submetidos a altas forças de compressão o ganho de capacidade de ductilidade ao crescer a armadura transversal é praticamente nulo. Porém pra pilares com $-0,1 \geq \eta \geq -0,5$ o ganho de capacidade de ductilidade ao garantir um confinamento eficiente pode chegar a valores superiores a 60%. Conclui-se, portanto, que ao projetar uma ponte é possível calcular a quantidade e disposição de pilares de forma que o ganho de ductilidade seja maior ao se crescer a armadura transversal, obtendo-se desta forma um projeto otimizado quanto ao carregamento sísmico.

Percebe-se também que o coeficiente de modificação de resposta sugerido para pilares de pontes pela AASHTO (2010) para dimensionamento por forças é coerente. A norma sugere utilizar um coeficiente de 1,5 e foi percebido ao se executar a verificação por deslocamentos que a ductilidade do pilar pode chegar a ser superior a 4 para determinados casos de esforço de compressão. Porém, para casos de compressão próximos à ruptura, a ductilidade chega a valores próximos a 1,5. Portanto, pode-se concluir que o valor sugerido pela norma pode ser considerado preciso para casos onde não é feita a verificação de deslocamentos.

Ao realizar a análise *pushover* automatizada foram obtidos valores de deslocamento e de ductilidade superiores aos obtidos com a verificação aproximada da CALTRANS (2006). Portanto, neste caso, os valores obtidos com a verificação aproximada de deslocamentos são conservadores e podem ser utilizados, conforme inclusive é recomendado pela própria CALTRANS (2006) para este tipo de ponte que foi analisada (reta e simétrica). Percebe-se que os resultados obtidos com a análise plana e com estacas engastadas apresentam valores de ductilidade mais conservadores e inclusive mais próximos aos obtidos pela análise aproximada da CALTRANS (2006). Os resultados mostram-se coerentes visto que o modelo da CALTRANS (2006) é plano e admite engastamento nas fundações.

Também se conclui que no caso de realização de análise estática não linear *pushover* representar a partir de um modelo estrutural plano com massa concentrada no topo resulta em valores de ductilidade bem próximos aos obtidos em modelo tridimensional. Portanto o modelo plano representa de forma satisfatória o comportamento da ponte no que tange a capacidade de ductilidade obtida através de análise *pushover*. Também se percebe que a ductilidade aumenta conforme o grau de sofisticação de representação das fundações no modelo estrutural aumenta.

Vale ressaltar que quando a ponte possui grandes assimetrias e curvas, a CALTRANS (2006), a AASHTO (2009) e o EUROCODE 8 (2005) sugerem que seja feita a análise automatizada estática *pushover* para a obtenção de deslocamentos, visto que os resultados obtidos podem ser bem diferentes dos obtidos pela análise aproximada de deslocamentos. Portanto para trabalhos futuros sugere-se repetir o processo feito neste trabalho para pontes curvas e assimétricas.

9 Referências

AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIALS (AASHTO), *AASHTO Guide Specifications for LRFD Seismic Bridge Design*. Washington DC: AASHTO, 2009.

AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIALS (AASHTO), *AASHTO LRFD Bridge Design Specifications*. Washington DC: AASHTO, 2010.

AMERICAN CONCRETE INSTITUTE (ACI), *ACI-318-14: Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary*, EUA: ACI, 2014.

APPLIED TECHNOLOGY COUNCIL (ATC), *ATC-40: Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings, Volume 1*, California Seismic Safety Commission, Califórnia: Novembro de 1996.

AMERICAN SOCIETY OF CIVIL ENGINEERS (ASCE, 2000), *FEMA-356: Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings*, Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C.: Novembro de 2000.

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-6118: Projeto de estruturas de concreto – Procedimento*. Rio de Janeiro: ABNT, 2014.

CALIFORNIA DEPARTMENT OF TRANSPORTATION (CALTRANS), *CALTRANS Seismic Design Criteria*. California: CALTRANS, 2006.

CALIFORNIA DEPARTMENT OF TRANSPORTATION (CALTRANS), *CALTRANS Seismic Hazard Map*. California: CALTRANS, 1996.

CHOPRA, ANIL K., *Dynamics of Structures, Theory and Applications to Earthquake Engineering*, 4th ed., California: Pearson- Prentice Hall, 2012.

CSI COMPUTERS & STRUCTURES, INC., *SAP2000, Integrated Software for Structural Analysis & Design, Version 16*. CSI Inc, Berkeley, California, USA, 2014.

EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION, *Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance - Part 2: Bridges*. Bruxelles: CEN, 2005.

GUIA DO ESTUDANTE, *Placas tectônicas e seus movimentos*. Disponível em <<http://guiadoestudante.abril.com.br/vestibular-enem/placas-tectonicas-seus-movimentos>>. Acesso em: 06 abr. 2014, 14:45:00.

MANDER, J.B.; PRIESTLEY, M. J. N., *Theoretical Stress-Strain Model for Confined Concrete*. *Journal of Structural Engineering*, v.114, n°8, pp. 1804-1826, 1988.

NOVAK, M., ABOUL-ELLA, F., *PILAY, A Computer Program for Calculation of Stiffness and Damping of Piles in Layered Media, System Analysis Control and Design Activity (SACDA)*, Versão 4, The University of Western Ontario, London, Canada, 1994.

OBSERVATÓRIO SISMOLÓGICO DA UNB (OBSIS), *Estrutura interna da terra*. Disponível em <<http://www.obsis.unb.br>>. Acesso em: 06 abr. 2014, 15:30:00.

PRIESTLEY, M. J. N., SEIBLE, F., CALVI, G. M., *Seismic Design and Retrofit of Bridges*. 1st ed., New York: John Wiley & Sons, Inc, 1996.

PRIESTLEY, M. J. N., CALVI, G. M., KOWALSKY, M. J., *Displacement-Based Seismic Design of Structures*. 1st ed., Pavia: IUSS Press, 2007.

SOUZA JR., P. J., *Análise de Pórticos de Concreto Armado em Condições Sísmicas Considerando o Modelo de Mander*, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Escola Politécnica, Programa de Projeto de Estruturas, Rio de Janeiro, 2012.

SOUZA LIMA, S. e SANTOS, S. H.C., *Análise Dinâmica das Estruturas*. 1^a ed. Rio de Janeiro: Ciência Moderna, 2008.

SOUZA LIMA, S. e SANTOS, S. H.C., *Notas de Aula da Disciplina de Análise Sísmica*. Mestrado Profissional PPE, UFRJ, 2012.

SUCUOĞLU, H.; AKKAR, S, *Basic Earthquake Engineering from Seismology to Analysis and Design*. 1st Edition, Springer, 2014.