

Análise e Avaliação de Desempenho Sísmico de Pontes Utilizando Métodos Baseados em Deslocamentos

Rachel Wysard Soares¹

Silvio de Souza Lima²

Sergio Hampshire de Carvalho Santos³

Resumo

A ocorrência de terremotos no Brasil não pode completamente ser descartada. Sismos podem ocorrer em regiões intraplaca e apesar de serem geralmente de menor magnitude, fatores geológicos e geotécnicos de amplificação podem torná-los catastróficos. Além da possibilidade real de terremotos afetarem estruturas no Brasil, a crescente globalização aumenta a possibilidade de engenheiros estruturais brasileiros enfrentarem a necessidade de projetar e verificar estruturas em zonas de risco sísmico, como é o caso de muitas regiões da América do Sul e América Central. O projeto estrutural sob carregamento sísmico foi durante muitos anos realizado com base nos chamados métodos de forças para considerar os efeitos de dissipação de energia e comportamento elastoplástico. No entanto, os métodos baseados em deslocamentos atualmente estão sendo usados para projetar estruturas considerando o comportamento elastoplástico real. Estes métodos utilizam relações momento-curvatura para determinar a capacidade de ductilidade dos elementos estruturais, que é a capacidade do elemento se deformar plasticamente antes de entrar em colapso. Este artigo tem por objetivo analisar e avaliar o desempenho sísmico de pontes usando métodos baseados em deslocamentos. Para este fim, é realizada a modelagem e a análise de uma ponte localizada no Equador, e posteriormente é feita uma verificação da capacidade de ductilidade para vários casos de carga axial e situações de confinamento de concreto. Em seguida, é realizada uma análise *pushover* e os resultados obtidos são analisados.

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

1 Introdução

O Brasil está localizado na região central da placa tectônica Sul-Americana e, portanto, em uma região considerada geologicamente estável em relação à ocorrência de terremotos, pois esta ocorrência é mais frequente em regiões de encontro de placas. No entanto, a ocorrência de terremotos nas regiões centrais das placas tectônicas não pode ser descartada. Estações sísmicas distribuídas pelo território brasileiro já registraram terremotos de pequena a média magnitude. Dependendo da localização do foco desses terremotos, de sua profundidade e das condições geológicas e geotécnicas locais, os terremotos podem sofrer grande amplificação e tornarem-se catastróficos. Além da possibilidade da ocorrência de sismos no Brasil não poder ser descartada, a crescente globalização faz com que

engenheiros brasileiros necessitem projetar estruturas localizadas em regiões de alta sismicidade, como muitas regiões da América Latina e da América Central. Portanto, a cada dia, cresce a necessidade dos engenheiros brasileiros compreenderem melhor o comportamento de estruturas quando submetidas à ação sísmica e como dimensionar corretamente tais estruturas.

É notório que dimensionar uma estrutura submetida à ação sísmica para apresentar comportamento elástico é inviável economicamente. Para se considerar no dimensionamento os efeitos do comportamento elastoplástico, é comum o uso de coeficientes de redução nos chamados métodos baseados em força. Nesses métodos são aplicados esses coeficientes para reduzir as tensões e deformações obtidas após a análise elástica da estrutura considerando o carregamento sísmico. No entanto, utilizar métodos baseados no desempenho

1 M. Sc., Programa de Projeto em Estruturas, Escola Politécnica da UFRJ. rachelwysard@gmail.com

2 Professor Associado, D. Sc., Escola Politécnica da UFRJ. sdesouzalima@gmail.com

3 Professor Titular, D. Sc., Escola Politécnica da UFRJ. sergiohamsphire@gmail.com

da estrutura é uma tendência atual. São também conhecidos como métodos baseados em deslocamentos, e utilizam relações momento-curvatura para determinar a capacidade de ductilidade dos elementos estruturais. Essa pode ser entendida como a capacidade de deformação plástica do elemento antes do seu colapso global. A capacidade de ductilidade pode ser definida por meio de métodos aproximados ou através de uma análise estática não linear pushover.

Este trabalho resume parte da Dissertação de Mestrado da primeira autora (SOARES, 2015), orientada pelos outros dois autores.

2 Sistemas Elastoplásticos

As acelerações impostas a uma estrutura por um terremoto podem ser de grande intensidade, causando tensões e deformações significativas nas estruturas. Portanto, projetar uma estrutura para suportar de maneira elástica o carregamento sísmico pode resultar em estruturas excessivamente robustas e consequentemente inviabilizar o projeto economicamente. É então conveniente considerar o comportamento elastoplástico dessas estruturas. No entanto, o dano deve ser previsto, ou seja, deve-se projetar a estrutura para que os pontos de plastificação ocorram em regiões que permitam a execução de reparos posteriores e também de forma a evitar o colapso e a instabilidade global da estrutura.

A equação de movimento para sistemas elastoplásticos pode ser expressa por:

$$\ddot{u} + 2\zeta\omega_n \dot{u} + \omega_n^2 u_y \frac{f_s(u)}{f_y} = -\ddot{u}_g(t) \quad (1)$$

Para uma dada aceleração de base é desejável avaliar o deslocamento máximo de um sistema elastoplástico, e compará-lo com o deslocamento de pico u_0 causado por uma força excitadora f_0 no sistema linear correspondente, conforme esquematizado na Figura 1. Esse sistema deve ter a mesma rigidez do sistema elastoplástico, mesma massa, mesmo amortecimento e frequência quando submetido a pequenas vibrações.

A força de escoamento normalizada \bar{f}_y de um sistema elastoplástico pode ser representada pela Equação (2). De forma alternativa, f_y pode ser relacionada a f_0 por meio do coeficiente R_y , conforme mostra a Equação (3). Se um sistema tiver coeficiente R_y superior à unidade, isso significa que a força de escoamento é inferior à força de resistência mínima necessária para o sistema permanecer em regime elástico durante o movimento da base.

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

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

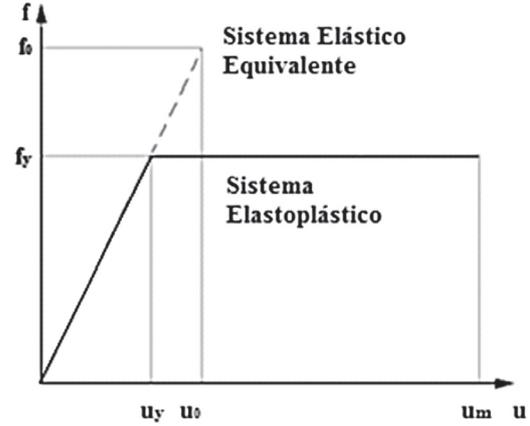


Figura 1 – Sistema elástico correspondente para uma dada força excitadora.

O deslocamento absoluto de pico do sistema elastoplástico para uma dada aceleração de base pode ser normalizado em relação ao deslocamento no início do escoamento u_y . Essa razão adimensional é denominada de fator de ductilidade μ , e pode ser escrita na forma da Equação (4). Em sistemas que se deformam inelasticamente esse fator é maior que um, e representa a demanda de ductilidade requerida a um sistema elastoplástico submetido a uma aceleração de base. É a capacidade de ductilidade, que é a condição de um sistema estrutural se deformar plasticamente. Ela deve ser superior à demanda de ductilidade imposta pelo sismo. A Equação (5) mostra a relação entre a deformação de pico u_m e a deformação do sistema linear elástico correspondente u_0 .

$$\mu = \frac{u_m}{u_y} \quad (4)$$

$$\frac{u_m}{u_0} = \frac{\mu}{R_y} \quad (4)$$

De acordo com a região do espectro (Figura 2), para períodos superiores a T_f , que define a região de um dado espectro sensível a deslocamentos, a deformação u_m de um sistema elastoplástico independe do fator R_y e é essencialmente igual à deformação do sistema linear elástico correspondente, u_0 . Isso ocorre porque, para uma massa relativamente grande, o sistema

é consideravelmente flexível e a massa permanece estacionária enquanto a base se movimenta. Portanto, a deformação de pico é igual ao deslocamento de base para qualquer valor de R_y .

Para sistemas com períodos localizados na região do espectro sensível a velocidades, u_m pode ser maior ou menor que u_o . Portanto a demanda de ductilidade μ pode ser superior ou inferior a R_y . Para sistemas localizados na região do espectro sensível a acelerações, u_m é maior que u_o . Portanto, de acordo com a Equação (5), a demanda de ductilidade pode ser significativamente superior ao fator R_y . Pode-se concluir que, para sistemas de períodos pequenos, a demanda de ductilidade pode ser grande mesmo se a resistência do sistema for suficiente para que ele permaneça em regime elástico (CHOPRA, 2012).

Confinamento do concreto

Ao se projetar pilares de pontes submetidos à ação sísmica, deve-se garantir que possuam ductilidade suficiente para evitar o colapso global da estrutura, e permitir redistribuição de solicitações e dissipação de energia. Vários estudos mostram que o confinamento eficiente do concreto comprimido a partir de armadura transversal adequada não só previne flambagem das armaduras longitudinais como a ruptura por cisalhamento, fornecendo acréscimo na resistência e na

ductilidade, conforme apresentado na Figura 3. Em MANDER e PRIESTLEY (1988), é proposto um método baseado em energia para determinar a relação tensão-deformação específica resistente de seções de concreto considerando os efeitos do confinamento.

O Programa CAPIBA desenvolvido por SOUZA JR. (2012) baseia-se nesse método para determinar o diagrama momento-curvatura e tensão-deformação específica de um elemento considerando os efeitos do confinamento do concreto, e é utilizado no estudo de caso apresentado no item 5.

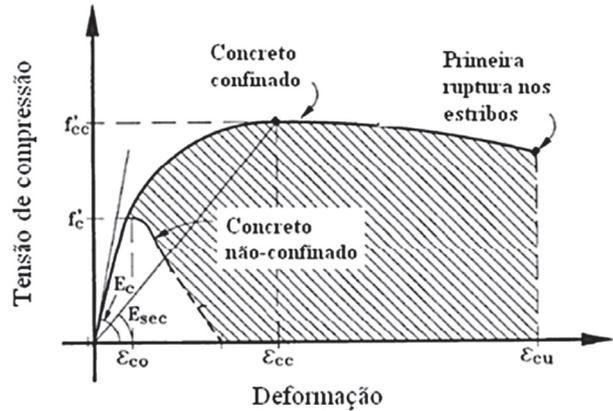


Figura 3 – Diagrama tensão-deformação específica considerando o confinamento do concreto, MANDER EPRIESTLEY (1988).

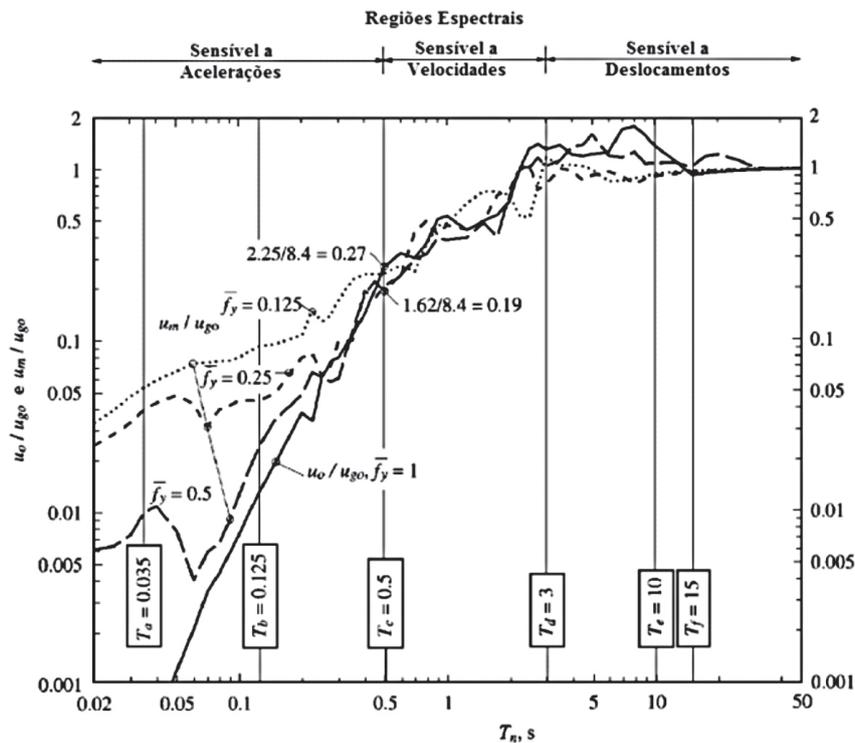


Figura 2 – Demanda de ductilidade para sistema elastoplástico quando submetido à aceleração de base do terremoto El Centro (CHOPRA, 2012).

3 Métodos de dimensionamento sísmico baseados em forças

Os métodos de dimensionamento chamados de “baseados em forças” são os métodos tradicionais de dimensionamento sísmico, recomendados pela maioria das normas, como, por exemplo, a NBR 15421 (2006), a AASHTO (2010) e o EUROCODE 8 (2005). Nesses métodos é realizada a análise da estrutura considerando que as características mecânicas do modelo estrutural são elásticas e não variam durante a análise. As solicitações obtidas são correspondentes à estrutura respondendo elasticamente à ação sísmica. O comportamento elastoplástico do material é introduzido por meio de um fator ou coeficiente, que reduz as solicitações obtidas. As normas, como, por exemplo, a NBR15421 (2006), definem, além desses fatores, coeficientes de amplificação de deslocamentos, mostrando a crescente preocupação com a limitação de deslocamentos em estruturas submetidas a cargas sísmicas.

4 Métodos de dimensionamento sísmico baseados em deslocamentos

Os métodos de dimensionamento sísmico denominados de “baseados em deslocamentos” 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, correspondente a certo nível de desempenho esperado.

Esse 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. Considera-se que estes métodos cobrirão algumas lacunas deixadas pelos métodos de dimensionamento baseados em forças. Por exemplo, a hipótese de distribuição das solicitações segundo a rigidez elástica dos pilares, adotada juntamente com a de que todos os pilares entram em escoamento simultaneamente, são consideradas como 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 força 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.

4.1 CALTRANS (2006)

A CALTRANS (2006) é uma especificação técnica baseada em deslocamentos, que considera a elasto-plasticidade a partir do parâmetro μ_D , denominado de demanda alvo de deslocamento e ductilidade para cada tipo de elemento estrutural. O μ_D alvo é comparado com os valores de μ_C de cada elemento da ponte e assim é possível avaliar o seu desempenho. Para determinar a demanda de deslocamentos, a CALTRANS (2006) define que a análise seja realizada considerando a rigidez efetiva, ou seja, com redução na rigidez das peças de concreto para se levar em conta a não linearidade do material e os consequentes efeitos da fissuração. A capacidade de deslocamento de um elemento estrutural é obtida a partir do cálculo de sua capacidade de rotação, ou seja, é baseada nos seus diagramas momento-curvatura. Esses diagramas podem ser considerados por meio de um diagrama idealizado, compensando-se as áreas, conforme mostra a Figura 4.

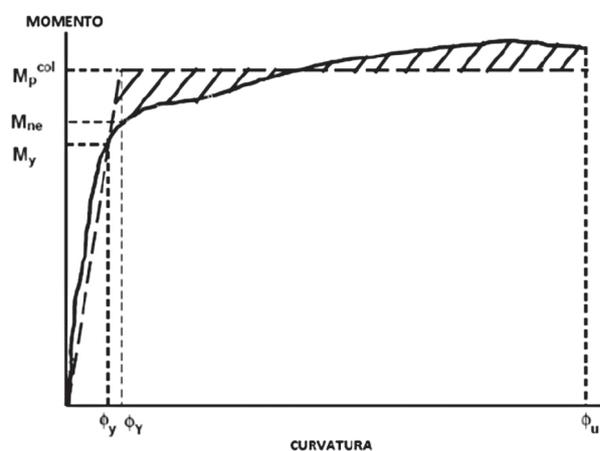


Figura 4 – Diagrama momento-curvatura idealizado, CALTRANS (2006).

Para colunas fixas em uma extremidade, conforme pode ser visto na Figura 5, são utilizadas as Equações (6) a (10) para se determinar a capacidade de rotação e de deslocamento. L é a distância do ponto de momento máximo ao ponto de inflexão, L_p é o comprimento da rótula, determinado pela Equação (11), 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 $M - \phi$ idealizado, ϕ_p é a capacidade de curvatura plástica, ϕ_u é a curvatura máxima retirada do diagrama momento-curvatura idealizado e ϕ_p é a capacidade de rotação plástica.

$$\Delta_c = \Delta_y^{col} + \Delta_p \quad (6)$$

$$\Delta_y^{col} = L/3 \times \phi_y \quad (7)$$

$$\Delta_p = \theta_p \times (L - L_p / 2) \quad (8)$$

$$\theta_p = L_p \times \phi_p \quad (9)$$

$$\phi_p = \phi_u - \phi_y \quad (10)$$

$$L_p = 0,08L + 0,022f_y \phi_b \geq 0,044f_y \phi_b \quad (\text{mm, MPa}) \quad (11)$$

A capacidade de deslocamento do elemento μ_c é determinada, então, pela Equação (12). A demanda de deslocamento do elemento μ_d é determinada pela Equação (13), onde Δ_D é o deslocamento máximo atingido pelo membro quando submetido ao sismo.

$$\mu_c = \frac{\Delta_c}{\Delta_y^{col}} \quad (12)$$

$$\mu_d = \frac{\Delta_D}{\Delta_y^{col}} \quad (13)$$

4.2 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 a energia necessária.

Com uma análise estática não linear *pushover* é possível o cálculo explícito da ductilidade da estrutura e a definição de estados de deformação diretamente relacionados com os danos nos vários elementos. A análise é realizada submetendo a estrutura a forças que crescem em pequenos incrementos até que é atingido um valor de deslocamento limite, o deslocamento de pico. A Figura 6 ilustra um prédio submetido a uma análise *pushover*. A análise deve ser não linear para considerar os efeitos da elastoplasticidade durante o processo. O modelo estrutural não linear permite a formação de rótulas plásticas em membros dúcteis. Após a definição da lei de comportamento e a posição das rótulas plásticas, a análise estática de carregamento incremental pode ser conduzida, conforme mostra a Equação (14) (SUCUOĞLU *et. al.* AKKAR, 2014).

$$f_i = \alpha_i f_n ; \quad \alpha_i = 0,1; 0,2; 0,3 \dots \quad (14)$$

5 Estudo de Caso

No estudo de caso apresentado neste artigo, foi realizada a modelagem em elementos finitos, a análise

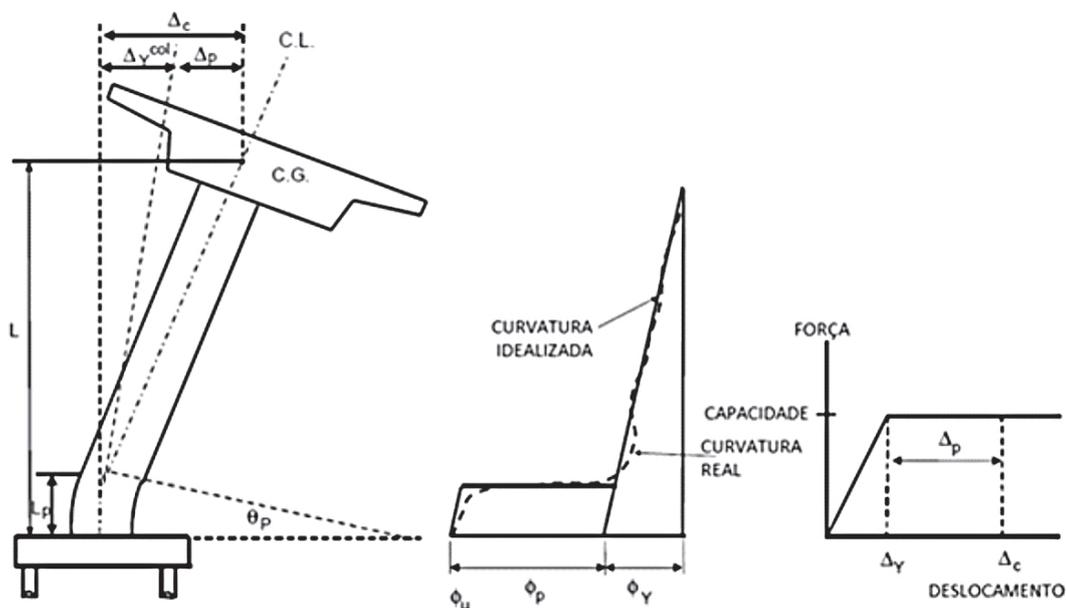


Figura 5 – Coluna fixa somente na base, CALTRANS (2006).

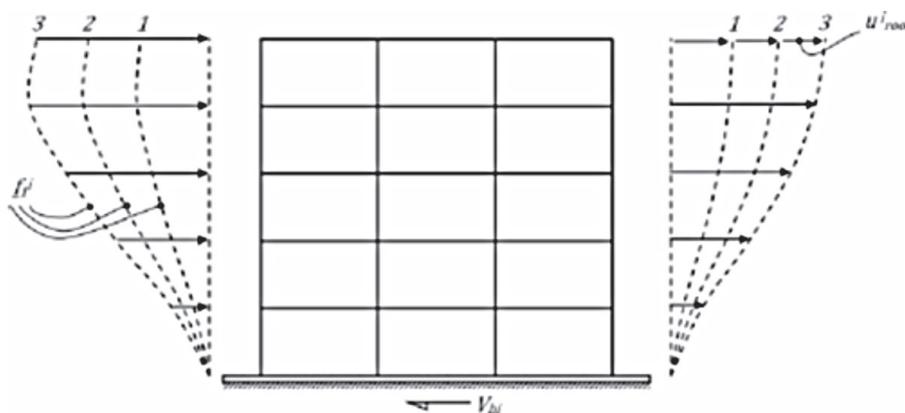


Figura 6 – Análise *pushover* em edifício, SUCUOĞLU e AKKAR (2014).

e o dimensionamento de uma ponte idealizada localizada no Equador, seguindo as prescrições da AASHTO (2010). Posteriormente, foram calculadas a capacidade e demanda de deslocamento do pilar central seguindo as prescrições da CALTRANS (2006). A modelagem e análise da ponte foram feitas com o programa de elementos finitos SAP2000 (2014). Os diagramas momento-curvatura foram obtidos com o programa CAPIBA, desenvolvido por SOUZA JR. (2012).

A capacidade e demanda de ductilidade foram calculadas para os seguintes casos

1) Três situações de confinamento:

- Não-Confinado
- Considerando o confinamento, para o detalhamento de armadura transversal prescrito pela NBR 6118 (2014) – detalhamento usual
- Considerando o confinamento, para o detalhamento de armadura transversal prescrito pela ACI318 (2014) – detalhamento especial.

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

- Forças normais de compressão obtidas através da envoltória máxima e mínima dos carregamentos, 15700 kN e 9915 kN, respectivamente, e 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 efetuadas análises *pushover* para os seguintes casos

- 1) Modelo tridimensional com estacas com comprimento real e molas simulando a presença do terreno
- 2) Modelo tridimensional com estacas engastadas

- 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.

5.1 Descrição do projeto e informações adicionais

A ponte utilizada como estudo de caso nesse trabalho localiza-se hipoteticamente no Equador. Tem dois vãos com 35,2 m cada, 1 encontro em cada extremidade e 1 pilar-parede central. O tabuleiro de 16,56 m de largura em cada um dos vãos é composto por 9 longarinas de concreto protendido conectadas à laje. Cada extremidade da ponte tem um encontro em concreto armado. A fundação é composta por estacas raiz. O pilar central em concreto armado possui 8 m de largura e 80 cm de espessura. As Figuras 7, 8 e 9 mostram, respectivamente, uma vista longitudinal, uma em planta e uma vista transversal da região do pilar central.

5.2 Modelagem em elementos finitos

A modelagem tridimensional da ponte e a análise sísmica foram executadas com o programa SAP2000 (2014). Os encontros e o tabuleiro são 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. A Figura 10 mostra uma vista tridimensional do modelo.

O método de análise utilizado foi o multimodal elástico, visto que a ponte possui regularidade geométrica, de distribuição de massa e de rigidez. O número de modos incluídos na análise atende aos seguintes critérios: no mínimo três vezes o número de vãos do modelo e de forma a mobilizar ao menos 90 % da massa total da estrutura.

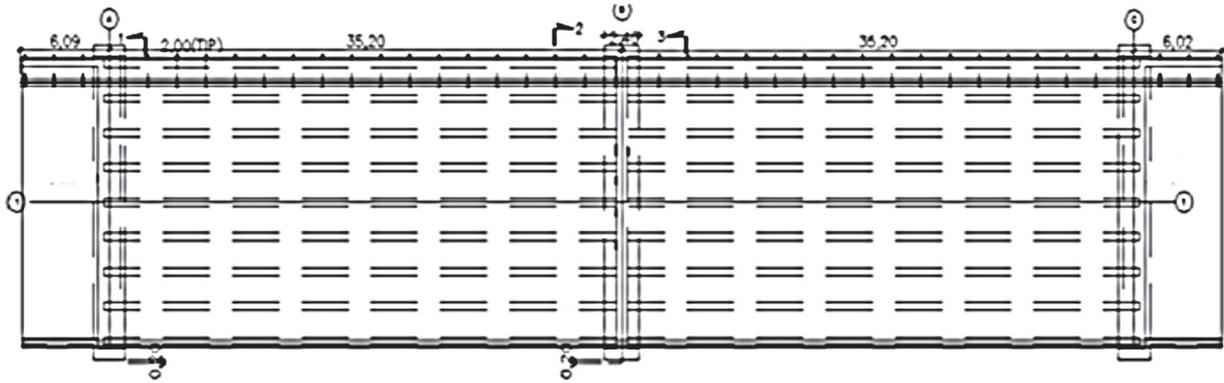


Figura 7 – Planta da ponte do estudo de caso.

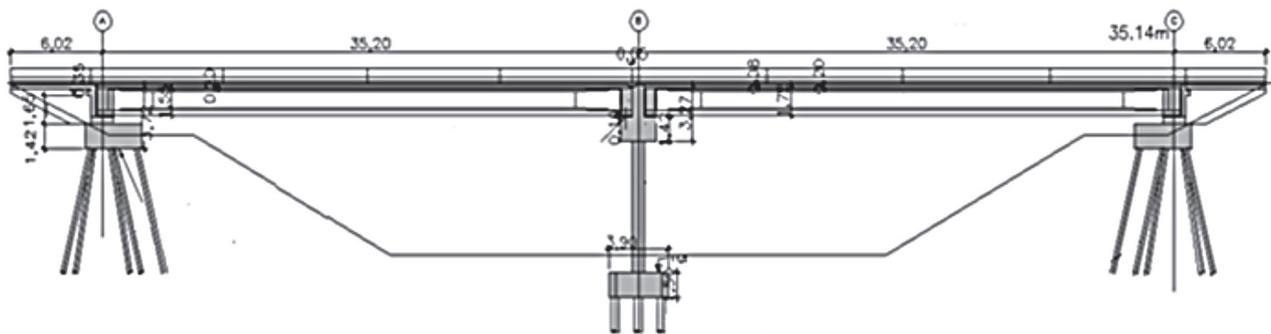


Figura 8 – Vista longitudinal da ponte do estudo de caso.

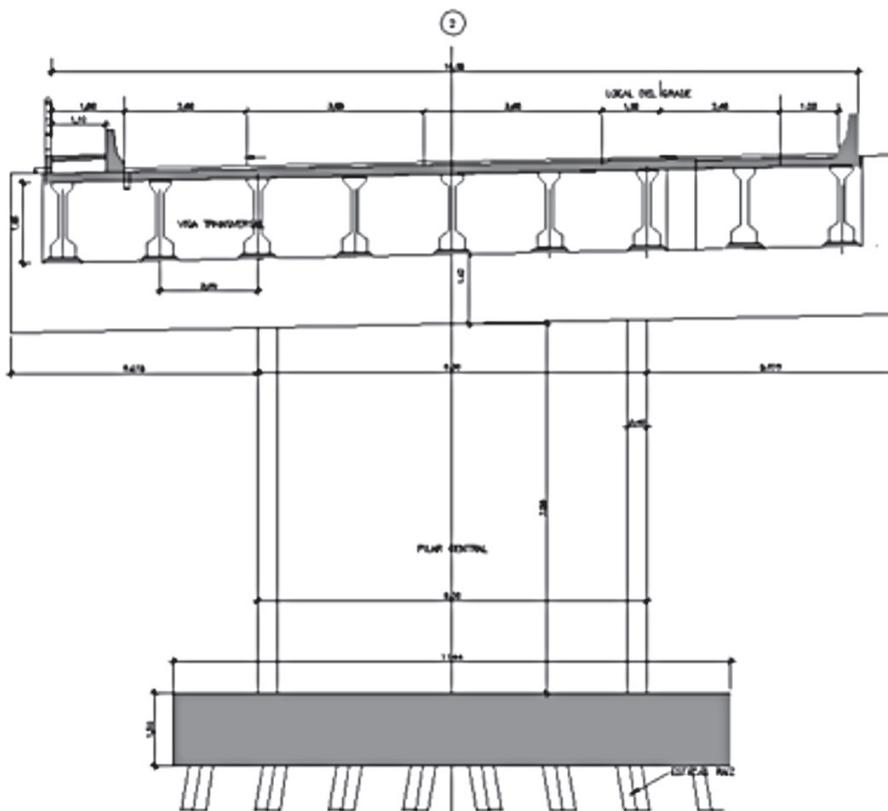


Figura 9 – Vista transversal da ponte do estudo de caso.

As solicitações e deslocamentos são obtidos combinando-se a resposta dos modos por meio do critério CQC (*Complete Quadratic Combination*). A combinação dos sismos em cada direção (transversal e longitudinal) foi realizada 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.

O espectro de projeto utilizado foi o da AASHTO (2010), mostrado na Figura 11. A recomendação da AASHTO é a da consideração de terremotos com 7% de probabilidade de serem excedidos em 75 anos, ou seja, com período de recorrência de 1000 anos. Foram obtidos, em mapas sísmicos locais, os valores para S_s (coeficiente de aceleração espectral para período de 0,2s), S_l (coeficiente de aceleração espectral para período de 1s) e PGA mostrados a seguir.

De acordo com informações sobre o terreno local, o subsolo foi classificado como rígido, Classe D. Os valores de F_a , F_v , e F_{PGA} obtidos nas tabelas da AASHTO (2010) são apresentados a seguir. Para consideração dos efeitos elastoplásticos, a AASHTO (2010) recomenda utilizar o coeficiente de modificação de resposta de 1,5 para pilares-parede de classe operacional crítica.

$$PGA = 0,3g$$

$$S_s = 0,725$$

$$S_l = 0,255$$

$$F_a = 1,22$$

$$F_v = 1,89$$

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

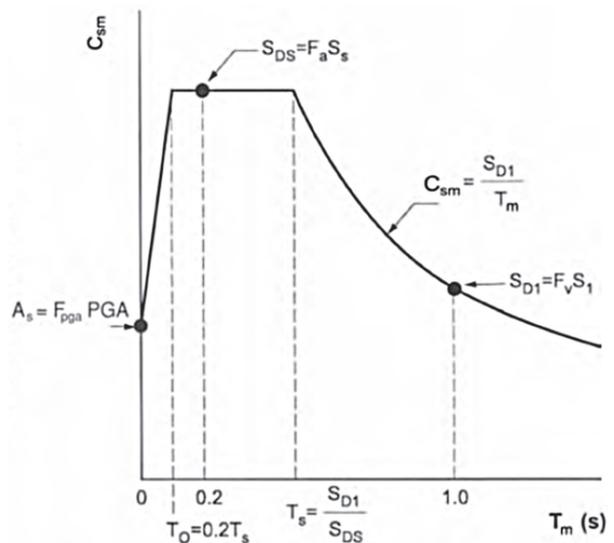


Figura11 – Espectro de projeto elástico, $\zeta = 5\%$, AASHTO (2010).

5.3 Dimensionamento do pilar central

A resistência característica considerado concreto do pilar central é de $f_{ck} = 35$ MPa. As cargas combinadas segundo as prescrições da AASHTO (2010) para combinações excepcionais de terremoto (*Extreme Event I*) são as seguintes:

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

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

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

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

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

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

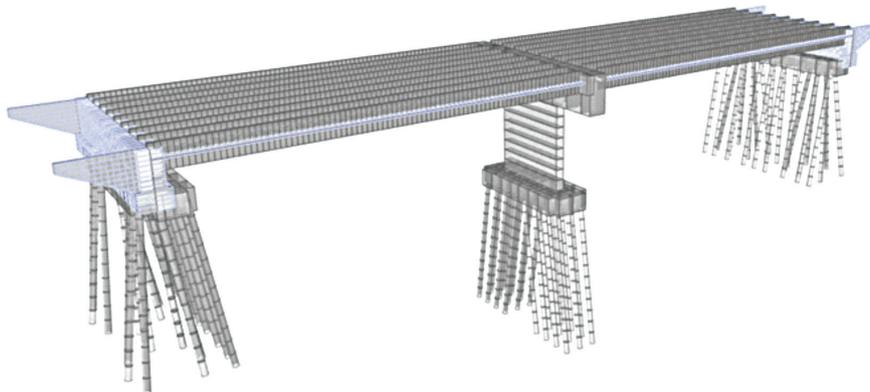


Figura10 – Vista tridimensional do modelo da Ponte.

A Tabela 1 apresenta o resumo das armaduras adotadas para o pilar central. A armadura transversal foi determinada por dois critérios, a fim de determinar a influência do nível de armadura transversal e também do conseqüente confinamento na capacidade de ductilidade do pilar. O primeiro critério adotado foi o da NBR6118 (2014), que é o de um detalhamento usual. O segundo foi o da ACI-318 (2014), que é um detalhamento especial para estruturas submetidas a carregamento sísmico.

Tabela1 – Resumo de armaduras do pilar central.

Seção transversal 80 cm x 800 cm	
Armadura Longitudinal	Φ 25 mm c 15cm Nas duas faces
Armadura Transversal NBR6118-detalhamento usual	Φ 6,3 mm c 20 cm Estribo de 8 pernas
Armadura Transversal ACI-318-detalhamento especial	Φ 10 mm c 12,5 cm Estribo de 10 pernas

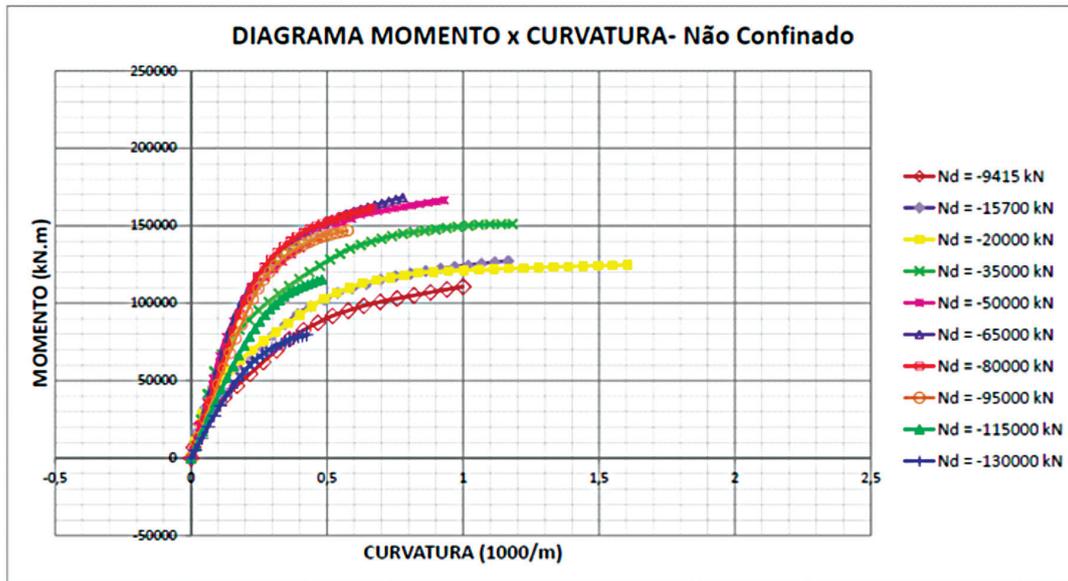


Figura12 – Diagramas Momento-Curvatura obtidos no programa CAPIBA desconsiderando os efeitos do confinamento do concreto.

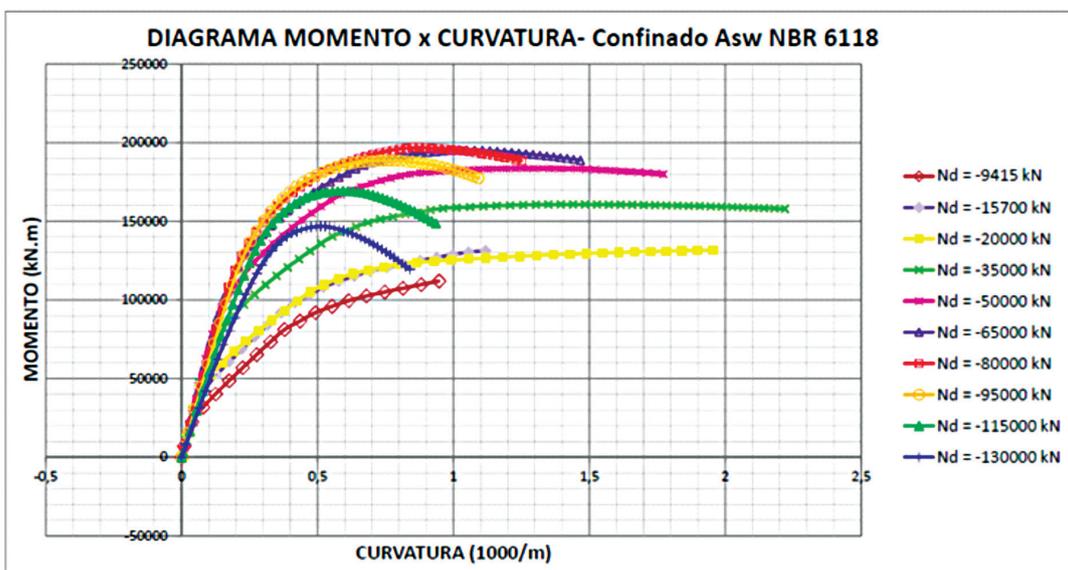


Figura13 – Diagramas Momento-Curvatura obtidos no programa CAPIBA considerando os efeitos do confinamento do concreto (detalhamento transversal da NBR 6118).

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

Os diagramas de momento-curvatura obtidos no Programa CAPIBA (SOUZA JR., 2012) são mostrados nas Figuras 12 a 14. As Tabelas 2 a 4 mostram a capacidade μ_c de ductilidade para todos os casos anteriormente descritos. A Tabela 5 mostra o acréscimo de

ductilidade para vários valores de força de compressão na mesma seção. A Figura 15 mostra um gráfico de força de compressão adimensional (calculado pela Equação 15) versus capacidade de ductilidade.

$$\eta_d = \frac{N_d}{(b h f'_{cd})} \tag{15}$$

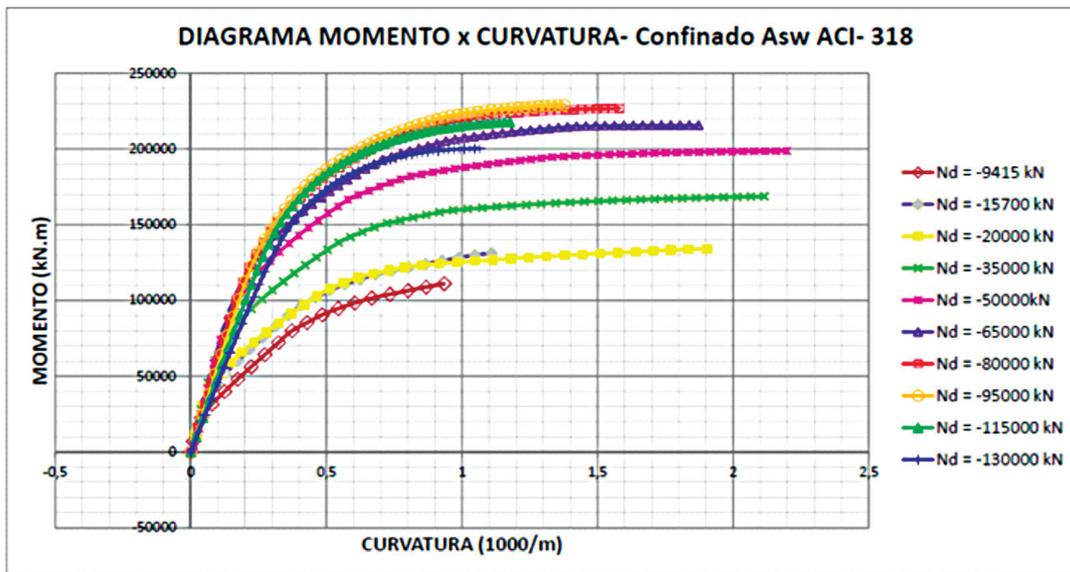


Figura 14 – Diagramas Momento-Curvatura obtidos no programa CAPIBA considerando os efeitos do confinamento do concreto (detalhamento transversal da ACI-318).

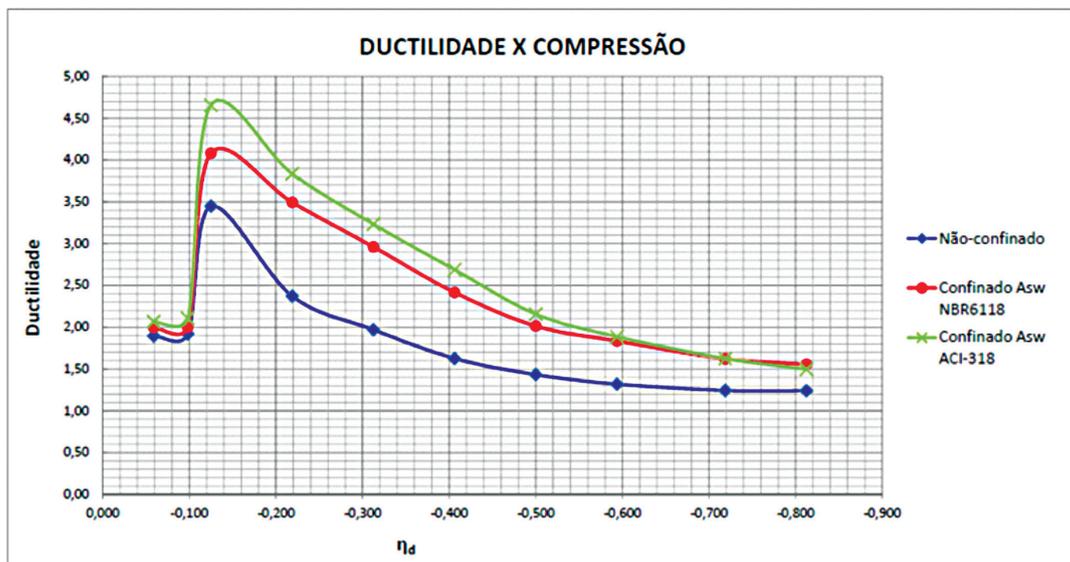


Figura 15 – Capacidade de ductilidade versus força de compressão adimensional.

Tabela2 – Capacidade de ductilidade, concreto não-confinado.

N_d (kN)	η_d	μ_c
-115000	-0,719	1.24
-95000	-0,594	1.32
-80000	-0,500	1.43
-65000	-0,406	1.63
-50000	-0,313	1.97
-35000	-0,219	2.37
-20000	-0,125	3.45
-15700	-0,098	1.92
-9415	-0,059	1.90

Tabela3 – Capacidade de ductilidade, armadura transversal de acordo com a NBR6118.

	N_d (kN)	η_d	μ_c
Confinado A_{sw} BR6118	-130000	-0,813	1,56
	-115000	-0,719	1,62
	-95000	-0,594	1,83
	-80000	-0,500	2,01
	-65000	-0,406	2,42
	-50000	-0,313	2,96
	-35000	-0,219	3,49
	-20000	-0,125	4,08
	-15700	-0,098	2,00
-9415	-0,059	2,00	

Tabela 4 – Capacidade de ductilidade, armadura transversal de acordo com a ACI-318.

	N_d (kN)	η_d	μ_c
Confinado A_{sw} ACI-318	-130000	-0,813	1,50
	-115000	-0,719	1,62
	-95000	-0,594	1,89
	-80000	-0,500	2,16
	-65000	-0,406	2,69
	-50000	-0,313	3,23
	-35000	-0,219	3,84
	-20000	-0,125	4,66
	-15700	-0,098	2,11
-9415	-0,059	2,07	

5.2 Análise não-linear estática Pushover

Nas Figuras 16 a 19 são mostradas as imagens da formação inicial da rótula plástica e a sua fase de deformação final para todos os quatro tipos de modelos analisados: modelo tridimensional com molas que simulam a interação solo-estrutura entre as estacas e o terreno; modelo tridimensional e estacas engastadas; modelo bidimensional com molas simulando a interação solo-estacas e modelo bidimensional com estacas engastadas. Os deslocamentos e capacidade de ductilidade são apresentados na Tabela 5.

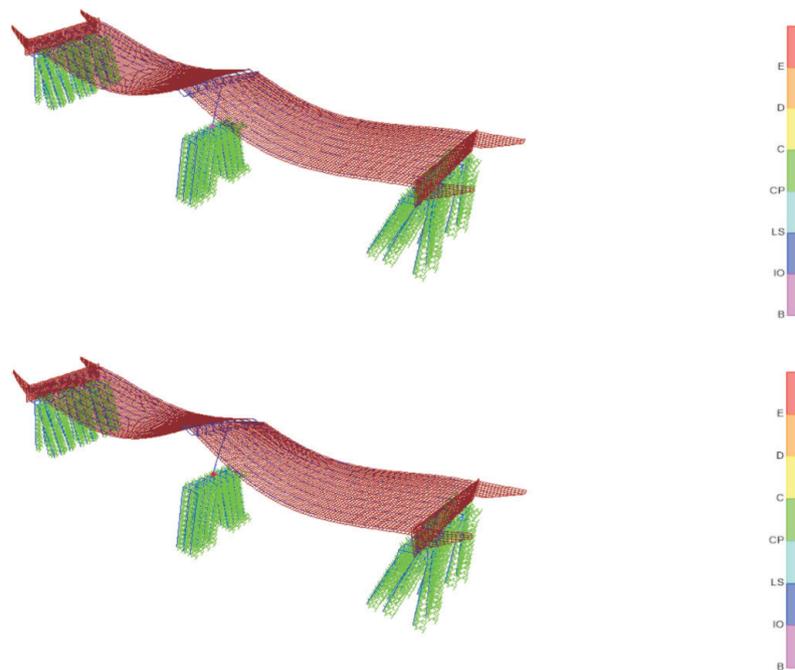


Figura16 – Modelo tridimensional com estacas com comprimento real e molas simulando a presença do terreno, SAP2000.

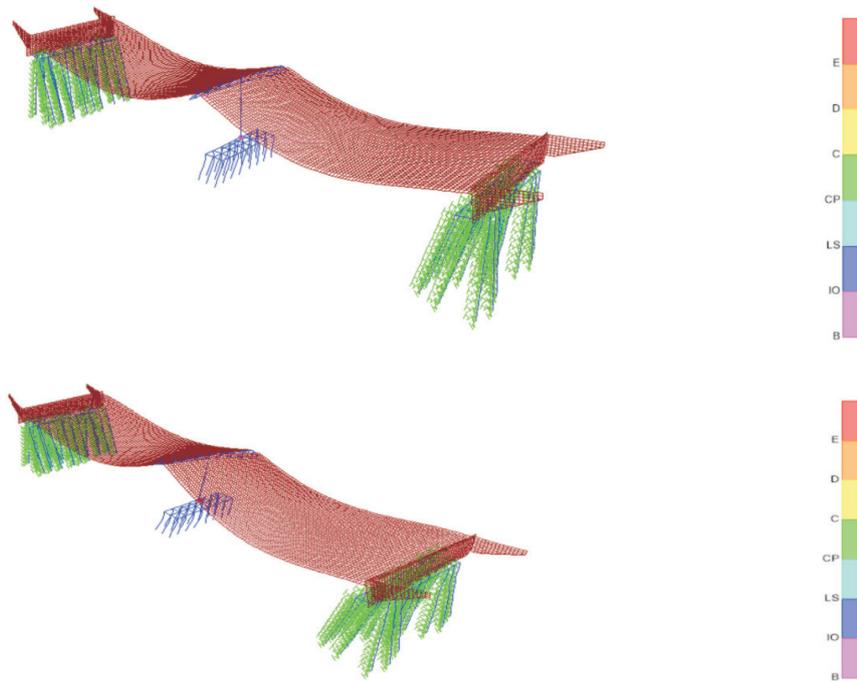


Figura17 – Modelo tridimensional com estacas engastadas, SAP2000.

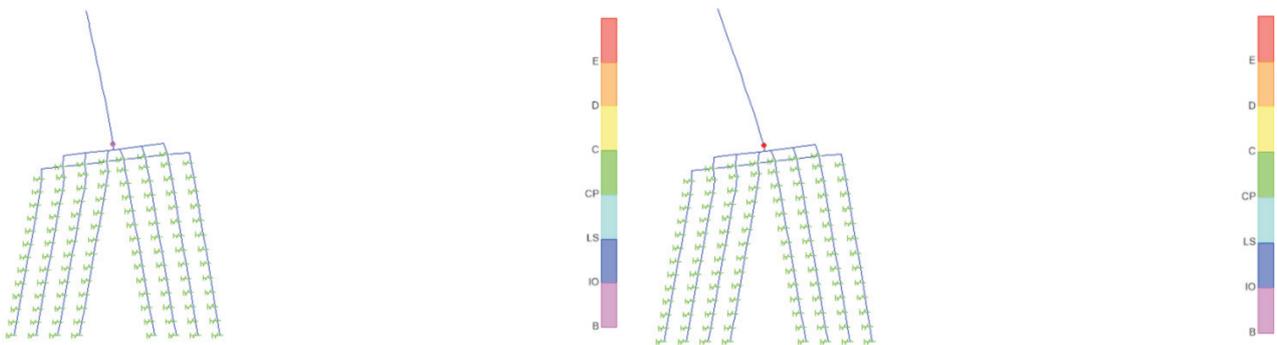


Figura18 – Modelo plano com massa concentrada no topo representando a massa do tabuleiro, estacas com comprimento real e molas simulando a presença do terreno, SAP2000.

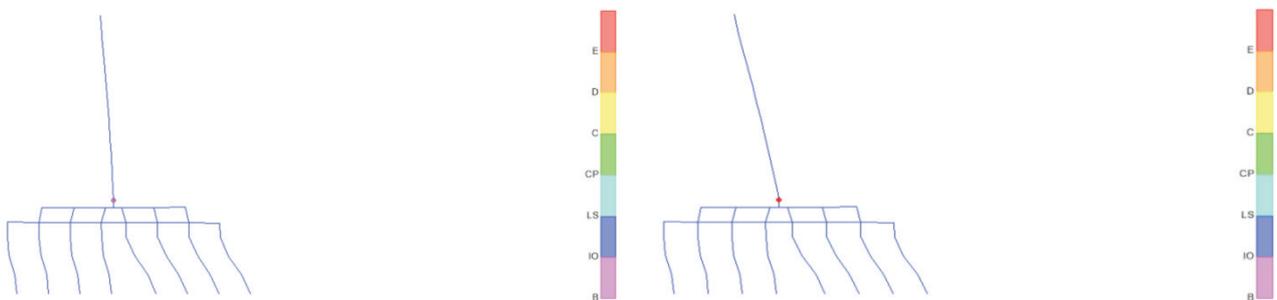


Figura19 – Modelo plano com massa concentrada no topo representando a massa do tabuleiro e com estacas engastadas, SAP2000.

Tabela 5 – Capacidade de ductilidade após análise não-linear estática *Pushover* no SAP2000 (2014).

Modelo tridimensional, base flexível			
	N_d (kN)	η_d	μ_c
Não-confinado	-15700	-0,098	2,72
	-9415	-0,059	2,31
Confinado	-15700	-0,098	2,99
	A_{sw} NBR6118	-9415	-0,059
Confinado	-15700	-0,098	3,35
	A_{sw} ACI-318	-9415	-0,059
Modelo bidimensional, base flexível			
	N_d (kN)	η_d	μ_c
Não-confinado	-15700	-0,098	2,70
	-9415	-0,059	2,30
Confinado	-15700	-0,098	2,96
	A_{sw} NBR6118	-9415	-0,059
Confinado	-15700	-0,098	3,38
	A_{sw} ACI-318	-9415	-0,059
Modelo tridimensional, base engastada			
	N_d (kN)	η_d	μ_c
Não-confinado	-15700	-0,098	2,49
	-9415	-0,059	2,12
Confinado	-15700	-0,098	2,72
	A_{sw} NBR6118	-9415	-0,059
Confinado	-15700	-0,098	3,09
	A_{sw} ACI-318	-9415	-0,059
Modelo bidimensional, base engastada			
	N_d (kN)	η_d	μ_c
Não-confinado	-15700	-0,098	2,42
	-9415	-0,059	2,06
Confinado	-15700	-0,098	2,65
	A_{sw} NBR6118	-9415	-0,059
Confinado	-15700	-0,098	2,99
	A_{sw} ACI-318	-9415	-0,059

6 Avaliação dos Resultados

Analisando os diagramas momento-curvatura e os valores de capacidade de ductilidade obtidos para concreto não confinado, concreto confinado com detalhamento de armadura transversal de acordo com NBR6118 (2014) e concreto confinado com detalhamento de armadura transversal de acordo com ACI-318 (2014), fica claro que, conforme a compressão

sobre o pilar aumenta para valores de $0 \leq \eta \leq -0,13$, existe aumento na capacidade de ductilidade. A partir de determinados valores de força de compressão no pilar ($\eta \geq -0,13$), a ductilidade diminui. Para valores de força de compressão próximos à ruptura ($\eta \leq -0,6$), a ductilidade torna-se muito baixa. Também é notável que para valores de força de compressão entre $-0,1 \geq \eta \geq -0,5$ há um aumento considerável na ductilidade quando se leva em conta os efeitos de confinamento no concreto, ou seja, quanto mais confinado o concreto, mais elevada é a ductilidade do pilar. Mas para valores de compressão $\eta \leq -0,5$, o aumento de armadura transversal não resulta em aumento da capacidade de ductilidade.

Após a realização de análise *pushover* estática não-linear, pode-se ver que, para os quatro tipos de modelo para os quais análise foi realizada, a capacidade de ductilidade aumenta conforme a armadura transversal é aumentada. Além disso é perceptível que os modelos bidimensionais forneceram resultados próximos aos obtidos com modelos tridimensionais. Representando-se as estacas por seu comprimento real e molas para simular a interação solo-estrutura, são obtidos valores de ductilidade superiores aos obtidos engastando-se as estacas.

Comentários Finais

A partir das relações momento-curvatura pode-se notar que, para certos valores de forças de compressão ($-0,1 \geq \eta \geq 0,5$), com o aumento do confinamento de concreto a queda de resistência é menos abrupta. Isso pode ser uma informação extremamente valiosa ao projetar uma ponte submetida a ações sísmicas. É possível garantir um bom desempenho da ponte, através da regulagem da taxa de compressão a que o pilar está sujeita, para que se encontre em uma faixa ótima. Dessa forma, ao se adotar um confinamento eficaz fica garantido o acréscimo de ductilidade. Garantindo que o pilar apresente uma maior capacidade de deformação plástica, evita-se o colapso global e permite-se uma eventual recuperação da estrutura, caso a mesma seja submetida a cargas extremas, tais como as cargas sísmicas. Também se pode concluir que a determinação da capacidade de ductilidade de um pilar desconsiderando a influência do confinamento de concreto pode ser demasiado conservadora e antieconômica.

Após a realização de análise *pushover* estática não linear, pode-se ver que, para os quatro tipos de modelo onde a análise foi realizada, a capacidade de ductilidade aumenta com o aumento da armadura transversal. Além disso, é perceptível que os modelos bidimensionais fornecem resultados próximos aos obtidos com

com modelos tridimensionais. Também se conclui que os modelos bidimensionais apresentam resultados satisfatórios em relação ao comportamento da ponte no que diz respeito à capacidade de ductilidade do pilar central. Representar estacas por seu comprimento real e molas para simular a interação solo-estrutura fornece valores de ductilidade superiores aos obtidos engastando-se as estacas. Conclui-se, portanto, que a capacidade de ductilidade determinada a partir de análise estática não linear *pushover* é maior à medida que a representação da fundação em modelo estrutural é mais próxima da realidade.

Referências

- 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.
- 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.
- CHOPRA, ANIL K., Dynamics of Structures, Theory and Applications to Earthquake Engineering. 4th ed., California: Pearson- Prentice Hall, 2012.
- CSICOMPUTERS & STRUCTURES, INC., SAP2000, Integrated Software for Structural Analysis & Design, Version 16. CSI Inc, Berkeley, California, USA, 2014.
- 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.
- SOARES, R. W., Análise e Avaliação do Desempenho Sísmico de Pontes a Partir de Métodos Baseados em Deslocamentos. Dissertação de Mestrado, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Escola Politécnica, Programa de Projeto de Estruturas, Rio de Janeiro, 2015.
- SOUZA JR., P. J., Análise de Pórticos de Concreto Armado em Condições Sísmicas Considerando o Modelo de Mander, Dissertação de Mestrado. Universidade Federal do Rio de Janeiro, Escola Politécnica, Programa de Projeto de Estruturas, Rio de Janeiro, 2012.
- SUCUOĞLU, H.; AKKAR, S, Basic Earthquake Engineering from Seismology to Analysis and Design. 1st Edition, Springer, 2014.