



**Universidade Federal do Rio de Janeiro**

**Escola Politécnica**

**Programa de Projeto de Estruturas**

Karine Marcico Ramos

**ANÁLISE E AVALIAÇÃO DO DESEMPENHO SÍSMICO DE  
PONTES A PARTIR DO ANEXO B DA ABNT NBR 7187**



UFRJ

Karine Marcico Ramos

**ANÁLISE E AVALIAÇÃO DO DESEMPENHO SÍSMICO DE PONTES  
A PARTIR DO ANEXO B DA ABNT NBR 7187**

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

Orientador:

Sergio Hampshire de Carvalho Santos

Rio de Janeiro

2021

Ramos, Karine Ramos

Análise e avaliação do desempenho sísmico de pontes a partir do anexo B da ABNT NBR 7187 / Karine Marcico Ramos. – 2021.

107; 30 cm.

Dissertação (Mestrado em Projeto de Estruturas) – Universidade Federal do Rio de Janeiro, Escola Politécnica, Programa de Projeto de Estruturas, Rio de Janeiro, 2021.

Orientador: Sergio Hampshire de Carvalho Santos

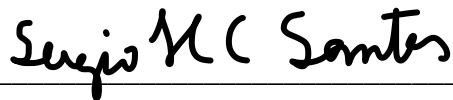
1. Análise Sísmica, 2. Pontes, 3. ABNT NBR 7187. I. Santos, Sergio Hampshire de Carvalho II. Universidade Federal do Rio de Janeiro. Escola Politécnica. III. Título.

ANÁLISE E AVALIAÇÃO DO DESEMPENHO SÍSMICO DE PONTES  
A PARTIR DO ANEXO B DA ABNT NBR 7187

Karine Marcico Ramos

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.

Examinada pela Banca:



---

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

---

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

---

Prof. Selma Hissae Shimura da Nóbrega, D.Sc., UFRN

Rio de Janeiro

2021

## **AGRADECIMENTOS**

Agradeço a Deus por sempre guiar meu caminho. Por me abençoar sempre e por mais essa vitória em minha vida.

Agradeço aos meus pais, Fátima e Luiz, pelo apoio e amor incondicional ao longo desses anos, e por serem os melhores exemplos que eu poderia ter.

Agradeço ao meu orientador, Professor Sergio Hampshire de Carvalho Santos pelos inúmeros conhecimentos transmitidos não somente durante o desenvolvimento deste trabalho como também durante toda a Graduação e curso de Mestrado. Agradeço também pela disponibilidade, apoio, paciência e dedicação durante o desenvolvimento desta Dissertação. Agradeço também ao Professor Silvio de Souza Lima por todo o suporte durante a elaboração deste trabalho.

Agradeço a todos os colegas do Mestrado e Professores por compartilharem e transmitirem seus conhecimentos contribuindo para meu aprendizado ao longo desta jornada.

## RESUMO

RAMOS, Karine Marcico. **Análise e Avaliação do Desempenho Sísmico de Pontes a Partir do Anexo B da ABNT NBR 7187**. Rio de Janeiro, 2021. Dissertação (Mestrado) – Programa de Projeto de Estruturas, Escola Politécnica, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2021.

Através de estudos de zoneamento sísmico no Brasil, observou-se que duas regiões brasileiras apresentam sismicidade não desprezível: parte da região Nordeste e parte do Noroeste brasileiro. Com a possibilidade de ocorrência de sismos de magnitude moderada no Brasil, é imprescindível atender à necessidade técnica de Engenheiros Civis para a elaboração de projetos com maiores exigências de segurança, como no projeto de estruturas de pontes. Com a necessidade de uma normalização com requisitos específicos para estruturas de pontes, foi desenvolvido o Anexo B da ABNT NBR 7187 (2021). Este Anexo fixa os requisitos mínimos exigíveis na verificação da segurança de pontes de concreto armado e protendido relativamente às ações de sismos. Diante do contexto apresentado, este trabalho tem como objetivo apresentar a análise sísmica e o dimensionamento de pontes de acordo com as prescrições do Anexo B da ABNT NBR 7187. Para atingir esse objetivo, foi realizada a modelagem, análise e dimensionamento de três pontes reais localizadas em zonas sísmicas de baixa e moderada sismicidade do território brasileiro, sendo analisada a influência da carga sísmica no dimensionamento de pilares e tubulões dessas pontes. Com as análises realizadas, foi possível concluir que as pontes submetidas a sismos de regiões de sismicidade moderada necessitaram de um relevante acréscimo de armadura devido ao efeito da carga sísmica, mostrando a importância da consideração destas cargas na elaboração do projeto das pontes.

*Palavras-chave: Análise Sísmica, Projeto Sísmico de Pontes, ABNT NBR 7187, Carga Sísmica, Sismicidade no Brasil.*

## ABSTRACT

RAMOS, Karine Marcico. **Analysis and Evaluation of Seismic Performance of Bridges considering Annex B of ABNT NBR 7187**. Rio de Janeiro, 2021. Dissertação (Mestrado) – Programa de Projeto de Estruturas, Escola Politécnica, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2021.

Through seismic zoning studies in Brazil, it was observed that two Brazilian regions have non-negligible seismicity: part of the Northeast region and part of the Northwest region of Brazil. Due to the possibility of occurrence of moderate magnitude earthquakes in Brazil, it is essential to consider the technical needs of Civil Engineers in the preparation of projects with greater safety requirements, such as in the design of bridge structures. The Annex B of ABNT NBR 7187 (2021) was developed due to the need for a standardization with specific requirements for bridge structures. This Annex sets out the minimum requirements for checking the safety of reinforced and pre-stressed concrete bridges in relation to earthquake actions. Given the context presented, this work aims to present the seismic analysis and design of bridges in accordance with the requirements of Annex B of ABNT NBR 7187. To achieve this objective, the modeling, analysis and design of three real bridges located in seismic zones of low and moderate seismicity in the Brazilian territory was carried out, and the influence of the seismic loads on the design of piers and pillars foundations of these bridges was analyzed. After the analysis, it was possible to conclude that bridges subjected to earthquakes in regions of moderate seismicity needed a relevant increase in their reinforcement due to the effect of the seismic load, showing the importance of consideration the seismic load in the elaboration of the design of bridges.

*Keywords: Seismic Analysis, Bridge Seismic Design, ABNT NBR 7187, Seismic Load, Seismicity in Brazil.*

## SUMÁRIO

<b>SUMÁRIO</b> .....	viii
1 Introdução.....	1
1.1 Apresentação.....	1
1.2 Objetivos.....	2
1.3 Metodologia.....	2
1.4 Organização do trabalho .....	3
2 Revisão Bibliográfica.....	4
2.1 Conceitos Iniciais.....	4
2.2 Base sismológica da norma brasileira.....	7
2.2.1 Análise dos dados sismológicos no Brasil.....	9
2.2.2 Definição da distribuição probabilística de acelerações.....	12
2.2.3 Espectro de resposta .....	14
2.3 Espectros de resposta de algumas normas .....	16
2.3.1 ASCE/SEI 7-16 (2017).....	16
2.3.2 CALTRANS (2019) .....	18
2.3.3 ABNT NBR 15421 (2006) .....	20
2.4 Propostas de atualização da ABNT NBR 15421 .....	24
2.5 Análise sísmica em pontes .....	27
2.5.1 Eurocode 8: Projeto de estruturas para resistência a sismos – Parte 2: Pontes	
28	



2.5.2	ABNT NBR 7187 (2021) .....	30
2.5.3	Excitação de múltiplos apoios .....	36
2.5.4	Análise estática não linear <i>pushover</i> .....	37
2.5.5	Evolução das normas de projeto sísmico de pontes rodoviárias no Chile	37
3	Estudo de Caso 1: Ponte no Acre .....	51
3.1	Descrição da Ponte.....	52
3.2	Modelagem .....	52
3.3	Definição do espectro de resposta de projeto no programa SAP2000.....	53
3.4	Análise sísmica .....	55
3.5	Dimensionamento do tubulão .....	61
3.6	Verificação da variabilidade espacial da ação sísmica .....	62
3.7	Aplicação da variabilidade espacial da ação sísmica na estrutura.....	63
4	Estudo de Caso 2: Ponte no Ceará .....	68
4.1	Descrição da Ponte.....	68
4.2	Modelagem e análise sísmica.....	69
4.3	Dimensionamento do pilar central .....	74
5	Estudo de Caso 3: Ponte em Curva .....	75
5.1	Descrição da ponte.....	75
5.2	Análise sísmica .....	78
5.3	Verificação à flexão composta oblíqua.....	82
6	Análise de resultados.....	87

7	Conclusões .....	89
8	Referências Bibliográficas .....	91

## LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Placas tectônicas e seus movimentos. Fonte: Press et al. (2006). .....	5
Figura 2 – Origem das ondas sísmicas e sua propagação. Fonte: Press et al. (2006).....	6
Figura 3 – Zoneamento sísmico do Brasil. Fonte: ABNT NBR 15421 (2006).....	8
Figura 4 – Sismicidade na Amazônia Ocidental. Fonte: Santos et al. (2010).....	9
Figura 5 – Sismicidade do Ceará. Fonte: Santos et al. (2010).....	11
Figura 6 – Área para a análise sísmica da região Sudeste. Fonte: Santos et al. (2010). 11	
Figura 7 – Acelerações horizontais máximas (PGA) e períodos de retorno ( $T_M$ ). Fonte: Adaptado de Santos et al. (2010).....	13
Figura 8 – Espectro de igual probabilidade para a região Nordeste. Fonte: Santos et al. (2010). .....	15
Figura 9 – Espectro de igual probabilidade para a região Sudeste. Fonte: Santos et al. (2010). .....	15
Figura 10 – Espectro de resposta de projeto. Fonte: ASCE/SEI 7-16 (2017) .....	16
Figura 11 – Mapa das acelerações espectrais na Califórnia para a frequência de 1 Hertz. Fonte: Petersen et al. (2008).....	18
Figura 12 – Aceleração espectral para perfil de solo tipo E.....	19
Figura 13 – Espectro de resposta de projeto ( $S_a/a_{gs0}$ ) em função do período (T). .....	24
Figura 14 – (a) Mapa de ameaça sísmica para a região Nordeste (b) Proposta de mudança do zoneamento sísmico para o Nordeste, com patamar de 0,050 g em cinza. Fonte: Alves (2020). .....	25
Figura 15 – (a) Mapa de ameaça sísmica para o Mato Grosso (b) Proposta de mudança do zoneamento sísmico para o Mato Grosso, com patamar de 0,075 g em cinza. Fonte: Alves (2020). .....	26

Figura 16 – Proposta de zoneamento sísmico brasileiro para a ABNT NBR 15421. Fonte: Alves (2020). .....	26
Figura 17 – Proposta de espectro de resposta de projeto para ABNT NBR 15421.....	27
Figura 18 – Intensidade sísmica e localização de pontes danificadas: (a) terremoto Valdivia de 1960, (b) terremoto de Algarrobo de 1985, e (c) terremoto Maule de 2010. Fonte: Wilches et al. (2021). .....	39
Figura 19 – Classificação das pontes durante os anos 1920-2018: (a) materiais e (b) tipologia estrutural. Fonte: Adaptado de Wilches et al. (2021).....	40
Figura 20 – Detalhes da seção transversal da Ponte Juan Pablo II. Fonte: Wilches et al. (2021). .....	41
Figura 21 – Detalhes da seção transversal da Ponte La Posada: (a) seção transversal típica do tabuleiro e (b) diafragma. Fonte: Wilches et al. (2021). .....	42
Figura 22 – Detalhes da seção transversal da Ponte Cancura: (a) seção transversal típica do tabuleiro e (b) seção típica do tabuleiro e apoios elastoméricos. Fonte: Wilches et al. (2021). .....	42
Figura 23 – Seção transversal de uma típica ponte chilena construída em meados da década de 1990. Fonte: Wilches et al. (2021). .....	43
Figura 24 – Cisalhamento de base de projeto, conhecido como espectro RFA. Fonte: Adaptado de Wilches et al. (2021). .....	46
Figura 25 – Espectro elástico: (a) pseudo-acelerações ( $PS_a$ ), (b) pseudo-velocidades ( $PS_v$ ), e (c) deslocamentos ( $S_d$ ) definidos no Manual Rodoviário Chileno. Fonte: Wilches et al. (2021).....	48
Figura 26 – Distribuição de danos em pontes chilenas durante o terremoto Maule de 2010 ( $M_w = 8,8$ ). Fonte: Adaptado de Wilches et al. (2021). .....	49
Figura 27 – Tipos de danos em pontes em diferentes zonas de risco sísmico. Fonte: Adaptado de Wilches et al. (2021). .....	49

Figura 28 – Corte transversal.....	52
Figura 29 – Modelo da Ponte no Programa SAP2000.....	53
Figura 30 – Inserção do espectro de resposta de projeto no programa SAP2000. ....	54
Figura 31 – Inserção do espectro de resposta de projeto no programa SAP2000. ....	54
Figura 32 – Definição do espectro de resposta de projeto no programa SAP2000. ....	55
Figura 33 – Método CQC utilizado na combinação dos efeitos das respostas modais e método CQC3 utilizado na combinação dos efeitos dos sismos na direção X e na direção Y. ....	56
Figura 34 – Momentos fletores, devidos ao sismo, no tubulão, na direção transversal da ponte. ....	57
Figura 35 – Momento fletor, devido ao sismo, na seção em estudo do tubulão, na direção transversal da ponte. ....	57
Figura 36 – Momentos fletores, devidos ao sismo, no tubulão, na direção longitudinal da ponte. ....	58
Figura 37 – Momento fletor, devido ao sismo, na seção em estudo do tubulão, na direção transversal da ponte. ....	58
Figura 38 – Forças normais devidas ao sismo no tubulão. ....	59
Figura 39 – Forças normais, na seção em estudo do tubulão, devidas ao sismo. ....	59
Figura 40 – Ábaco adimensional para seção circular. Fonte: Santos (2020). ....	62
Figura 41 – Representação do conjunto de deslocamentos nos apoios dos tubulões na direção transversal. ....	63
Figura 42 – Representação do conjunto de deslocamentos nos apoios dos tubulões na direção longitudinal. ....	64

Figura 43 – Envoltória de momentos fletores, devido à variabilidade espacial da ação sísmica no tubulão, na direção transversal da ponte.....	66
Figura 44 – Envoltória de momentos fletores, devido à variabilidade espacial da ação sísmica no tubulão, na direção longitudinal da ponte.....	66
Figura 45 – Envoltória de esforços normais, devido à variabilidade espacial da ação sísmica no tubulão. ....	67
Figura 46 – Corte transversal.....	68
Figura 47 – Corte longitudinal. ....	69
Figura 48 – Modelo da ponte no programa SAP2000. ....	70
Figura 49 – Espectro de Resposta de Projeto. ....	70
Figura 50 – Momentos fletores, devidos ao sismo, no conjunto pilar-tubulão central, na direção transversal da ponte. ....	71
Figura 51 – Momentos fletores, devidos ao sismo, no conjunto pilar-tubulão central, na direção longitudinal da ponte. ....	72
Figura 52 – Força normal, devida ao sismo, no conjunto pilar-tubulão central. ....	72
Figura 53 – Imagem do trecho em estudo. ....	75
Figura 54 – Elevação da ponte ....	76
Figura 55 – Planta de situação da ponte. ....	76
Figura 56 – Seção transversal da ponte no meio do vão e no apoio.....	76
Figura 57 – Geometria dos apoios P1, P2 e P3. ....	77
Figura 58 – Geometria dos apoios P4 e P5.....	77
Figura 59 – Modelo computacional da ponte. ....	78

Figura 60 – Espectro de resposta de projeto horizontal para ponte localizada em São Paulo. ....	79
Figura 61 – Espectro de resposta de projeto horizontal para ponte localizada no Acre. ....	79
Figura 62 – Pilar P2. ....	80
Figura 63 – Pilar P5 e sua fundação. ....	81
Figura 64 – Verificação à flexão composta oblíqua – Comb. Normal - pilar P2. ....	83
Figura 65 – Verificação à flexão composta oblíqua – Comb. Sismo SP - pilar P2. ....	83
Figura 66 – Verificação à flexão composta oblíqua – Comb. Sismo Acre - pilar P2....	84
Figura 67 – Verificação à flexão composta oblíqua - Comb. Normal - pilar P5. ....	85
Figura 68 – Verificação à flexão composta oblíqua – Comb. Sismo SP - pilar P5. ....	86
Figura 69 – Verificação à flexão composta oblíqua – Comb. Sismo Acre - pilar P5....	86

## LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Coeficientes das funções de atenuação.....	12
Tabela 2 – Classe do terreno.....	17
Tabela 3 – Tipos de Perfil de solo.....	20
Tabela 4 – Zonas sísmicas.....	21
Tabela 5 – Classe do terreno.....	22
Tabela 6 – Fatores de amplificação sísmica no solo.....	23
Tabela 7 – Definição das classes de importância.....	29
Tabela 8 – Definição das categorias de utilização e dos fatores de importância de utilização (I).....	31
Tabela 9 – Zonas Sísmicas e categorias Sísmicas.....	31
Tabela 10 – Coeficientes R de modificação de resposta.....	32
Tabela 11 – Distância $L_g$ .....	35
Tabela 12 – Fatores de amplificação para as forças sísmicas horizontais.....	44
Tabela 13 – Deslocamento horizontal máximo permitido do solo.....	45
Tabela 14 – Valor dos fatores que modulam a intensidade do perigo sísmico, de acordo com a zona de risco sísmico.....	47
Tabela 15 – Esforços decorrentes da ação sísmica no tubulão.....	60
Tabela 16 – Esforços de origem não sísmica.....	60
Tabela 17 – Combinações últimas.....	61
Tabela 18 – Deslocamentos em dois aparelhos de apoio extremos incluindo a variabilidade espacial da ação sísmica.....	65



Tabela 19 – Esforços incluindo a variabilidade espacial da ação sísmica no tubulão....	65
Tabela 20 – Esforços decorrentes da ação sísmica na base do pilar central.....	73
Tabela 21 – Esforços de origem não sísmica. ....	73
Tabela 22 – Combinações últimas.....	74
Tabela 23 – Esforços decorrentes da ação sísmica na base do pilar P2. ....	80
Tabela 24 – Esforços decorrentes da ação sísmica na base do pilar P5. ....	81
Tabela 25 – Combinações últimas - Pilar P2.....	81
Tabela 26 – Combinações últimas - Pilar P5.....	82

# **1 Introdução**

## **1.1 Apresentação**

Sismos ocorrem em todo o globo terrestre devido à movimentação das placas tectônicas sobre a superfície terrestre. A maioria dos sismos ocorrem em limites de placas, porém há pequena percentagem de atividade sísmica que é originada no interior destas, chamados “sismos intraplacas”. O território brasileiro pertence a uma área intraplaca tectônica, apresentando baixa sismicidade, que é típica dessas regiões. Devido à baixa sismicidade na maioria do seu território, até 2006 o Brasil era praticamente o único país sul americano sem uma norma específica para o projeto sísmico de estruturas. Em 2006, a Norma NBR 15421 para projeto de estruturas resistentes a sismos foi concluída e emitida.

Através de estudos de zoneamento sísmico no Brasil, observou-se que duas regiões brasileiras apresentam sismicidade não-desprezível: parte da região Nordeste e parte do Noroeste brasileiro. Com a possibilidade de ocorrência de sismos de certa magnitude no Brasil, é imprescindível atender à necessidade técnica de Engenheiros Civis na elaboração de projetos com maiores exigências de segurança, pois o risco de danos e colapso em estruturas por abalos sísmicos existe e deve ser quantificado a fim de que medidas preventivas possam ser tomadas. Dessa forma, será possível projetar adequadamente as edificações, represas, pontes e outras estruturas que devem suportar os abalos sísmicos, pois a ação do sismo influencia tanto na capacidade de resistência da estrutura quanto economicamente.

A ABNT NBR 15421 (2006) - Projeto de estruturas resistentes a sismos é a primeira e única norma brasileira de ações sísmicas, mas sua aplicação específica é para estruturas de edificações. Com a necessidade de uma normalização com requisitos específicos para estruturas de pontes, foi desenvolvido o Anexo B da ABNT NBR 7187 (2021) - Projeto de pontes de concreto armado e de concreto protendido. Este Anexo B fixa as condições mínimas exigíveis na verificação da segurança de pontes de concreto armado e protendido relativamente às ações de sismos. Os requisitos presentes neste Anexo complementam as exigências gerais relativas à resistência sísmica de estruturas apresentadas na ABNT NBR 15421 (2006).

## **1.2 Objetivos**

Diante do contexto exposto, este trabalho tem como objetivo apresentar a análise sísmica e o dimensionamento de pontes, com a utilização do programa SAP2000 de acordo com as prescrições do Anexo B da ABNT NBR 7187 (2021). É apresentada a análise sísmica de três pontes reais através do programa SAP2000, uma localizada em zona de baixa sismicidade e outra localizada em região de sismicidade moderada, e a terceira situada em zona de baixa sismicidade, mas verificada quanto a sismos de zona de baixa sismicidade e a sismos de zona de sismicidade moderada. A partir destas análises sísmicas, é avaliada a influência que a consideração do sismo exerce no dimensionamento das estruturas dessas pontes.

## **1.3 Metodologia**

Com o intuito de atender aos objetivos apresentados anteriormente, foram realizados três estudos de caso: uma ponte localizada no Ceará, zona considerada de baixa sismicidade; uma ponte situada no Acre, região considerada de sismicidade moderada e uma ponte, com parte de seu trecho em curva, localizada em São Paulo e submetida a sismos de zona de sismicidade moderada e a sismos de zona de baixa sismicidade. A modelagem das três pontes foi feita no programa SAP2000 seguindo as prescrições do Anexo B da ABNT NBR 7187 (2021).

Após a análise sísmica das pontes em estudo, foi verificado um tubulão da ponte do Acre, o pilar central da ponte do Ceará e os pilares P2 e P5 da ponte localizada em São Paulo. Foram calculadas então as armaduras longitudinais para a combinação no estado limite último com a carga sísmica para as pontes situadas no Acre e no Ceará e avaliada a influência da consideração do sismo na armadura longitudinal de cada uma das pontes. Os diagramas de momentos fletores e esforços normais para o tubulão da ponte do Acre e para o pilar central da ponte do Ceará foram apresentados. Ao final, foi feita também a verificação da variabilidade espacial da ação sísmica para a ponte localizada no Acre, e foi realizada a verificação à flexão composta oblíqua para os pilares da ponte situada em São Paulo.

## **1.4 Organização do trabalho**

O presente trabalho está organizado conforme descrito a seguir.

No Capítulo 1 encontram-se a apresentação e os objetivos do trabalho. No Capítulo 2 é apresentada a revisão bibliográfica, passando pelos conceitos iniciais sobre a ação sísmica, a base sismológica da norma brasileira, o espectro de resposta de algumas normas como a ASCE/SEI 7-16 (2017), CALTRANS (2019) e a ABNT NBR 15421 (2006). É apresentado também o anexo B da ABNT NBR 7187 (2021) que mostra os requisitos exigíveis na verificação da segurança de pontes de concreto armado e protendido relativos às ações de sismos. No Capítulo 3 é apresentado o estudo de caso de análise sísmica de uma ponte localizada no Acre, região de sismicidade moderada. No Capítulo 4 é apresentado o estudo de caso de análise sísmica de uma ponte localizada no Ceará, zona considerada de baixa sismicidade. No Capítulo 5 é apresentado o estudo de caso de análise sísmica de uma ponte com um trecho em curva localizada em São Paulo, submetida a dois sismos: um sismo de zona de baixa sismicidade e um sismo de zona de sismicidade moderada. No Capítulo 6 é apresentada a análise dos resultados e no Capítulo 7 as conclusões do estudo.

## **2 Revisão Bibliográfica**

### **2.1 Conceitos Iniciais**

A Terra pode ser dividida em três camadas quimicamente distintas: núcleo, manto e crosta. A superfície terrestre é composta pela litosfera que inclui a crosta e o topo do manto até uma profundidade de aproximadamente 100 km. A teoria da tectônica de placas estabelece que a litosfera não é uma casca contínua, ela é formada por 13 grandes placas que se movem sobre a superfície terrestre alguns centímetros por ano, sendo que cada uma delas se move sobre a astenosfera, que também está em movimento. Esse movimento das placas se deve ao fenômeno da convecção que ocorre no manto, na qual o material aquecido no interior deste ascende e o material resfriado afunda. A manifestação superficial da convecção do manto é o movimento das placas. (PRESS et al., 2006).

O movimento relativo entre as placas define três tipos de limites de placas: divergente, convergente e falha transformante. Em limites divergentes, as placas se afastam e formam uma nova litosfera. Em limites convergentes as placas colidem e uma delas entra por baixo da outra para o manto e é reciclada. E em limites de falhas transformantes, as placas deslocam-se horizontalmente uma em relação à outra. Esses movimentos entre as placas formam as montanhas e fossas oceânicas e criam atividade vulcânica e terremotos. (PRESS et al., 2006). A Figura 1 mostra as placas tectônicas na superfície terrestre e seus movimentos.

A maioria dos terremotos ocorrem nos limites de placas, onde as tensões são concentradas e a deformação é intensa. As formações rochosas se rompem sob a forma de falhas quando são tensionadas além do limite de sua resistência. Sendo assim, um terremoto ocorre quando as rochas que estão sob tensão rompem-se ao longo de uma falha, provocando vibrações no solo. Estas vibrações se propagam em ondas sísmicas, que se propagam em todas as direções. O ponto no qual o deslocamento começa é o chamado foco do terremoto e o epicentro é o ponto de projeção do foco na superfície da Terra. A ruptura da falha começa no foco e espalha-se para fora no plano de falha. Os deslocamentos dos blocos de rocha no momento do terremoto (que é o momento em que a falha se rompe) libera grande quantidade de energia, e a maior parte dessa energia é

liberada em forma de ondas sísmicas que se propagam em todas as direções. (PRESS et al., 2006). A Figura 2 ilustra a origem de ondas sísmicas e sua propagação numa falha geológica.

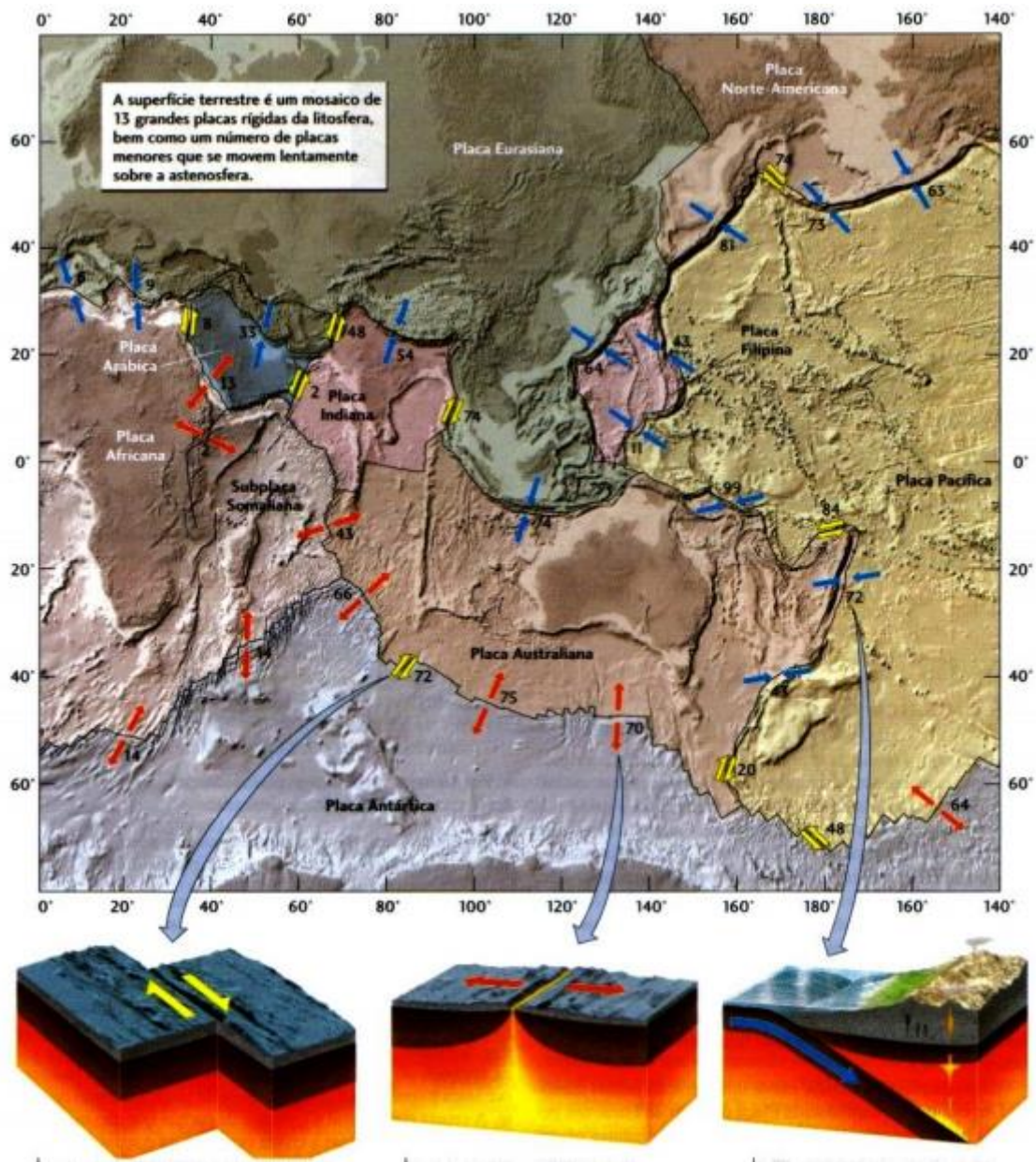
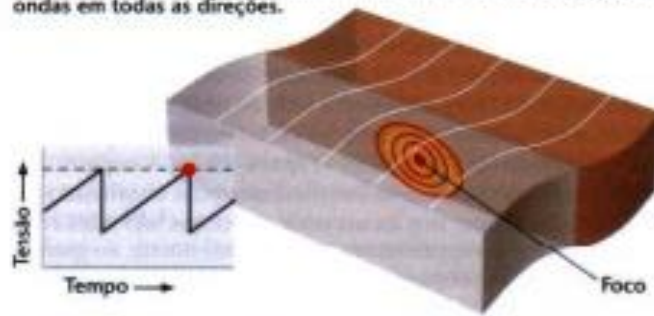
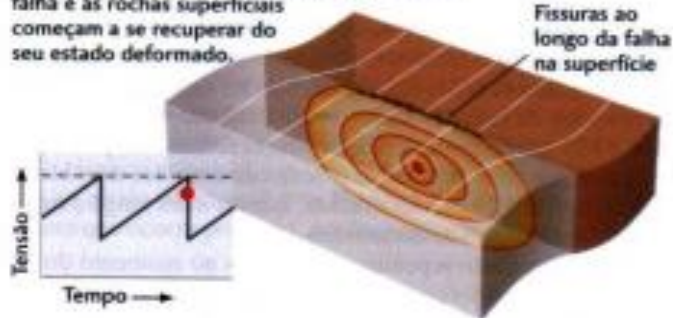


Figura 1 – Placas tectônicas e seus movimentos. Fonte: Press et al. (2006).

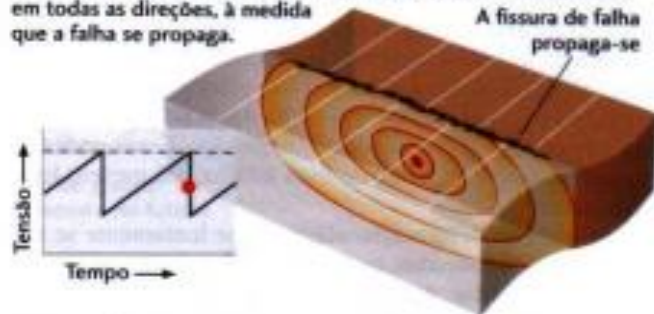
**0 segundo**  
 A ruptura expande-se circularmente no plano de falha, propagando ondas em todas as direções.



**5 segundos**  
 A ruptura continua a expandir-se como uma fissura ao longo do plano de falha. Quando a frente de ruptura atinge a superfície, ocorrem deslocamentos ao longo do traço da falha e as rochas superficiais começam a se recuperar do seu estado deformado.



**10 segundos**  
 A frente de ruptura progride através do plano de falha, reduzindo a tensão e permitindo que as rochas de ambos os lados recuperem-se. As ondas sísmicas continuam a ser emitidas em todas as direções, à medida que a falha se propaga.



**20 segundos**  
 A ruptura progrediu ao longo de toda a extensão da falha. A falha atinge seu deslocamento máximo, e o terremoto termina.

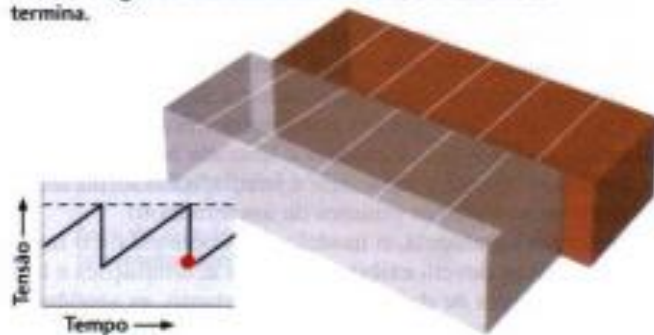


Figura 2 – Origem das ondas sísmicas e sua propagação. Fonte: Press et al. (2006).

Embora a maioria dos sismos ocorra em limites de placas, há uma pequena percentagem de atividade sísmica que é originada no interior das placas tectônicas, chamados “sismos intraplaca”. Dentre esses sismos, estão alguns dos mais destrutivos da história norte-americana, como os que ocorreram no Missouri (1811), na Carolina do Sul (1886) e em Massachusetts (1755). (PRESS et al., 2006).

É necessário usar o conhecimento geológico disponível dos locais onde ocorrem terremotos, para que seja possível projetar adequadamente as construções, represas, pontes e outras estruturas que devem suportar os abalos sísmicos. Diante disso, o objetivo principal da Engenharia Sísmica é o de obter a resposta dinâmica (deformações, forças internas dos elementos, tensões, etc.) de um sistema estrutural quando submetido a acelerações de base provenientes de um terremoto, sendo necessário estudar a resposta elástica do sistema pois os sismos geram esforços e deformações de grandes magnitudes.

## **2.2 Base sismológica da norma brasileira**

Nesta seção serão apresentados alguns dados sismológicos considerados na elaboração da ABNT NBR 15421 (2006) – Projeto de estruturas resistentes a sismos.

O território brasileiro apresenta baixa sismicidade, que é típica de uma região intraplacas tectônicas. O estudo da sismicidade brasileira, numa base científica, começou nos anos 70, como uma consequência de requisitos muito rigorosos para o projeto das estruturas da Usina Nuclear de Angra dos Reis. Desde essa década, dados sismológicos têm sido coletados de uma rede sismológica que tem sido implementada e que está atualmente em operação contínua. (SANTOS e LIMA, 2008).

Um estudo completo da sismicidade brasileira não foi, entretanto, concluído até o momento. Os resultados de um estudo do risco sísmico, em escala global, realizado pelo GFZ-Potsdam (1999), confirmou que o território brasileiro possui baixa sismicidade. Esses resultados foram apresentados no *Mapa de Risco Sísmico Global*. (SANTOS e LIMA, 2008).

Devido a sua baixa sismicidade na maioria do seu território, até 2006 o Brasil era praticamente o único país sul-americano sem uma Norma específica para o projeto



sísmico de estruturas. Em 2006, a Norma brasileira para projeto de estruturas resistentes a sismos, a NBR 15421 (2006), foi concluída e emitida.

Duas regiões brasileiras apresentam sismicidade não-desprezível: parte da região Nordeste, devido a falhas discretas distribuídas no interior da placa tectônica, e parte do Noroeste brasileiro, que corresponde à Amazônia Ocidental, devido à sua proximidade com a fronteira da Placa do Pacífico. (SANTOS e LIMA, 2008).

Considerando as análises do GFZ-Potsdam (1999) e os estudos apresentados a seguir, o zoneamento sísmico do Brasil estabelecido na ABNT NBR 15421 (2006) foi definido. Este zoneamento é apresentado na Figura 3, onde as zonas sísmicas e seus respectivos valores das acelerações sísmicas horizontais características normalizadas  $a_g$  são mostrados. As acelerações definidas na Figura 3 correspondem a um período de retorno de 475 anos, para condições de subsolo em rocha. (SANTOS e LIMA, 2008).

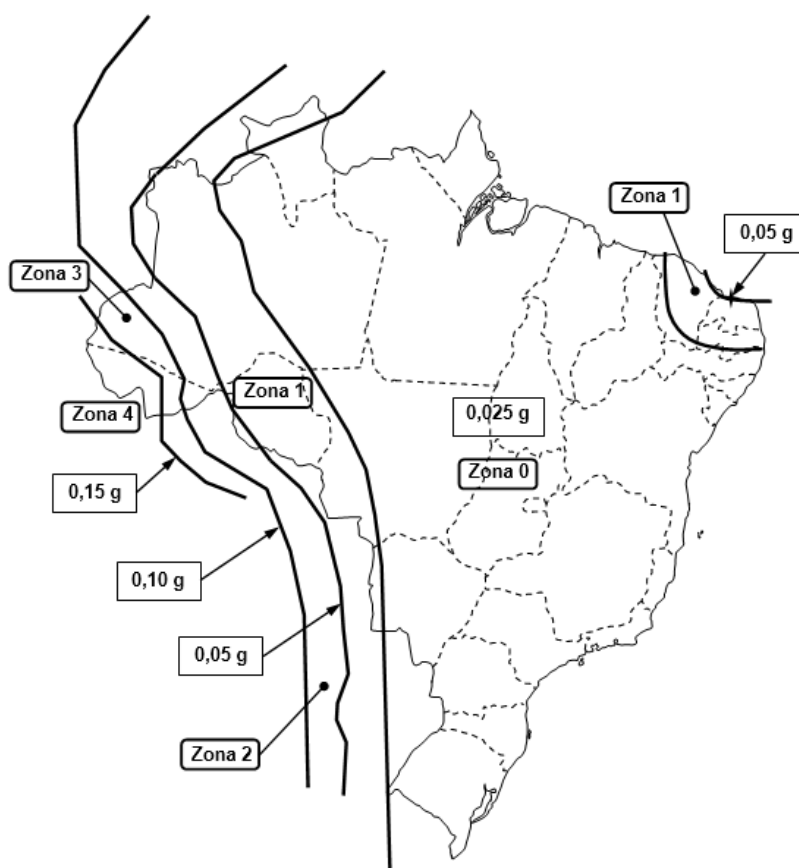


Figura 3 – Zoneamento sísmico do Brasil. Fonte: ABNT NBR 15421 (2006).

## 2.2.1 Análise dos dados sísmológicos no Brasil

Como mencionado anteriormente, duas regiões do território brasileiro (parte do Nordeste e a região da Amazônia Ocidental) apresentam um potencial sísmico não desprezível. Por isso Santos et al. (2010) apresentaram um estudo comparando a sismicidade dessas regiões com a da região Sudeste que representa o restante do território brasileiro.

O zoneamento sísmico da região da Amazônia Ocidental definido pela ABNT NBR 15421 (2006) foi baseado no *Mapa de Risco Sísmico Global* do GFZ-Potsdam. Posteriormente, Monroy et al. (2005) apresentaram um estudo de sismicidade do Peru. Nesse estudo, a sismicidade da região Amazônica adjacente ao Peru é também definida, como apresentado na Figura 4. (SANTOS et al., 2010).

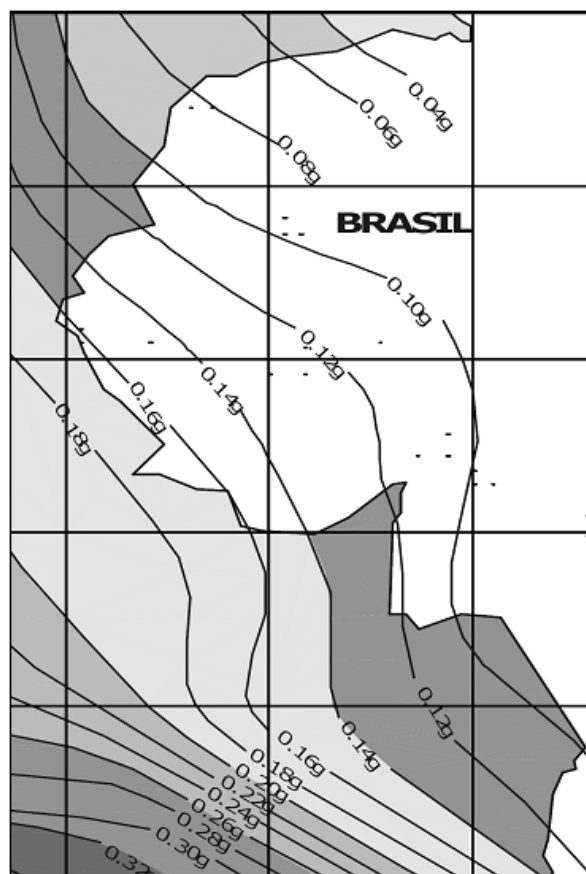


Figura 4 – Sismicidade na Amazônia Ocidental. Fonte: Santos et al. (2010).

Para a análise da região Nordeste foram considerados os estados mais sismicamente ativos da região, que são os estados do Ceará, Rio Grande do Norte e Paraíba. A sismicidade definida para o estado do Ceará foi considerada como representativa para esses estados. (SANTOS et al., 2010).

A sismicidade do Ceará está graficamente ilustrada na Figura 5, onde os círculos representam os terremotos registrados na região. A expressão de Gutenberg and Richter (1944) aplicada ao Ceará é reproduzida na Equação 1, correlacionando a magnitude (M) com a frequência acumulada ( $\sum N$ ), para a área total considerada de 78,729 km<sup>2</sup> (SANTOS et al., 2010):

$$\log_{10}(\sum N) = a - b.M = 2,92 - 1,01M \quad (1)$$

A expressão de Gutenberg and Richter pode ser alternativamente escrita na forma:

$$\sum N = \frac{1}{T_M} = c \cdot \exp(-d.M) \quad (2)$$

Onde  $\sum N$  é o número total de terremotos com magnitude igual ou superior a M, num período de um ano.

Na Equação 1, a e b são os coeficientes de Gutenberg-Richter, os quais dependem da sismicidade local. Na Equação 2,  $c = 10^a = 831,8$  and  $d = b \cdot \log_e 10 = 2,326$ .

$T_M(M)$  é o período de recorrência de um terremoto com magnitude pelo menos igual a M, definido como  $T_M(M) = 1/\sum N(M)$ .

Para a análise do restante das regiões brasileiras de baixa sismicidade, a região Sudeste foi escolhida como representativa destas. Na Figura 6 é apresentada a área para a análise de sismicidade da região Sudeste. É considerado que toda a sismicidade do Sudeste é concentrada e uniformemente distribuída nas sub-regiões indicadas. A seguinte equação de Gutenberg-Richter é definida:

$$\log_{10}(\sum N) = 4,44 - 1,28M \quad (3)$$

Onde  $\sum N$  é a frequência acumulada e M é a magnitude.

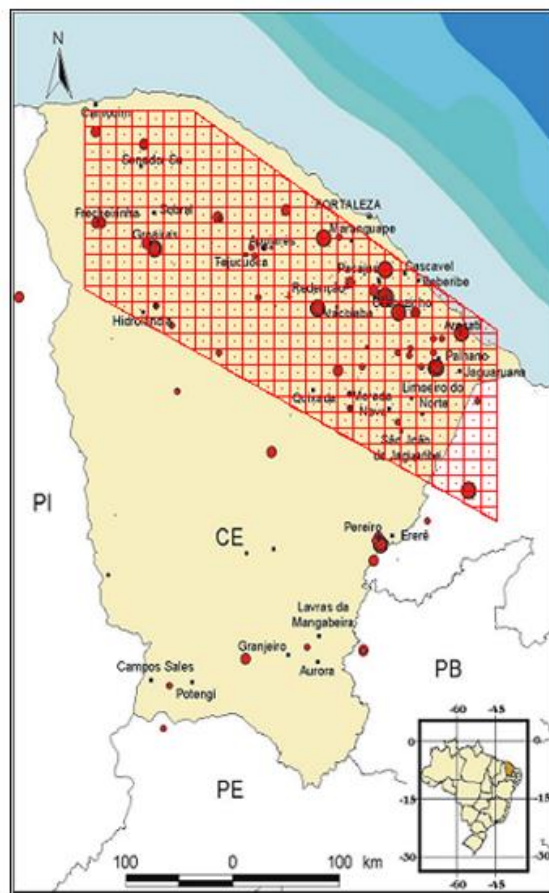


Figura 5 – Sismicidade do Ceará. Fonte: Santos et al. (2010).



Figura 6 – Área para a análise sísmica da região Sudeste. Fonte: Santos et al. (2010).

## 2.2.2 Definição da distribuição probabilística de acelerações

Santos et al. (2010) realizaram um estudo da distribuição probabilística de acelerações considerando as funções de atenuação sísmica de Toro et al. (1997), pois essas não foram definidas até o momento para o território brasileiro. Estas funções de Toro et al. (1997) podem ser aplicadas ao território brasileiro devido à condição similar de baixa sismicidade para a qual foram definidas. As funções de Toro et al. (1997) consideradas são as seguintes:

$$\ln(a_g) = C_1 + C_2.(M - 6) + C_3.(M - 6)^2 - C_4.(\ln R_M) - (C_5 - C_4) \max[\ln(R_M/100),0] - C_6.R_M \quad (4)$$

Onde,  $a_g$  é a aceleração espectral (para um dado período  $T$ ),  $r$  é a distância do epicentro,  $M$  é a magnitude e  $R_M$  é dado por:

$$R_M = (r^2 + C_7^2)^{1/2} \quad (5)$$

Os parâmetros  $C_1$ ,  $C_2$ ,  $C_3$ ,  $C_4$ ,  $C_5$ ,  $C_6$  e  $C_7$  são dados na tabela abaixo, em função das frequências espectrais a serem analisadas.

Tabela 1 – Coeficientes das funções de atenuação.

Freq.(Hz)	C <sub>1</sub>	C <sub>2</sub>	C <sub>3</sub>	C <sub>4</sub>	C <sub>5</sub>	C <sub>6</sub>	C <sub>7</sub>
0,5	-0,97	2,52	-0,47	0,93	0,60	0,0012	7,0
1,0	-0,12	2,05	-0,34	0,90	0,59	0,0019	6,8
2,5	0,9	1,70	-0,26	0,94	0,65	0,0030	7,2
5	1,60	1,24	0	0,98	0,74	0,0039	7,5
10	2,36	1,23	0	1,12	1,05	0,0043	8,5
25	3,54	1,19	0	1,46	1,84	0,0010	10,5
35	3,87	1,19	0	1,58	1,90	0,0005	11,1
PGA	2,07	1,20	0	1,28	1,23	0,0018	9,3

Fonte: Santos et al. (2010).

As análises probabilísticas são feitas considerando a sismicidade como uniformemente distribuída nas várias sub-regiões definidas nas Figuras 5 e 6. Com isso, vários níveis de magnitude são definidos; as acelerações induzidas para cada um dos níveis de magnitude por cada uma das várias sub-regiões em um ponto de referência

definido no centro da área são avaliadas. As distribuições probabilísticas das acelerações são então obtidas através de um processo de simples soma. (SANTOS et al., 2010).

Os principais resultados das análises são mostrados na Figura 7. Estes mostram as relações entre as acelerações horizontais máximas (aceleração de pico do solo – *Peak Ground Acceleration - PGA*, em condições de rocha), e os períodos de retorno  $T_M$  para as regiões Sudeste e Nordeste. Os períodos de referência de 475 e 2475 anos também são apresentados na figura. (SANTOS et al., 2010).

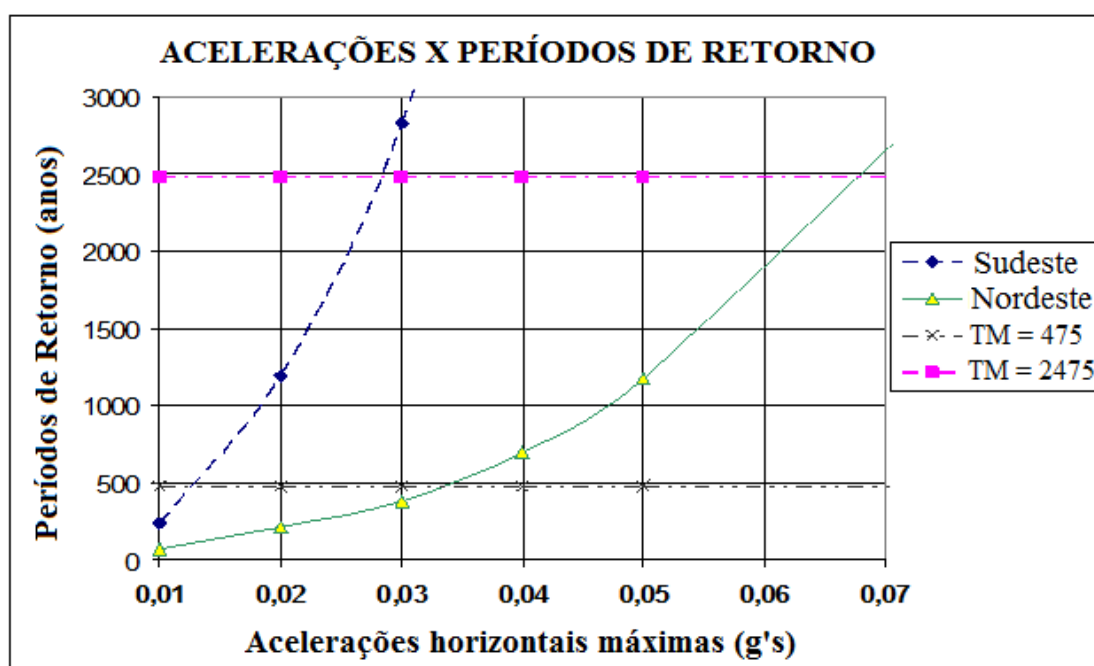


Figura 7 – Acelerações horizontais máximas (PGA) e períodos de retorno ( $T_M$ ). Fonte: Adaptado de Santos et al. (2010).

Considerando os resultados apresentados na Figura 7 e o período de retorno de 475 anos, sendo este período considerado como o critério básico definido pela ABNT NBR 15421 (2006) para a definição dos valores das acelerações sísmicas horizontais normalizadas, as seguintes acelerações foram obtidas:

$$\text{Região Nordeste: } a_g = 0,034 \text{ g} \quad (6)$$

$$\text{Região Sudeste: } a_g = 0,013 \text{ g} \quad (7)$$

Esses valores são conservadores quando comparados com os valores de acelerações definidos pela NBR 15421 (2006):

$$\text{Região Nordeste: } a_g = 0,025 \text{ g} \leq a_g \leq 0,050 \text{ g} \quad (8)$$

$$\text{Região Sudeste: } a_g = 0,025 \text{ g} \quad (9)$$

Santos et al. (2010) também compararam esses valores de acelerações obtidos nas equações (4) e (5) com aqueles obtidos seguindo o critério definido pela ASCE/SEI 7-05 (2005). Por este critério, os valores das acelerações sísmicas horizontais normalizadas são tomados como 2/3 dos correspondentes ao período de retorno de 2475 anos. Utilizando este critério, as seguintes acelerações foram obtidas. Estas ainda estariam adequadas com relação às definidas pela ABNT NBR 15421 (2006):

$$\text{Região Nordeste: } a_g = 0,045 \text{ g} \quad (10)$$

$$\text{Região Sudeste: } a_g = 0,019 \text{ g} \quad (11)$$

### **2.2.3 Espectro de resposta**

O espectro de resposta caracteriza a influência da aceleração de base nas estruturas, definindo uma forma de reunir as respostas máximas para todos os sistemas elásticos lineares de um grau de liberdade para uma dada aceleração da base (CHOPRA, 2012).

Na ABNT NBR 15421 (2006) o espectro de resposta de projeto é definido como a ação sísmica básica correspondente à resposta elástica de um sistema de um grau de liberdade, com uma fração de amortecimento crítico igual a 5%, para um histórico de acelerações horizontais impostas à sua base.

Nos estudos de Santos et al. (2010), através de resultados similares aos apresentados na Figura 7 e dos coeficientes apresentados na Tabela 1, foram obtidas as curvas dos espectros de igual probabilidade para as regiões Nordeste e Sudeste. Essas curvas são apresentadas nas Figuras 8 e 9, respectivamente.

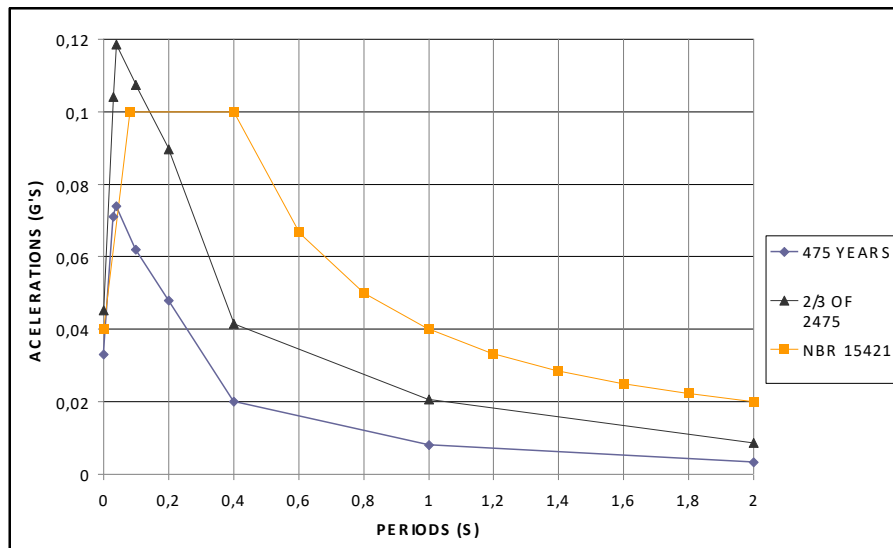


Figura 8 – Espectro de igual probabilidade para a região Nordeste. Fonte: Santos et al. (2010).

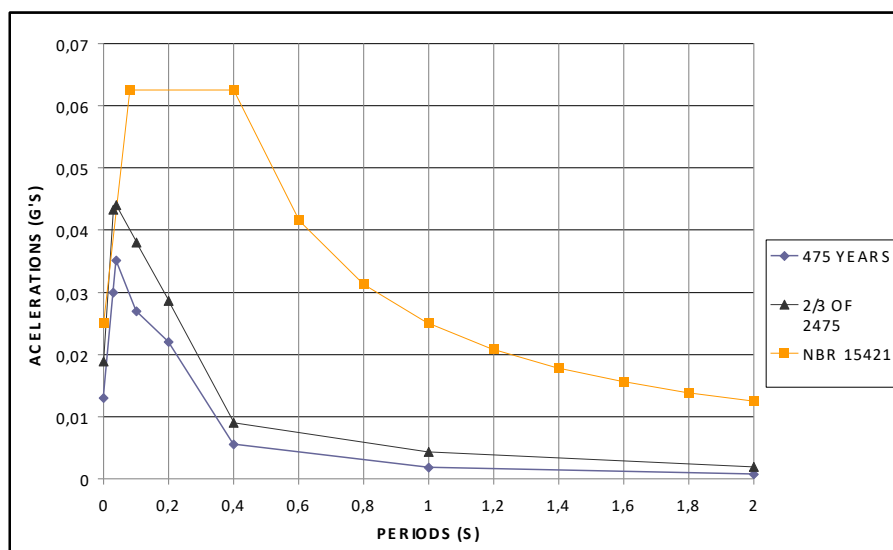


Figura 9 – Espectro de igual probabilidade para a região Sudeste. Fonte: Santos et al. (2010).

A análise desses espectros mostrou que os espectros de projeto definidos pela ABNT NBR 15421 (2006) são conservativos para o propósito de projeto.



## 2.3 Espectros de resposta de algumas normas

Nesta seção serão apresentados os espectros de resposta recomendados pelas normas ASCE/SEI 7-16 (2017), CALTRANS (2019) e pela ABNT NBR 15421 (2006).

### 2.3.1 ASCE/SEI 7-16 (2017)

A ASCE/SEI 7-16 (2017) determina os valores nominais das acelerações horizontais como sendo 2/3 dos valores das acelerações correspondentes a um período de retorno de 2475 anos.

A ASCE/SEI 7-16 (2017) define o espectro de resposta de projeto conforme as equações apresentadas a seguir e conforme ilustrado na Figura 10.

$$\begin{aligned} S_a &= S_{DS} (0,4 + 0,6 T/T_0) && \text{para } 0 \leq T \leq T_0 \\ S_a &= S_{DS} && \text{para } T_0 \leq T \leq T_s \\ S_a &= S_{DI}/T && \text{para } T_s < T \leq T_L \\ S_a &= S_{DI} \cdot T_L/T^2 && \text{para } T_L < T \end{aligned} \quad (12)$$

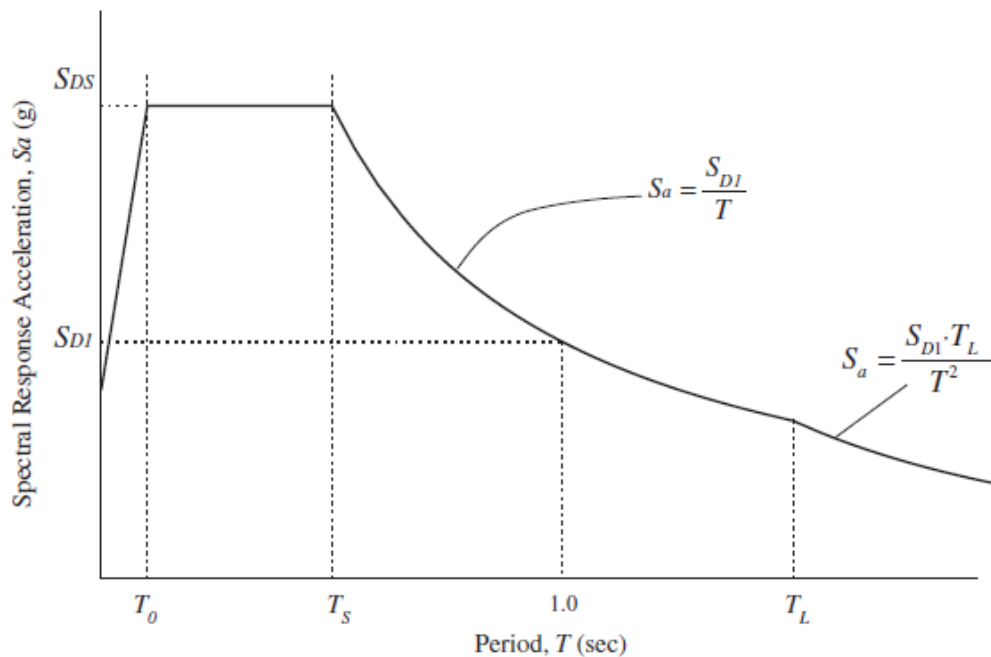


Figura 10 – Espectro de resposta de projeto. Fonte: ASCE/SEI 7-16 (2017)

Onde,

$S_{DS}$  = aceleração do espectro de resposta de projeto em períodos curtos.

$S_{D1}$  = aceleração do espectro de resposta de projeto em um período de 1 s.

$T$  = período fundamental da estrutura em s.

$$T_0 = 0,2(S_{D1}/ S_{DS})$$

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

$T_L$  = período de transição de longo período.

Os valores das acelerações do espectro de resposta de projeto ( $S_{DS}$  e  $S_{D1}$ ) são obtidos considerando-se a classificação do terreno. Esta –é apresentada na Tabela 2.

Tabela 2 – Classe do terreno.

Classe do terreno	Designação da Classe do terreno	Propriedades médias para os 30 m superiores do terreno		
		$\bar{v}_s$	$\bar{N}$	$\bar{s}_u$
A	Rocha Sã	> 1524 m/s	Não aplicável	Não aplicável
B	Rocha	760 m/s a 1524 m/s	Não aplicável	Não aplicável
C	Rocha alterada ou solo muito rígido	360 m/s a 760 m/s	$\bar{N} > 50$	> 100 kN/m <sup>2</sup>
D	Solo rígido	180 m/s a 360 m/s	$15 < \bar{N} < 50$	$50\text{kN/m}^2 < \bar{s}_u < 100$ kN/m <sup>2</sup>
E	Argila Mole	< 180 m/s	$\bar{N} < 15$	$\bar{s}_u < 50$ kN/m <sup>2</sup>
F	-	Solos que exigem uma avaliação específica: 1. Solos vulneráveis à ação sísmica, como solos liquefazíveis, argilas muito sensíveis e solos colapsáveis fracamente cimentados; 2. Turfa ou argilas muito orgânicas; 3. Argilas muito plásticas; 4. Estratos muito espessos ( $\geq 37$ m) de argila mole ou média.		

Fonte: Adaptado de ASCE/SEI 7-16 (2017).

$\bar{N}$  = Resistência média no ensaio de penetração padrão SPT para os 30 m superiores.

$\bar{v}_s$  = Velocidade média de propagação da onda de cisalhamento para pequenas deformações para os 30 m superiores.

$\bar{s}_u$  = Resistência média ao cisalhamento não drenada.

### 2.3.2 CALTRANS (2019)

A Norma de projeto sísmico do CALTRANS (*California Department of Transportation*) define os critérios a serem considerados para o projeto sísmico de pontes para o estado da Califórnia. Esta norma considera, em seu apêndice B, que o espectro de resposta de projeto é baseado no Mapa de Risco Sísmico da USGS (*U.S. Geological Survey*) para um período de retorno de 975 anos. O mapa das acelerações espectrais na Califórnia é apresentado na Figura 11.

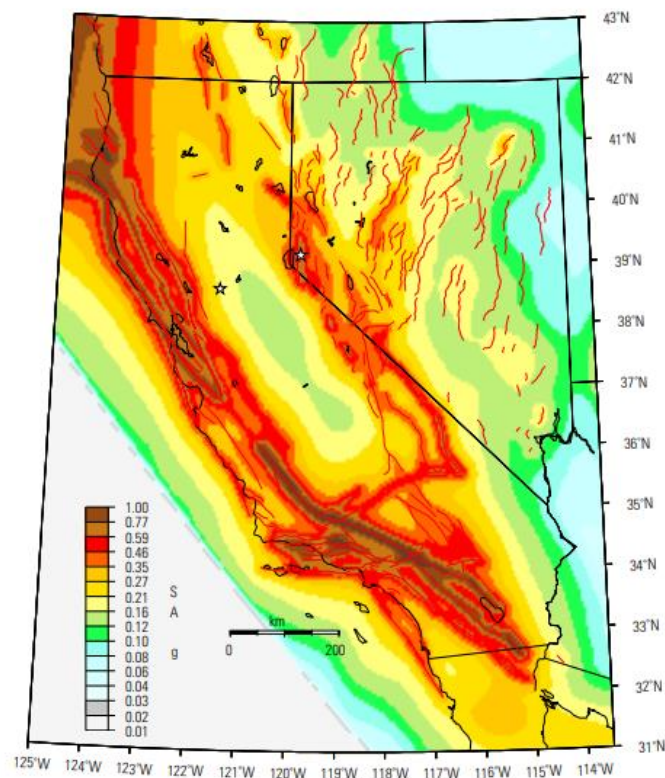


Figura 11 – Mapa das acelerações espectrais na Califórnia para a frequência de 1 Hertz.

Fonte: Petersen et al. (2008)

A CALTRANS (2019) recomenda que seja utilizada uma das curvas padrão de espectro de resposta de aceleração disponíveis em seu anexo. Esta deve ser utilizada em conjunto com a aceleração de pico do solo (*Peak Ground Acceleration* - PGA). Uma das curvas de aceleração espectral recomendadas é apresentada na Figura 12.

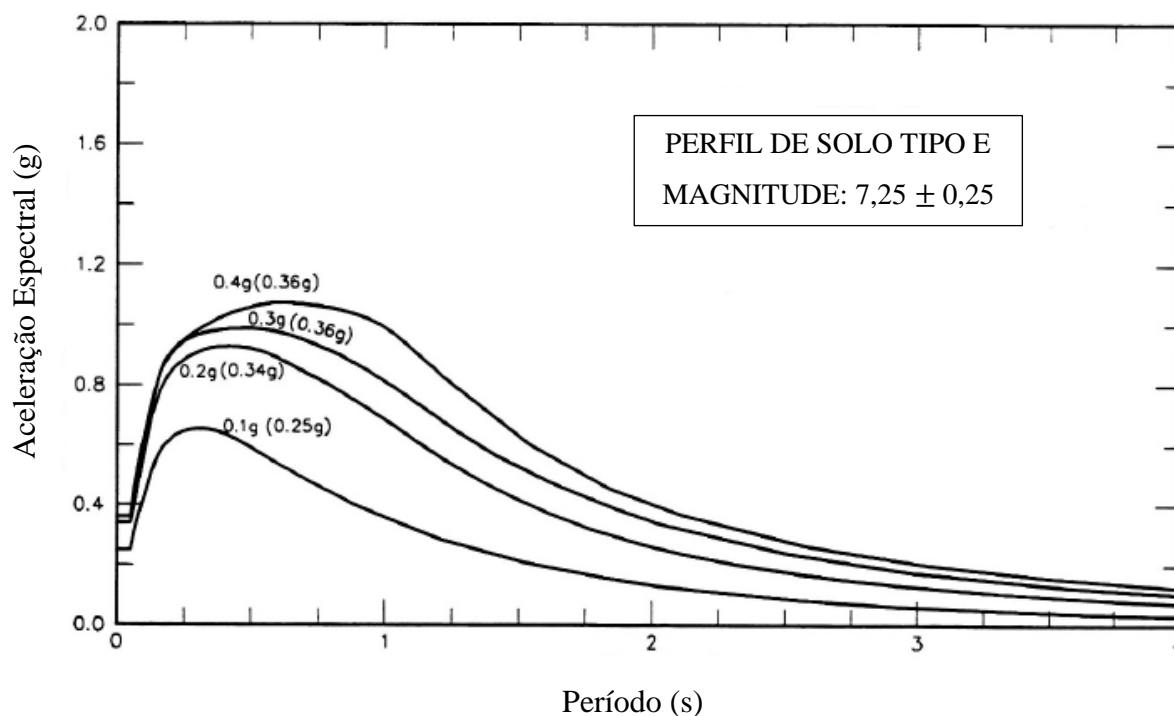


Figura 12 – Aceleração espectral para perfil de solo tipo E.

Fonte: Adaptado de CALTRANS (2019).

Na Figura acima, os valores de aceleração de pico do solo que não estão entre parênteses são para perfil de solo tipo B (rocha) e os que estão entre parênteses são para perfil de solo tipo E. (CALTRANS 2019).

A escolha da curva de aceleração espectral, como a apresentada na Figura 12, depende da classificação do tipo de solo. A Tabela 3 apresenta esta classificação.

Tabela 3 – Tipos de Perfil de solo.

Tipo de Perfil do Solo	Descrição do Perfil de Solo
A	Rocha sã – $v_{s30} > 1500$ m/s
B	Rocha – $760$ m/s $< v_{s30} < 1500$ m/s
C	Rocha alterada ou solo muito rígido - $360$ m/s $< v_{s30} < 760$ m/s, $N > 50$ , $s_u > 100$ kPa
D	Solo rígido - $180$ m/s $< v_{s30} < 360$ m/s, $15 < N < 50$ , $50$ kPa $< s_u < 100$ kPa
E	Um perfil de solo com $v_{s30} < 180$ m/s ou qualquer perfil de solo com mais de 3 m de argila mole
F	Solos que requerem avaliação específica do local: 1. Solos vulneráveis a falhas potenciais ou colapso sob carregamento sísmico. 2. Camadas de turfa e/ou de argila altamente orgânica com mais de 3 m de espessura. 3. Argila de alta plasticidade. 4. Camadas de argila mole a média com mais de 36 m de espessura.

Fonte: Adaptado de CALTRANS (2019).

### 2.3.3 ABNT NBR 15421 (2006)

A ABNT NBR 15421 – Projeto de Estruturas Resistentes a Sismos define os valores característicos nominais para as ações sísmicas como sendo aqueles que têm 10% de probabilidade de serem ultrapassados durante um período de 50 anos, o que corresponde a um período de retorno de 475 anos.

A ABNT NBR 15421 (2006) diz que para a definição das ações sísmicas a serem consideradas no projeto, deve ser acatado o zoneamento sísmico apresentado na Figura 3, no qual cinco zonas sísmicas são definidas conforme a variação de  $a_g$ , no qual  $a_g$  é a

aceleração sísmica horizontal característica normalizada para terrenos da Classe B (“Rocha”). A Tabela 4 apresenta as zonas sísmicas definidas em função das faixas de valores de  $a_g$ .

Tabela 4 – Zonas sísmicas.

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

Fonte: NBR 15421 (2006).

A Tabela 5 apresenta a definição da classe do terreno considerada pela ABNT NBR 15421 (2006). Esta classificação do terreno está associada aos valores numéricos dos parâmetros geotécnicos médios avaliados nos 30 m superiores do terreno.

Tabela 5 – Classe do terreno.

Classe do terreno	Designação da Classe do terreno	Propriedades médias para os 30 m superiores do terreno	
		$\bar{v}_s$	$\bar{N}$
A	Rocha sã	$\bar{v}_s \geq 1500 \text{ m/s}$	(não aplicável)
B	Rocha	$760 \text{ m/s} \leq \bar{v}_s \leq 1500 \text{ m/s}$	(não aplicável)
C	Rocha alterada ou solo muito rígido	$370 \text{ m/s} \leq \bar{v}_s \leq 760 \text{ m/s}$	$\bar{N} \geq 50$
D	Solo rígido	$180 \text{ m/s} \leq \bar{v}_s \leq 370 \text{ m/s}$	$15 \leq \bar{N} \leq 50$
E	Solo mole	$\bar{v}_s \leq 180 \text{ m/s}$	$\bar{N} \leq 15$
	-	Qualquer perfil incluindo camada com mais de 3 m de argila mole	
F	-	Solo exigindo avaliação específica, como: 1. Solos vulneráveis à ação sísmica, como solos liquefazíveis, argilas muito sensíveis e solos colapsíveis fracamente cimentados; 2. Turfa ou argilas muito orgânicas; 3. Argilas muito plásticas; 4. Estratos muito espessos ( $\geq 35 \text{ m}$ ) de argila mole ou média.	

Fonte: ABNT NBR 15421 (2006).

onde,

$\bar{v}_s$  = velocidade média de propagação de ondas de cisalhamento;

$\bar{N}$  = número médio de golpes no ensaio SPT, em ensaio realizado de acordo com a NBR 6484.

O espectro de resposta de projeto,  $S_a(T)$ , definido pela ABNT NBR 15421 (2006) correspondente à resposta elástica de um sistema de um grau de liberdade com uma fração de amortecimento crítico igual a 5%. Este espectro é definido considerando-se a aceleração sísmica horizontal característica  $a_g$  e a classe do terreno através das grandezas  $a_{gs0}$ ,  $a_{gs1}$ ,  $C_a$ ,  $C_v$  e  $T$ .

Onde,

$a_{gs0}$  e  $a_{gs1}$  são as acelerações espectrais para os períodos de 0,0s e 1,0s, respectivamente.

$C_a$  e  $C_v$  são os fatores de amplificação sísmica no solo, para os períodos de 0,0s e 1,0s, respectivamente.

$T$  é o período natural (em segundos), associado a cada um dos modos de vibração da estrutura.

As grandezas acima se relacionam através das seguintes equações:

$$a_{gs0} = C_a \cdot a_g \quad (13)$$

$$a_{gs1} = C_v \cdot a_g \quad (14)$$

Os fatores de amplificação sísmica no solo  $C_a$  e  $C_v$  são apresentados na Tabela 6.

Tabela 6 – Fatores de amplificação sísmica no solo.

Classe do Terreno	$C_a$		$C_v$	
	$a_g \leq 0,10g$	$a_g = 0,15g$	$a_g \leq 0,10g$	$a_g = 0,15g$
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

Fonte: NBR 15421 (2006).



O espectro de resposta de projeto,  $S_a(T)$ , é apresentado graficamente na Figura 13 e definido pelas expressões abaixo:

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

$$S_a(T) = 2,5 a_{gs0} \quad \text{para } C_v / C_a \cdot 0,08 \leq T \leq C_v / C_a \cdot 0,4 \quad (15)$$

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

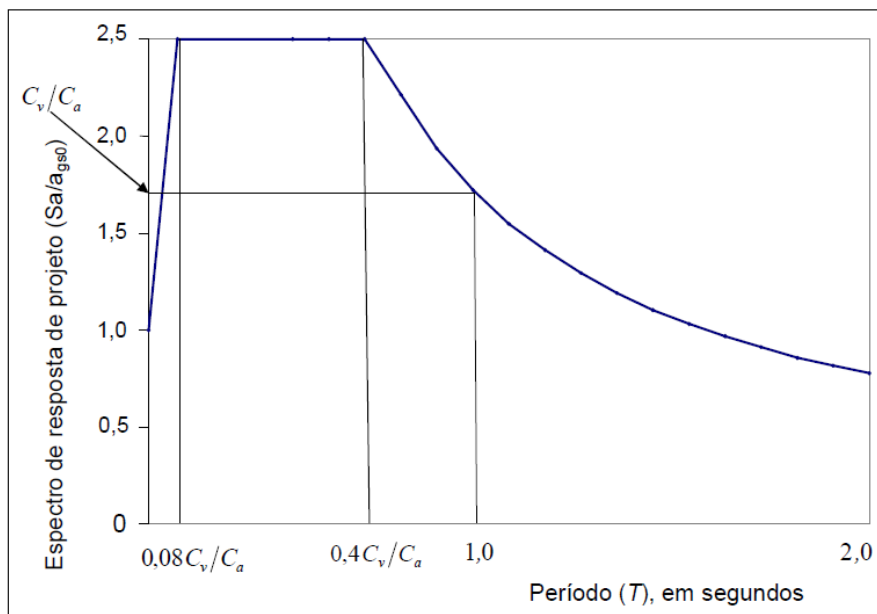


Figura 13 – Espectro de resposta de projeto ( $S_a/ a_{gs0}$ ) em função do período ( $T$ ).

Fonte: ABNT NBR 15421 (2006).

A comparação direta dos espectros é difícil tendo em vista diferentes critérios de definição do PGA (*peak ground acceleration*).

## 2.4 Propostas de atualização da ABNT NBR 15421

Alves (2020) realizou um estudo sobre a análise probabilística de ameaça sísmica no Brasil, afim de desenvolver o entendimento de novas informações sobre a sismicidade brasileira para que contribuíssem para possíveis revisões da ABNT NBR 15421 (2006).

Este estudo mostrou que o zoneamento sísmico da região Nordeste e da região do Mato Grosso deverão sofrer modificações. A Figura 14 (a) a seguir apresenta o mapa de ameaça sísmica para a região Nordeste obtido em sua pesquisa e a Figura 14 (b) apresenta a proposta de mapeamento para esta região, na qual consiste em aumentar a abrangência do patamar existente de aceleração constante de 0,05 g.

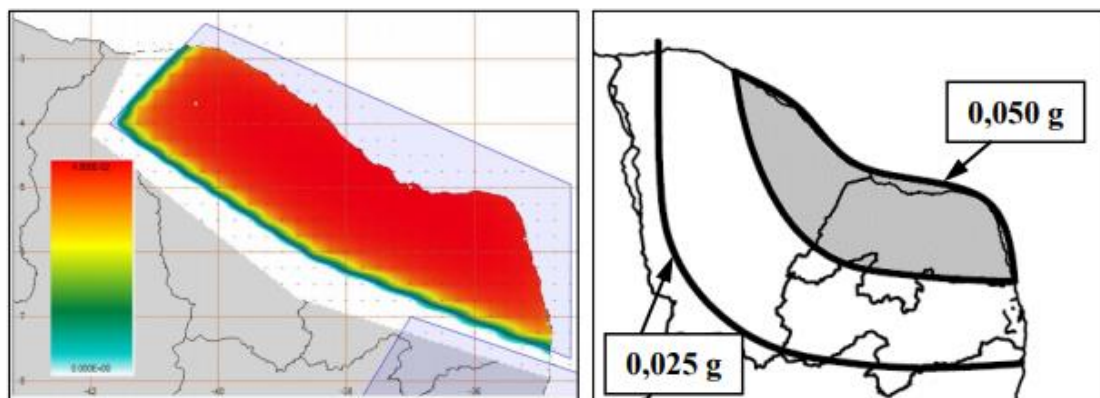


Figura 14 – (a) Mapa de ameaça sísmica para a região Nordeste (b) Proposta de mudança do zoneamento sísmico para o Nordeste, com patamar de 0,050 g em cinza.

Fonte: Alves (2020).

Para a região do Mato Grosso, a proposta de acelerações apresenta a Zona 2 centralizada na área-fonte correspondente, cercada pela Zona 1, sendo a Zona 2 incorporada ao traçado já existente. Além disso, é apresentado um patamar em 0,075 g conforme mostra a Figura 15 (b). A Figura 15 (a) apresenta o mapa de ameaça sísmica para o Mato Grosso.

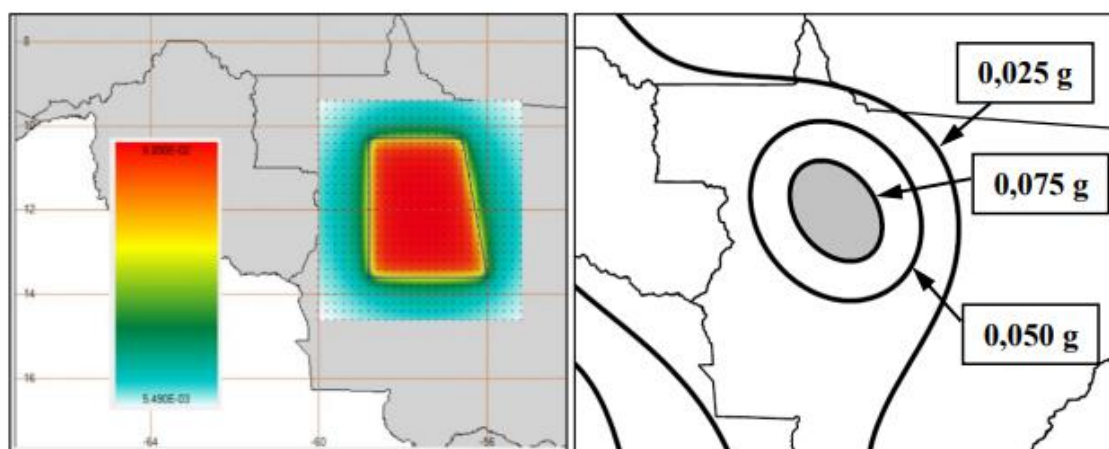


Figura 15 – (a) Mapa de ameaça sísmica para o Mato Grosso (b) Proposta de mudança do zoneamento sísmico para o Mato Grosso, com patamar de 0,075 g em cinza. Fonte: Alves (2020).

A seguir, é apresentada na Figura 16 a alteração do mapeamento da aceleração sísmica horizontal característica no Brasil proposta por Alves (2020).

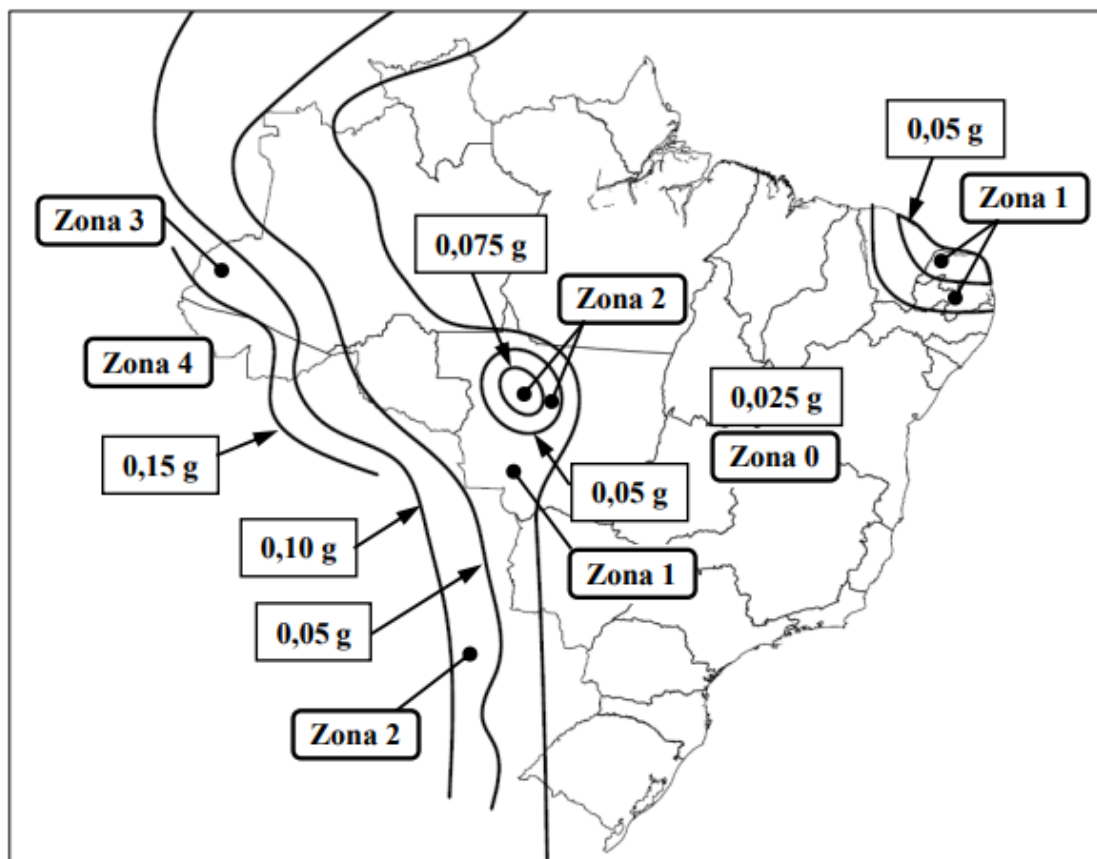


Figura 16 – Proposta de zoneamento sísmico brasileiro para a ABNT NBR 15421.

Fonte: Alves (2020).

Em sua pesquisa, Alves (2020) mostrou também que o formato do espectro de resposta de projeto utilizado atualmente pela ABNT NBR 15421 (2006) é inadequado, propondo uma nova definição deste.

A proposta de mudança sugerida por Alves (2020) para o espectro de resposta de projeto da ABNT NBR 15421 (2006) consiste em se adotar o espectro de resposta de projeto Tipo 2 para terreno tipo A do Eurocode 8 com as alterações necessárias para a realidade sísmica brasileira.

A seguir, é apresentada a formulação proposta por Alves (2020) para a definição do espectro de resposta de projeto da ABNT NBR 15421 (2006), e a sua representação gráfica na Figura 17.

$$S_a(T) = a_{gs0} (37,5.T.C_a/C_v+1,0) \quad \text{para } 0 \leq T < C_v/C_a.0,04$$

$$S_a(T) = 2,5. a_{gs0} \quad \text{para } C_v/C_a.0,04 \leq T < C_v/C_a.0,30$$

$$S_a(T) = 0,75. (a_{gs1}/T) \quad \text{para } C_v/C_a.0,30 \leq T < C_v/C_a.2,0$$

$$S_a(T) = 1,50. C_v/C_a. (a_{gs1}/T^2) \quad \text{para } T \geq C_v/C_a.2,0$$

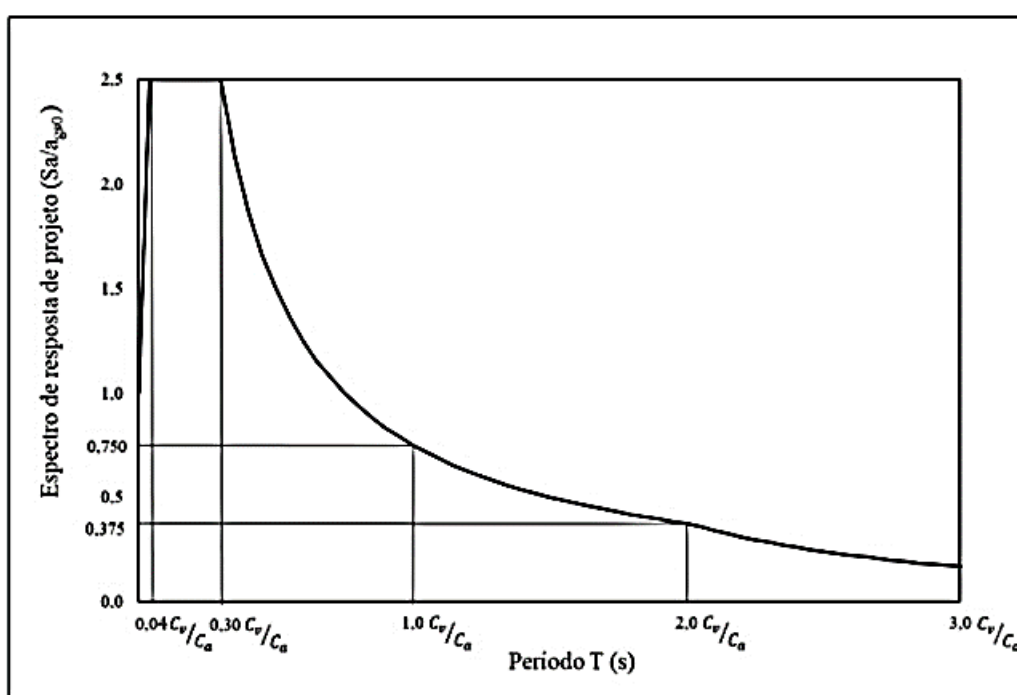


Figura 17 – Proposta de espectro de resposta de projeto para ABNT NBR 15421.

Fonte: Alves (2020).

## 2.5 Análise sísmica em pontes

Nesta seção serão apresentados alguns critérios utilizados para a análise sísmica em pontes, principalmente aqueles abordados pelo Eurocode 8: Projeto de Estruturas para Resistência a Sismos e pela ABNT NBR 7187 (2021): Projeto de pontes de concreto armado e de concreto protendido.

## 2.5.1 Eurocode 8: Projeto de estruturas para resistência a sismos – Parte 2: Pontes

O Eurocode 8 (2005) apresenta os requisitos exigíveis na verificação da segurança de pontes relativamente às ações sísmicas. Estes são aplicáveis a pontes de concreto armado e protendido em que a resistência às ações horizontais é conferida por flexão nos pilares ou nos encontros, isto é, pontes compostas de sistema de pilares verticais ou aproximadamente verticais que suportam o tráfego no tabuleiro da superestrutura. Estes requisitos também são aplicáveis ao projeto sísmico de pontes estaiadas e pontes em arco, embora suas disposições não devam ser consideradas como cobrindo totalmente estes tipos de pontes.

O Eurocode 8 (2005) considera que a ação sísmica de projeto  $A_{Ed}$  a ser aplicada na estrutura da ponte é expressa em termos da ação sísmica de referência  $A_{Ek}$ , associada a uma probabilidade de referência de excedência,  $P_{NCR}$ , em 50 anos ou a um período de retorno  $T_{NCR}$  e a um fator de importância  $\gamma_1$ . O período de retorno de referência recomendado pela norma é de 475 anos. A expressão a seguir mostra como é obtida a ação sísmica de projeto:

$$A_{Ed} = \gamma_1 \cdot A_{Ek} \quad (16)$$

As pontes devem ser classificadas em classes de importância, dependendo das consequências de sua falha para a vida humana, de sua importância para manter as comunicações, especialmente no período imediato pós-sismo, e das consequências econômicas do colapso. A Tabela 7 apresenta a definição das classes de importância recomendadas pelo Eurocode 8 (2005).

Tabela 7 – Definição das classes de importância.

Classe de Importância	Natureza da utilização
I	Pontes que não são críticas para a comunicação e que a adoção da probabilidade de excedência de referência, $P_{NCR}$ , em 50 anos para a ação sísmica de projeto, ou da vida útil da ponte padrão de 50 anos, não é economicamente justificada.
II	Pontes rodoviárias e ferroviárias em geral
III	Pontes de importância crítica para a manutenção das comunicações, especialmente no período imediato pós-sismo; pontes cuja falha está associada a um grande número de fatalidades prováveis e pontes importantes onde uma vida útil maior que o normal é necessária.

Fonte: Adaptado de Eurocode 8 (2005).

As classes de importância são caracterizadas por diferentes fatores de importância  $\gamma_1$ . O fator de importância  $\gamma_1 = 1$  está associado a uma ação sísmica que tenha o período de retorno de referência de 475 anos. Para as classes de importância I e III, os valores recomendados de  $\gamma_1$  são iguais a 0,85 e 1,3, respectivamente.

### 2.5.1.1 Análises sísmicas

As ações sísmicas devem ser aplicadas na interface entre a estrutura e o terreno. De acordo com o Eurocode 8 (2005) cada componente do movimento sísmico deve ser quantificada em termos de um espectro de resposta ou uma representação de histórico de acelerações no tempo.

#### 2.5.1.1.1 Análise sísmica pelo método espectral

O Eurocode 8 (2005) considera na análise espectral todos os modos que contribuam de forma significativa na resposta total da estrutura. Esse número de modos a ser considerado deve capturar pelo menos 90% da massa total da ponte.

O espectro de resposta de projeto aqui considerado é definido no Eurocode 8 (2005).

O provável efeito de ação máxima  $E$ , devido à ocorrência simultânea das componentes das ações sísmicas ao longo de eixos horizontais  $X$  e  $Y$  e do eixo vertical  $Z$ , pode ser estimado pela regra da raiz quadrada da soma dos quadrados dos efeitos das ações máximas  $E_x$ ,  $E_y$  e  $E_z$ , devido à ação sísmica independente ao longo de cada eixo.

$$E = \sqrt{E_x^2 + E_y^2 + E_z^2} \quad (17)$$

#### **2.5.1.1.2 Análise sísmica com históricos de acelerações no tempo**

Quando uma análise linear com histórico de acelerações no tempo é realizada, pelo menos três conjuntos de acelerogramas devem ser considerados na análise. Esses conjuntos devem ser selecionados de eventos ocorridos anteriormente com magnitudes, distâncias da fonte, e mecanismos que sejam compatíveis com aqueles que definem a ação sísmica de projeto.

O espectro do conjunto de acelerogramas deve ser escalado de modo que não seja inferior a 1,3 vezes o espectro de resposta elástica com amortecimento crítico de 5% da ação sísmica de projeto, na faixa de período entre  $0,2 T_1$  e  $1,5 T_1$ , onde  $T_1$  é o período do modo fundamental da estrutura.

### **2.5.2 ABNT NBR 7187 (2021)**

A ABNT NBR 7187 (2021) – Projeto de concreto armado e de concreto protendido apresenta, em seu anexo B, os requisitos exigíveis na verificação da segurança de pontes de concreto armado e protendido relativos às ações de sismos. A norma considera que a resistência às ações horizontais é conferida por flexão nos pilares e/ou pelos encontros, ou seja, pontes em que pilares verticais suportem o tráfego aplicado no tabuleiro.

A ABNT NBR 7187 (2021) considera que para cada ponte deve ser definida uma categoria sísmica, que será utilizada para definir os tipos de análise que devem ser realizadas. Cada ponte deve também ser classificada em uma categoria de utilização e em um correspondente fator de importância de utilização ( $I$ ). A Tabela 8 apresenta a definição de cada categoria de utilização e o seu correspondente fator de importância de utilização.

Tabela 8 – Definição das categorias de utilização e dos fatores de importância de utilização (I).

Categoria de utilização	Natureza da utilização	Fator <i>I</i>
I	Pontes usuais, todas aquelas não classificadas como de categoria II ou III	1,0
II	Pontes essenciais, aquelas que devem estar operacionais após a ocorrência do sismo de projeto, para os veículos necessários às atividades ligadas a emergência, segurança e Defesa Nacional.	1,25
III	Pontes críticas, aquelas que devem estar operacionais para todo o tráfego após a ocorrência do sismo de projeto	1,50

Fonte: ABNT NBR 7187 (2021)

### 2.5.2.1 Requisitos sísmicos para as estruturas de pontes

As definições de zonas sísmicas e categorias sísmicas são as mesmas da ABNT NBR 15421 (2006). Estas são determinadas com relação às acelerações sísmicas características horizontais  $a_g$  para terrenos da classe B (“Rocha”). A Tabela 9 reinterpreta estas definições.

Tabela 9 – Zonas Sísmicas e categorias Sísmicas.

Zona sísmica	Categoria sísmica	Valores de $a_g$
Zona 0	Categoria A	$a_g = 0,025g$
Zona 1		$0,025g \leq a_g \leq 0,05g$
Zona 2	Categoria B	$0,05g \leq a_g \leq 0,10g$
Zona 3		$0,10g \leq a_g \leq 0,15g$
Zona 4	Categoria C	$a_g = 0,15g$

Fonte: ABNT NBR 7187 (2021).

A seguir são apresentados os requisitos de análise para pontes para cada categoria sísmica.



- Pontes de categoria sísmica A

Para as pontes localizadas na zona sísmica 0, nenhum requisito de resistência sísmica é exigido.

As pontes localizadas na zona sísmica 1 devem resistir a cargas horizontais aplicadas concomitantemente à toda a estrutura e independentemente em cada uma de duas direções ortogonais, com valor igual a:

$$F_x = 0,01 \cdot w_x$$

Onde:

$F_x$  - força sísmica de projeto em uma dada direção;

$w_x$  - peso efetivo, que deve considerar as cargas permanentes atuantes, além de 20% da carga móvel em pontes rodoviárias e 30% da carga móvel em pontes ferroviárias.

- Pontes de categoria sísmica B e C

As pontes de categoria sísmica B e C poderão ser analisadas pelo método espectral ou pelo método dos históricos de acelerações no tempo.

A ABNT NBR 7187 (2021) também define coeficientes de modificação de resposta R em função do tipo de elemento estrutural analisado, que serão utilizados para a determinação das forças de projeto nos elementos estruturais. A Tabela 10 a seguir apresenta estes coeficientes de modificação de resposta R.

Tabela 10 – Coeficientes R de modificação de resposta.

Sistemas sismo-resistentes	Pontes com detalhamento usual	Pontes com detalhamento especial
Estruturas em geral	1,5	2,5
Estruturas rigidamente ligadas ao solo, como encontros e pontes com tabuleiro rigidamente ligado aos encontros	1,0	1,0
Pontes em arco	1,2	2,0
Fundações	1,0	1,0

O anexo B da ABNT NBR 7187 (2021) também define critérios para os efeitos do sismo vertical. O anexo diz que os efeitos do sismo vertical podem ser dispensados na verificação dos pilares. Na verificação de apoios e ligações, estes efeitos devem ser considerados e determinados de acordo com a seguinte expressão:

$$E_v = 0,5.(a_{gs0} / g).G \quad (18)$$

onde,

$E_v$  e  $G$  são, respectivamente, os efeitos estruturais do sismo vertical e as cargas gravitacionais;

$a_{gs0}$  é a aceleração espectral para o período de 0,0s, já considerado o efeito da amplificação sísmica no solo, conforme definido no item 6.3 da ABNT NBR 15421 (2006).

Para a modelagem da fundação, o item 8.7.1 da ABNT NBR 15421 (2006) deve ser seguido. Para a verificação da resistência das estruturas de fundação, o coeficiente  $R$  deve ser tomado igual a 1,0.

Deverá ser utilizado um modelo tridimensional para a ponte, que considere a distribuição espacial de massa e rigidez de todos os elementos significativos para a adequada distribuição de forças e deslocamentos na estrutura. Nas estruturas de concreto, o modelo deverá considerar a perda de rigidez devida à fissuração, conforme a NBR 6118 (2014).

Com relação às limitações dos deslocamentos, o anexo B da norma ABNT NBR 7187 (2021) diz que caso o sistema estrutural seja dividido em partes, separadas por juntas, estas devem apresentar entre si distâncias que garantam que não haja contato entre as partes, considerando a superposição dos deslocamentos devidos às cargas operacionais, aos efeitos térmicos e aos efeitos sísmicos.

Os efeitos de segunda ordem devidos aos sismos em pilares, em uma combinação de cálculo, podem ser avaliados de forma aproximada, considerando um momento adicional igual ao produto da força axial de cálculo pelo deslocamento relativo das respectivas extremidades.

### 2.5.2.2 Análise sísmica

Com relação ao tipo de análise sísmica, a ABNT NBR 7187 (2021) considera dois tipos de análise: a análise através do método espectral e a análise sísmica através dos históricos de aceleração no tempo.

A análise espectral considera que o número de modos a ser considerado na análise deve ser suficiente para capturar pelo menos 90% da massa total em cada uma das direções ortogonais consideradas na análise. Os espectros de projeto considerados são aqueles definidos conforme o item 6.3 da ABNT NBR 15421 (2006), devendo estes ser considerados nas direções ortogonais analisadas.

A ABNT NBR 7187 (2021) também considera que todas as respostas modais obtidas, como forças, momentos e reações de apoio devem ser multiplicadas pelo fator I/R. As respostas em termos de deslocamentos absolutos e relativos serão as obtidas diretamente da análise espectral.

A análise sísmica com históricos de acelerações no tempo consiste numa análise dinâmica de um modelo submetido aos históricos de acelerações aplicados à sua base, compatíveis com o espectro de projeto definido para a estrutura.

Os acelerogramas a serem aplicados devem ser afetados de um fator de escala, de forma que os espectros de resposta em uma direção considerada, para o amortecimento de 5%, tenham valores de aceleração não inferiores a 10% dos valores correspondentes no espectro de projeto em uma faixa entre  $0,2T$  e  $1,5T$ , sendo  $T$  o período fundamental da ponte nesta direção.

Para cada acelerograma analisado, as respostas obtidas como forças, momentos e reações de apoio devem ser multiplicadas pelo fator I/R. Os efeitos finais obtidos na análise correspondem às envoltórias dos efeitos máximos obtidos com cada um dos conjuntos de acelerogramas considerados. As respostas em termos de deslocamentos absolutos e relativos serão as obtidas diretamente da análise dinâmica.

### 2.5.2.3 Variabilidade espacial da ação sísmica

O anexo B da ABNT NBR 7187 (2021) estabelece que para a aplicação deste item, deve-se considerar a classificação de classes de terreno dada na Tabela 2 da ABNT NBR 15421 (2006).

O anexo B também estabelece que a variabilidade espacial da ação sísmica deverá ser considerada se, em um trecho da ponte entre juntas, as propriedades do solo variarem em mais de uma classe de terreno ou se comprimento entre juntas exceder o valor  $L_{lim}$  definido abaixo:

$$L_{lim} = L_g / 1,5 \quad (19)$$

onde:

$L_g$  é a distância a partir da qual os movimentos sísmicos do solo são considerados como não correlacionados, como definido na Tabela 11, em função da classe do terreno.

Tabela 11 – Distância  $L_g$

Classe de terreno	A	B	C	D	E
$L_g$ (m)	600	600	500	400	300

Fonte: ABNT NBR 7187 (2021)

Os efeitos sísmicos inerciais considerarão a envoltória dos espectros de projeto, definidos conforme o item 6.3 da ABNT NBR 15421 (2006) para as diferentes classes de terreno presentes no trecho considerado.

O anexo B da ABNT NBR 7187 (2021) ainda considera, em seu item B.6.3, que a variabilidade espacial da ação sísmica pode ser considerada de forma aproximada, pela aplicação pseudo-estática de deslocamentos horizontais nos apoios dos pilares, separadamente nas duas direções de análise. As configurações pseudo-estáticas de deslocamentos deverão ser definidas de forma a se obter os máximos esforços nos elementos estruturais da ponte.

Os deslocamentos relativos máximos entre dois apoios dos pilares estão limitados a:

$$\Delta d_i = \sqrt{2} \cdot d_g \cdot \beta \cdot \frac{L_i}{L_g} \quad (20)$$

onde:

$$d_g = 0,0119 \cdot a_{gs0}$$

$d_g$  é o deslocamento máximo do solo;

$a_{gs0}$  e  $d_g$  são expressos, respectivamente, em  $m/s^2$  e m;

$\beta = 0,5$  se os dois apoios estão na mesma classe de terreno;

$\beta = 1,0$  se os dois apoios estão em classes diferentes de terreno;

$L_i$  é a distância entre os dois apoios, medida perpendicularmente à direção dos deslocamentos impostos.

Os deslocamentos relativos entre dois pontos quaisquer estão limitados a:

$$\Delta d_i = \sqrt{2} \cdot d_g \quad (21)$$

Os efeitos finais da variabilidade espacial da ação sísmica serão obtidos pela combinação, pela regra da raiz quadrada da soma dos quadrados, dos efeitos sísmicos inerciais com os efeitos da aplicação pseudo-estática de deslocamentos horizontais.

### 2.5.3 Excitação de múltiplos apoios

Na análise sísmica, a excitação de múltiplos apoios corresponde aos diferentes movimentos prescritos que ocorrem nos vários apoios da estrutura onde esta está conectada ao solo, como pode ocorrer em uma ponte longa.

De acordo com Chopra (2012), essa excitação de múltiplos apoios pode surgir em várias situações. Por exemplo, ao se considerar a análise sísmica de estruturas extensas como a Ponte Golden Gate, localizada em São Francisco, Califórnia, espera-se que o movimento do solo gerado por um terremoto nas proximidades da falha de San Andreas varie significativamente ao longo do comprimento extenso da ponte. Portanto, movimentos diferentes devem ser prescritos nos diferentes apoios. Outro exemplo de situação onde pode surgir a excitação de múltiplos apoios é a análise dinâmica de tubulações em usinas nucleares. As extremidades dessa tubulação são conectadas a

diferentes locais da estrutura principal e, portanto, sofreriam movimentos diferentes durante um terremoto.

A solução total vem de forma aproximada superpondo a envoltória dos resultados das parcelas dinâmicas dos deslocamentos relativos (efeito inercial) mais os resultados devidos à imposição estática dos deslocamentos máximos do solo com seus valores e sentidos mais desfavoráveis (parcela cinemática).

#### **2.5.4 Análise estática não linear *pushover***

Uma alternativa de análise é a chamada análise estática não linear *pushover*. Esta consiste numa aplicação progressiva de forças sísmicas horizontais até o colapso total da estrutura. É considerada a não linearidade física e geométrica da estrutura.

Nessa situação de ruptura é avaliado o deslocamento máximo chamado deslocamento disponível. O deslocamento requerido é obtido em um espectro de deslocamentos do local da identificação. O deslocamento disponível deve ser superior ao deslocamento requerido.

Soares (2015) realizou uma análise para verificar os efeitos das ações sísmicas em pontes através de uma metodologia baseada em deslocamentos. Foi realizada uma análise estática não linear *pushover*, na qual é feito o cálculo explícito da ductilidade da estrutura, que expressa os estados de deformação diretamente relacionados com os danos nos vários elementos da estrutura.

O estudo realizado por Soares (2015) através da análise não linear *pushover* em pilares de pontes em modelos de pontes criados no programa SAP2000 mostrou que o aumento da armadura transversal do pilar e o efeito do confinamento do concreto levam a um aumento da ductilidade da estrutura. Dessa forma, a estrutura torna-se mais resistente aos efeitos das ações sísmicas.

#### **2.5.5 Evolução das normas de projeto sísmico de pontes rodoviárias no Chile**

O Chile, como um país com uma longa história de forte sismicidade, tem um histórico de atualização constante de suas normas de projeto sísmico e sistemas

estruturais, especialmente para pontes, como um resultado de grandes terremotos. Em função dos vários sismos ocorridos e dos diversos acidentes ocorridos, em consequência dos mesmos, considera-se que o Chile oferece parâmetros de comparação interessantes para comparação com a nossa norma. Estes estudos merecem ser analisados detalhadamente, como será apresentado a seguir.

Terremotos recentes no Chile causaram danos extensos a pontes rodoviárias, como colapso de tabuleiro, grandes deslocamentos residuais transversais, cedência e falha de chaves de cisalhamento e colapso das vigas principais, demonstrando que as pontes são estruturas altamente vulneráveis. Muitos desses danos podem ser atribuídos a problemas de construção e diretrizes de detalhamento insuficientes nas normas de projeto. (WILCHES et al., 2021).

O Chile está localizado próximo a uma falha de 5.000 km de extensão com uma taxa de subducção de mais de 7 cm / ano, sendo esta a zona de subducção mais ativa do mundo. Ao longo de sua história, o país foi atingido por muitos terremotos severos, que forneceram dados para avanços importantes nas ciências da terra e no desenvolvimento de normas de projeto estrutural. (WILCHES et al., 2021).

Após o terremoto de Valparaíso em 1906, que afetou o porto mais importante do país, foi criada a primeira comissão científica para o estudo dos terremotos. Após o terremoto de Talca de 1928, foram criados os primeiros regulamentos relacionados à resistência a terremotos. O terremoto de Valdivia de 1960 ( $M_w = 9,5$ ), que causou mais de 5.000 mortes e é classificado como o maior terremoto registrado na história mundial, continua a fornecer informações valiosas para a pesquisa na morfologia costeira do Chile. Com o terremoto de Algarrobo em 1985, foram criados os primeiros critérios de projeto sísmico chileno para pontes. Este terremoto forneceu registros sísmicos que foram usados para estudar o comportamento das estruturas existentes e para projetar novas estruturas. Por fim, o terremoto de Maule de 2010 ( $M_w = 8,8$ ), que causou a morte de pelo menos 550 pessoas, ferindo outras milhares e causando danos devastadores, forneceu critérios para a melhoria dos regulamentos de projeto sísmico (WILCHES et al., 2021).

Durante os terremotos chilenos, muitas pontes rodoviárias foram danificadas ou destruídas. Por exemplo, no terremoto Valdivia de 1960 ( $M_w = 9,5$ ) cerca de 20 pontes foram danificadas (Figura 18a). Os principais danos foram falhas nos encontros devido

ao desmoronamento dos aterros e inclinação das estacas por rompimento do solo; em muitos casos, essas falhas levaram ao colapso do tabuleiro. No terremoto de Algarrobo em 1985 ( $M_w = 8,0$ ) 40 pontes rodoviárias foram danificadas (Figura 18b). As falhas predominantes foram relacionadas ao assentamento do preenchimento de contenção de pilares e ao afundamento de preenchimentos de rodovias. No terremoto de Maule de 2010 ( $M_w = 8,8$ ), cerca de 300 pontes rodoviárias foram danificadas (Figura 18c). (WILCHES et al., 2021).

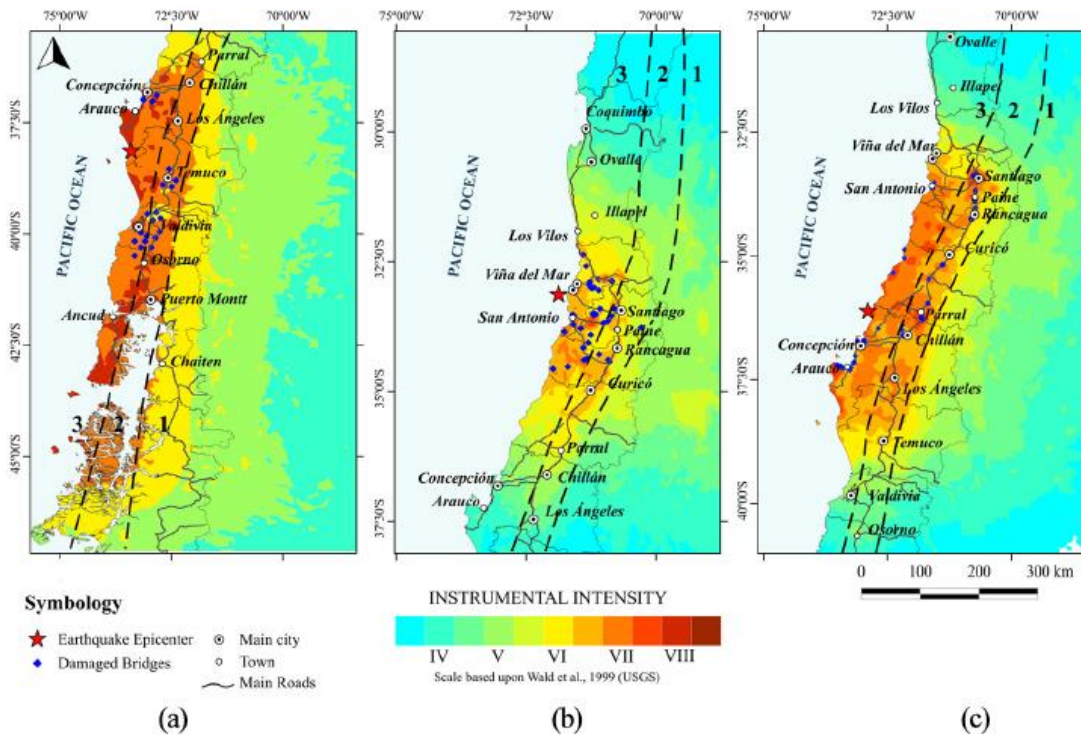


Figura 18 – Intensidade sísmica e localização de pontes danificadas: (a) terremoto Valdivia de 1960, (b) terremoto de Algarrobo de 1985, e (c) terremoto Maule de 2010.

Fonte: Wilches et al. (2021).

O Chile tem definições específicas para risco sísmico e demandas sísmicas para cada um de seus códigos de projeto (como, por exemplo, pontes, edifícios, instalações industriais). No caso do Manual Rodoviário Chileno, três zonas são definidas (zonas de risco 1, 2 e 3 conforme mostrado na Figura 18, separadas por linhas tracejadas). Os valores de aceleração aumentam com o aumento do risco sísmico: zona 1 corresponde a  $A_o = 0,2 g$ , zona 2 a  $A_o = 0,3 g$  e zona 3 a  $A_o = 0,4 g$ , onde  $A_o$  é a aceleração de pico efetiva em rocha e  $g$  a constante gravitacional.



### 2.5.5.1 Contexto histórico

Entre 1960 e 1969, o aço passou a ser o material mais utilizado para a construção de pontes, com 73% das pontes em construção; entretanto, o uso de pontes protendidas (13%) também começou a aumentar (Figura 19a). Após o terremoto de Valdivia de 1960, o sistema estrutural de pontes que apresentou melhor desempenho foi o de vigas simplesmente apoiadas em elastômeros, de modo que o uso dessa tipologia aumentou nesta década para 84% do total de pontes construídas (Figura 19b). (WILCHES et al., 2021).

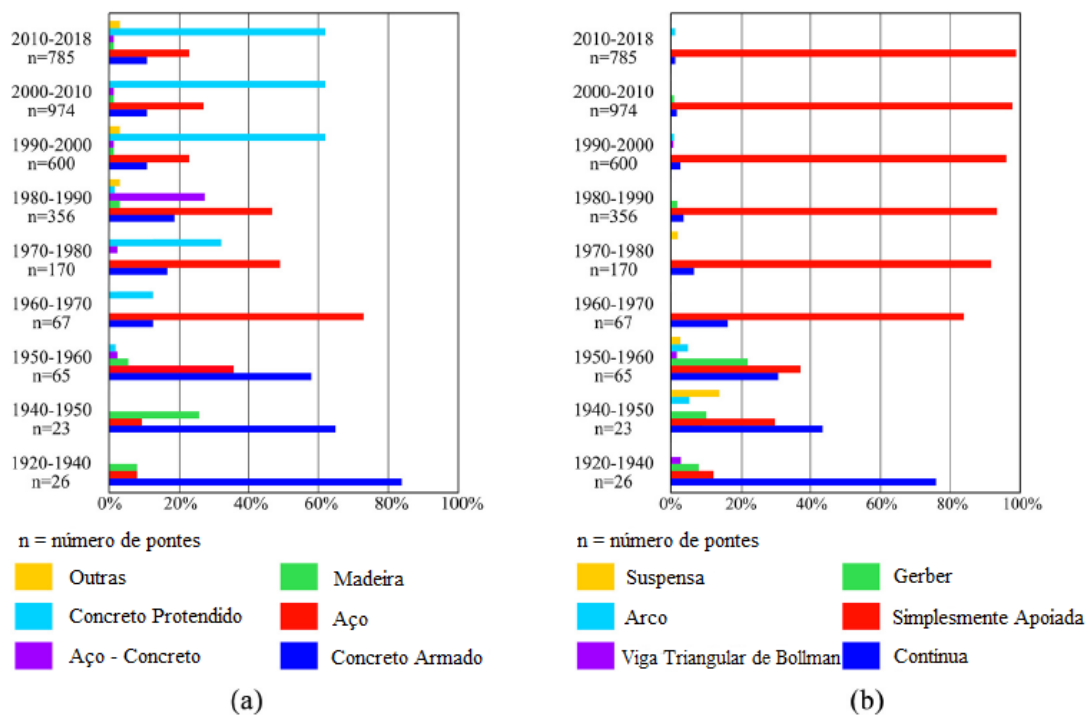


Figura 19 – Classificação das pontes durante os anos 1920-2018: (a) materiais e (b) tipologia estrutural. Fonte: Adaptado de Wilches et al. (2021).

Um aspecto incomum presente nas pontes protendidas construídas na década de 1960, foi o uso de reforço sísmico em forma de X nos apoios no lugar de um típico diafragma sólido (Figura 20). A intenção era reduzir o deslocamento transversal e vertical das pontes durante os eventos sísmicos. O corte transversal da Figura 20 corresponde à

Ponte Juan Pablo II construída em 1964 na cidade de Concepcion. (WILCHES et al., 2021).

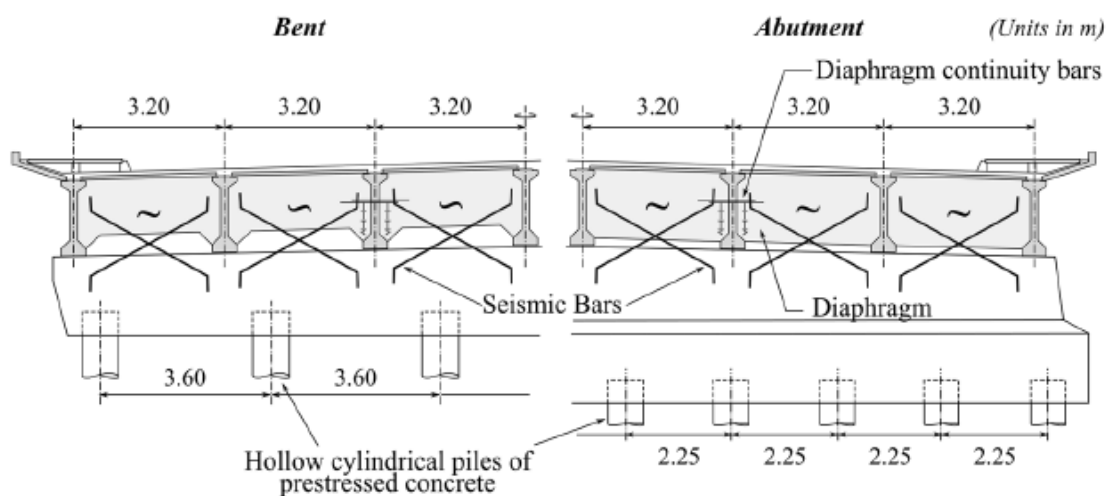


Figura 20 – Detalhes da seção transversal da Ponte Juan Pablo II. Fonte: Wilches et al. (2021).

Entre 1970 e 1972, foi criada uma versão preliminar do Manual Rodoviário Chileno. No entanto, este manual de projeto não contemplou nenhum requisito para o projeto sísmico de pontes. Os requisitos de projeto de pontes foram baseados na especificação padrão da Associação Americana de Agentes de Rodovias e Transportes do Estado (AASHTO, 1973) e na experiência dos engenheiros da época. (WILCHES et al., 2021).

Na década de 1970, o desenvolvimento de pontes protendidas começou a se destacar, chegando a 32% do total construído (Figura 19a). As Figuras 21 e 22 mostram as seções transversais correspondentes às pontes La Posada (aço, simplesmente apoiada) e Cancura (protendido, simplesmente apoiada) construídas nos anos de 1977 e 1978, respectivamente. As Figuras 21a e 22a mostram as seções transversais típicas de pontes construídas durante a década de 1970. Durante esse período, o uso de reforços sísmicos em forma de X é reduzido, e as barras sísmicas (verticais ou quase verticais, Figuras 21b a 22b) passaram a ser utilizadas como o principal elemento de controle do deslocamento vertical das pontes. Os deslocamentos horizontal e transversal são absorvidos por rolamentos elastoméricos (Figura 22b). Tanto as pontes de concreto protendido quanto as

metálicas tem diafragmas rígidos nas extremidades das vigas (Figuras 22b a 23b). (WILCHES et al., 2021).

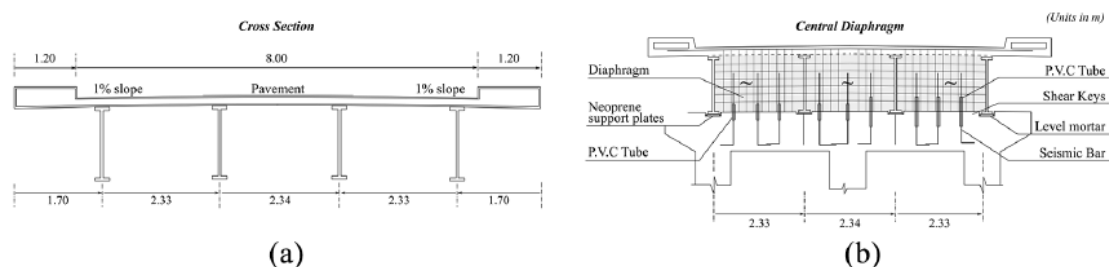


Figura 21 – Detalhes da seção transversal da Ponte La Posada: (a) seção transversal típica do tabuleiro e (b) diafragma. Fonte: Wilches et al. (2021).

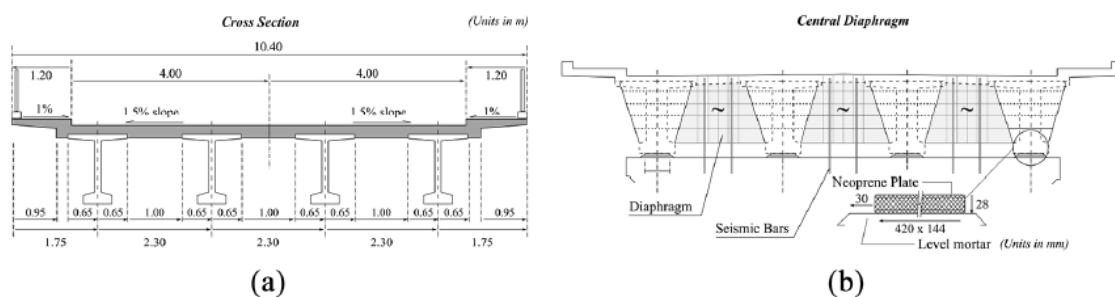


Figura 22 – Detalhes da seção transversal da Ponte Cancura: (a) seção transversal típica do tabuleiro e (b) seção típica do tabuleiro e apoios elastoméricos. Fonte: Wilches et al. (2021).

Após 1990, a construção de pontes protendidas aumentou, chegando a 62% do total de pontes construídas (Figura 19a). O sistema estrutural de vigas de concreto protendido simples suportadas em elastômeros é a tipologia mais utilizada em 95% (Figura 19b). A Figura 23 mostra a seção transversal na área do apoio de uma ponte típica de concreto protendido chilena em meados da década de 1990. (WILCHES et al., 2021).

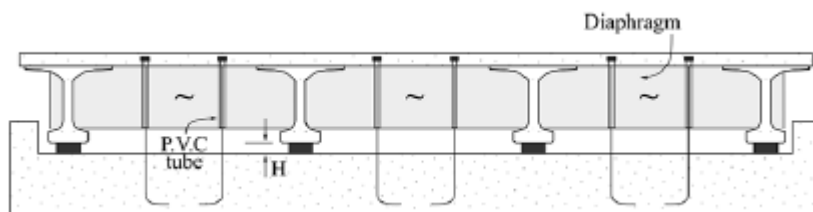


Figura 23 – Seção transversal de uma típica ponte chilena construída em meados da década de 1990. Fonte: Wilches et al. (2021).

Em 2002, o Ministério de Obras Públicas publicou uma nova versão do Manual Rodoviário. Este manual de projeto foi baseado nas especificações da norma AASHTO (1996) e na experiência dos engenheiros chilenos, com modificações para refletir o bom desempenho das pontes durante o terremoto de 1985 e as condições locais, como sismicidade, características dos solos, as propriedades de materiais e o efeito do fluxo dos rios. Esta versão incorporou oficialmente os seguintes critérios de projeto sísmico (WILCHES et al., 2021):

1. As vigas mestras longitudinais das pontes localizadas na zona sísmica 3 ( $A_0 = 0,4 g$ , onde  $A_0$  é a aceleração de pico efetiva e  $g$  a constante gravitacional, ver Figura 19 para zonas) devem ser conectadas em suas extremidades por diafragmas transversais.
2. Um coeficiente sísmico vertical de  $K_v = A_0 / 2$  deve ser usado para projetar as barras de ancoragem sísmicas verticais, considerando que apenas a força sísmica atua para cima e desprezando a contribuição das cargas de peso próprio.
3. Os encontros e transversinas devem considerar chaves de cisalhamento para restringir o deslocamento transversal do tabuleiro.
4. Para o projeto de cada chave de cisalhamento, metade da força sísmica horizontal total agindo na direção transversal e um intervalo definido entre a chave e o tabuleiro, igual ao deslocamento sísmico esperado mais 50 mm, deve ser usada.
5. O projeto e os testes para o uso de isoladores sísmicos como elementos de suporte foram regulamentados de acordo com as especificações padrão AASHTO (1996).

### 2.5.5.2 Definição de demanda sísmica para as normas de projeto de pontes no Chile

É importante destacar que cada modernização relevante realizada nas normas de projetos de ponte no Chile foi impulsionada pelas experiências derivadas de um grande terremoto. A primeira norma de definição de demanda sísmica usada oficialmente no projeto de pontes chilenas foi o DFL N8437 de 1936 do Ministério do Interior, denominada "Ordenanza General Sobre Construcciones y Urbanizacion". Esta norma define as cargas associadas a eventos sísmicos, como uma aceleração básica horizontal na estrutura, entre 0,05 e 0,10 g, de acordo com as características geológicas e sísmicas da zona. Além disso, indica que a aceleração básica deve ser ampliada de acordo com o tipo de solo sobre o qual a estrutura foi assentada, de acordo com os fatores apresentados na Tabela 12. (WILCHES et al., 2021).

Tabela 12 – Fatores de amplificação para as forças sísmicas horizontais

Coeficiente sísmico de acordo com o tipo de solo (g)				
Período fundamental da estrutura (s)	Solo a	Solo b	Solo c	Solo d
0,00 – 0,40	0,08	0,10	0,12	0,12
0,40 – 0,75	0,05	0,12	0,10	0,15
Solo a: Rocha				
Solo b: Solo não compacto com presença de lajes de concreto				
Solo c: Solo compacto				
Solo d: Solo não compacto sem presença de lajes de concreto				

Fonte: Adaptado de Wilches et al. (2021).

Em 1949, o regulamento DFL N8437 de 1936 (Ministerio del Interior, 1936) foi substituído pelo DFL N8884 de 1949. Este regulamento definiu as cargas sísmicas como uma aceleração horizontal estática equivalente na estrutura, que dependia do tipo de solo sobre o qual a estrutura estaria apoiada, e seu período fundamental de vibração conforme mostrado na Tabela 12. Em relação à aceleração vertical, o DFL N8884 de 1949 a considerou como um efeito com magnitude da metade da demanda horizontal. Um aspecto inovador foi a incorporação de uma definição de deslocamento máximo do terreno, de acordo com o tipo de solo de fundação, conforme mostra a Tabela 13. (WILCHES et al., 2021).

Tabela 13 – Deslocamento horizontal máximo permitido do solo

Deslocamento lateral do solo, devido à onda sísmica (cm)			
Solo a	Solo b	Solo c	Solo d
2,00	5,00	4,00	6,00

Fonte: Adaptado de Wilches et al. (2021).

Em 1962, o engenheiro Rodrigo Flores Álvarez utilizou os resultados de uma pesquisa sobre o terremoto de Valdivia de 1960 ( $M_w = 9,5$ ) para criar o espectro de projeto RFA. O espectro tornou-se rapidamente o mais utilizado em escritórios de projetos sísmicos industriais, estabelecendo as bases das definições das demandas sísmicas no país para projetos de estruturas rodoviárias, de mineração e industriais. Este espectro de projeto representa o início da reputação do projeto sísmico chileno, visto que tem sido usado em algumas das mais importantes infraestruturas portuárias, instalações industriais altamente complexas, refinarias de petróleo, fundições de cobre, instalações de mineração, usinas de energia e instalações elétricas, e permanece em uso até hoje. Sua definição é mostrada nas equações abaixo e seu formato apresentado na Figura 24 (WILCHES et al., 2021).

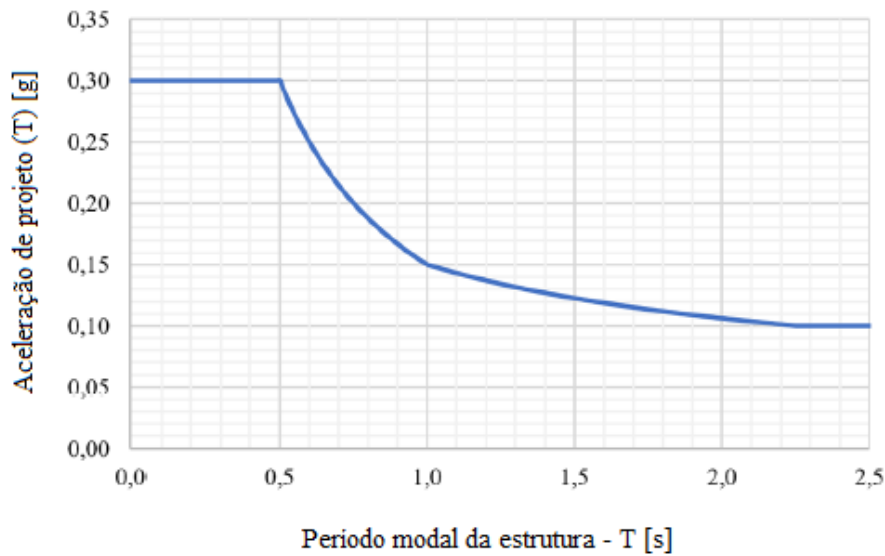


Figura 24 – Cisalhamento de base de projeto, conhecido como espectro RFA. Fonte: Adaptado de Wilches et al. (2021).

$$Q_o = C_{(T)}P$$

$$C_{(T)} = \begin{cases} \min\left(\frac{0,15}{T}, 0,30\right) (g) & T \leq 1,0 (s) \\ \max\left(\frac{0,15}{\sqrt{T}}, 0,10\right) (g) & T > 1,0 (s) \end{cases}$$

Onde  $Q_o$  é a força de cisalhamento de base,  $C_{(T)}$  é o coeficiente de aceleração de projeto,  $P$  é a massa sísmica da estrutura e  $T$  é o período fundamental da estrutura.

Somente em 2002 o Ministério de Obras Públicas publicou uma versão do Manual Rodoviário Chileno com uma definição de risco sísmico específico e demandas para o projeto de pontes rodoviárias no Chile. A demanda sísmica é definida de acordo com a zona de perigo sísmico onde a estrutura está localizada, a classificação sísmica do solo de fundação (associada às suas propriedades dinâmicas), a categoria de importância da estrutura (associada à aplicação de coeficientes de segurança mais elevados, para reduzir a incerteza com respeito às demandas sísmicas), os períodos de vibração da estrutura e a capacidade de plastificação desta. Este último está associado ao sistema estrutural da subestrutura da ponte e é diferente dependendo da direção da resposta da

ponte, que pode ser longitudinal ou transversal. O pseudo-espectro de acelerações elásticas é definido pela equação abaixo (WILCHES et al., 2021).

$$S_a(T_m) = \begin{cases} 1,5 \cdot K_1 \cdot S \cdot a_0 & T_m \leq T_1 \\ \frac{K_1 \cdot K_2 \cdot S \cdot a_0}{T_m^{2/3}} & T_m > T_1 \end{cases}$$

Onde  $S_a(T_m)$  é a aceleração do pseudo-espectro correspondente ao modo de vibração “m”;  $T_m$  é o período de vibração do modo “m”;  $T_1$  é o valor do período associado ao fim do platô de pseudo-acelerações máximas, de acordo com a classificação sísmica do solo;  $K_1$  é o fator da importância da estrutura;  $a_0$  é a aceleração de pico efetiva;  $K_2$  é o fator de amplificação da zona fora do platô de acelerações, associado à classificação sísmica do solo;  $S$  é o fator de amplificação, de acordo com a classificação sísmica do solo. (WILCHES et al., 2021).

O risco sísmico para pontes é baseado na norma sísmica para edifícios (Instituto Nacional de Normalizacion, 1996). O país está dividido em três zonas de risco sísmico definidas de acordo com os limites de cada município do país conforme apresentado na Tabela 14. (WILCHES et al., 2021).

Como resultado da definição de pseudo-espectro de acelerações elásticas, os espectros de resposta elástica de deslocamentos, pseudo-velocidades e pseudo-acelerações podem ser obtidos. A Figura 25 mostra os espectros de pseudo-acelerações (PSa), pseudo-velocidades (PSv) e deslocamentos (Sd) associados à zona sísmica 3, a zona com a maior aceleração.

Tabela 14 – Valor dos fatores que modulam a intensidade do perigo sísmico, de acordo com a zona de risco sísmico.

Zona de risco sísmico	Descrição	A <sub>0</sub> (g)	a <sub>0</sub> (g)
1	Zona próxima à cadeia de montanhas dos Andes. É aquela com o menor risco sísmico	0,20	0,30
2	Zona predominantemente de vales	0,30	0,40
3	Zona predominantemente costeira. É aquela com o maior risco sísmico	0,40	0,50

Fonte: Adaptado de Wilches et al (2021).



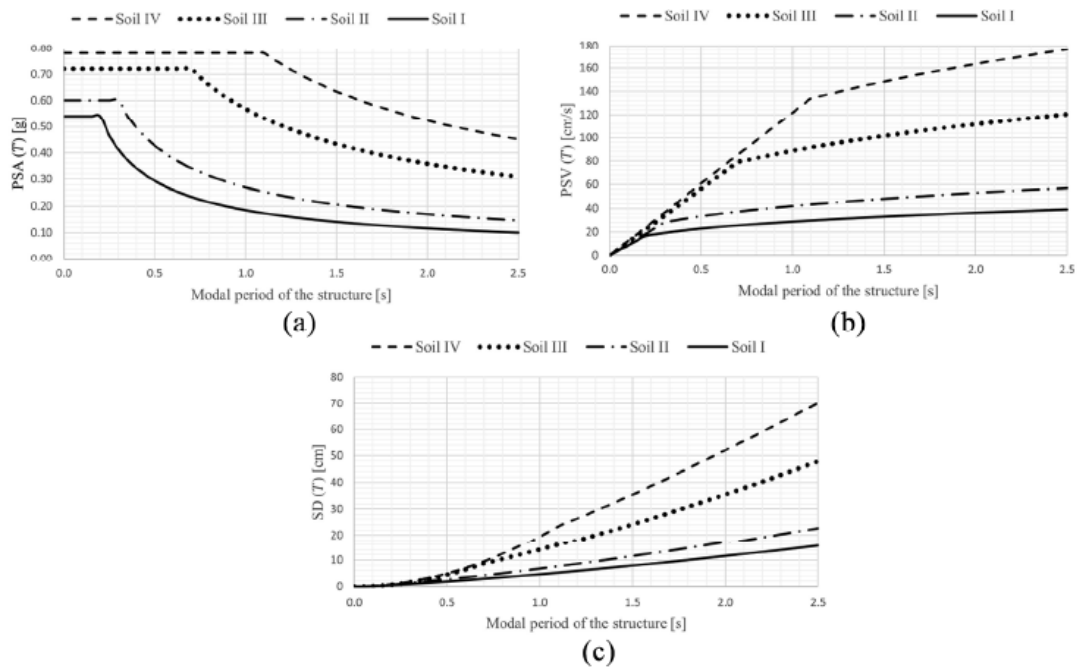


Figura 25 – Espectro elástico: (a) pseudo-acelerações (PS<sub>a</sub>), (b) pseudo-velocidades (PS<sub>v</sub>), e (c) deslocamentos (S<sub>d</sub>) definidos no Manual Rodoviário Chileno. Fonte: Wilches et al. (2021).

Cerca de 300 pontes rodoviárias foram danificadas devido à ação do terremoto de Maule de 2010. A maioria das pontes rodoviárias nas regiões de Valparaíso, O'Higgins, Maule, Biobío, Araucanía e Metropolitana foram relatados como tendo sofrido danos que variam de leves a muito graves. A Figura 26 mostra a distribuição das pontes danificadas.

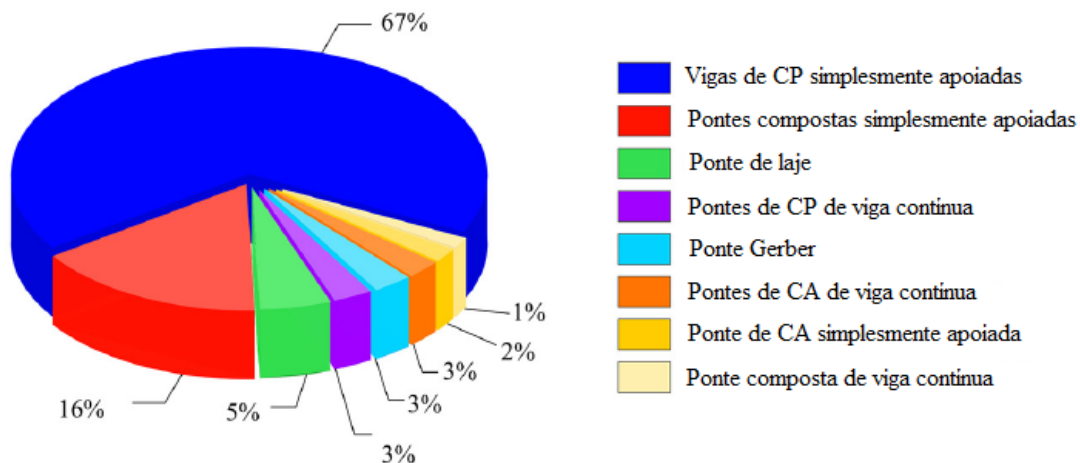


Figura 26 – Distribuição de danos em pontes chilenas durante o terremoto Maule de 2010 ( $M_w = 8,8$ ). Fonte: Adaptado de Wilches et al. (2021).

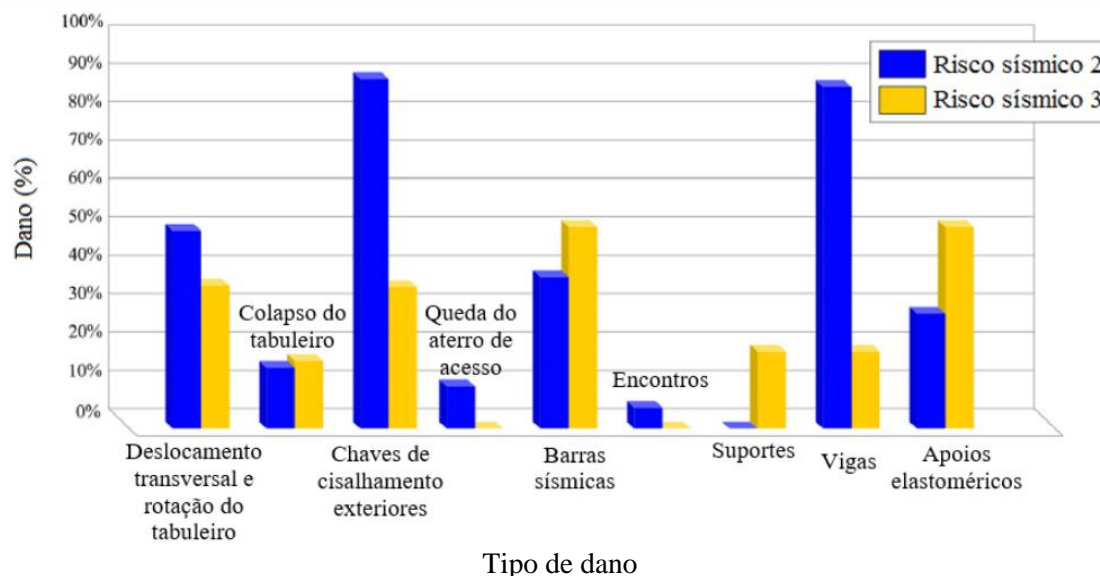


Figura 27 – Tipos de danos em pontes em diferentes zonas de risco sísmico. Fonte: Adaptado de Wilches et al. (2021).

Como pode ser visto na Figura 26, as pontes mais danificadas foram as simplesmente apoiadas com vigas pré-fabricadas (67%), seguidas das pontes simplesmente apoiadas com vigas de concreto ou aço (16%). A Figura 27 mostra os diferentes tipos de danos que ocorreram em diferentes zonas de risco sísmico. Das pontes inspecionadas, 50% estavam localizadas na zona sísmica 2 ( $A_0 = 0,3$  g) e 50% na zona sísmica 3 ( $A_0 = 0,4$  g). Danos em chaves de cisalhamento, vigas pré-moldadas,

deslocamento do convés, barras sísmicas e rolamentos elastoméricos estavam presentes em 88%, 83%, 49%, 37% e 26% das pontes, respectivamente, para a zona de risco sísmico 3. Da mesma forma, para a zona de risco sísmico 2, os valores foram 33%, 17%, 33%, 50% e 50%, respectivamente. Estes tipos de danos citados anteriormente induziram mudanças significativas na regulamentação chilena.

### **2.5.5.3 Comparação da norma sísmica chilena com as normas dos EUA e do Japão**

A prática de projeto e construção de pontes no Chile evoluiu substancialmente à medida em que cada novo evento sísmico importante ocorreu. Os critérios de projeto sísmico tornaram-se cada vez mais conservadores, o que se traduz em um aparente aumento da confiabilidade estrutural das pontes chilenas. Os critérios de projeto sísmico chileno foram fortemente influenciados pelas especificações sísmicas da AASHTO e pelas normas japonesas. A comparação entre essas três normas é interessante do ponto de vista de conhecimento e é resumida a seguir (WILCHES et al., 2021).

1. Os requisitos para verificação de desempenho são semelhantes entre as normas: a norma chilena e as especificações sísmicas AASHTO LRFD exigem a verificação de apenas um objetivo de desempenho (resistência máxima), enquanto os japoneses exigem a verificação de dois (resistência máxima e capacidade de serviço). As principais diferenças estão nos métodos de verificação. Enquanto o código chileno ainda usa o método do fator R baseado na força, as especificações sísmicas AASHTO LRFD usam métodos de projeto baseados em deslocamentos e a norma japonesa requer métodos elásticos e não lineares para análise e verificação.
2. As filosofias de projeto diferem muito: no Chile, a probabilidade de exceder o terremoto de projeto é de 10% em 50 anos (período de retorno de 475 anos). Por sua vez, as especificações sísmicas da AASHTO LRFD definem 7% de probabilidade de excedência em 75 anos (período de retorno de aproximadamente 1000 anos). Finalmente, o padrão japonês não estabelece uma probabilidade de excedência, mas considera a verificação de dois níveis de movimentação do solo para o dimensionamento sísmico de pontes.

3. Para calcular as forças sísmicas, todas as três normas levam em consideração o tipo de solo em que a ponte é apoiada, a zona sísmica onde a ponte está localizada e o período fundamental da estrutura.
4. Pontes curvas são permitidas no Chile, mas as mesmas verificações e dispositivos adicionais para conter deslocamentos excessivos exigidos pela norma japonesa foram introduzidos apenas na versão mais recente da norma chilena.
5. Os requisitos de detalhamento para pilares e tubulões de concreto armado para atingir a ductilidade desejada são semelhantes nas três normas, mas a norma chilena tem um limite mais rígido para a armadura longitudinal máxima para pilares, embora danos aos pilares não tenham sido observados no terremoto de Maule de 2010.
6. Após o colapso de várias pontes no terremoto de Maule de 2010 devido ao colapso de vigas, a norma chilena atualizou seus requisitos de comprimento do assentamento para valores similares aos definidos nas especificações sísmicas da AASHTO LRFD, assim como com as dimensões mínimas exigidas pelas normas japonesas.
7. Uma ponte projetada usando os atuais requisitos de projeto sísmico chileno deve ter chaves de cisalhamento externas e internas nos encontros e travessas, pilares de maior diâmetro para acomodar uma menor taxa de armadura longitudinal e grandes comprimentos de assentamento em encontros e travessas. Se a ponte tiver grande inclinação, chaves de cisalhamento longitudinais adicionais ou outros elementos de restrição deverão estar presentes. A mesma ponte projetada usando as especificações sísmicas da AASHTO pode ter apenas chaves de cisalhamento externas, mesmo se a inclinação for grande e comprimentos de assentamento mais curtos, enquanto que se projetada usando os requisitos japoneses, teria chaves de cisalhamento nos suportes de extremidade da ponte apenas se o ângulo de inclinação fosse grande.

### **3 Estudo de Caso 1: Ponte no Acre**

Neste capítulo é apresentada a análise sísmica de uma ponte localizada no Acre, considerando a sollicitação sísmica definida pela norma ABNT NBR 7187 (2021). Os apoios representam a parte mais frágil de uma ponte quando submetidas às cargas

sísmicas. Sendo assim, o objetivo desta etapa é efetuar a análise de um tubulão crítico da ponte quando sujeito às cargas sísmicas a partir de um espectro de resposta de projeto conforme prescrição da ABNT NBR 7187 (2021). Foi realizado também o dimensionamento do tubulão sujeito às cargas sísmicas. A modelagem e análise da ponte foram executadas no programa SAP2000 (2011) versão 15.1.

### 3.1 Descrição da Ponte

A ponte analisada localiza-se no estado do Acre, nas proximidades da fronteira do Brasil com o Peru. Apresenta três vãos com continuidade, cada um com 30 m de comprimento, apoiadas em quatro conjuntos de tubulões de 15 m de comprimento. A superestrutura é composta por quatro vigas com 2 m de altura cada, com largura variando de 25 a 60 cm nos apoios. O concreto da superestrutura, meso e infraestrutura, apresenta  $f_{ck}$  de 25 MPa.

A Figura 28 mostra o corte transversal da ponte com as medidas em cm.

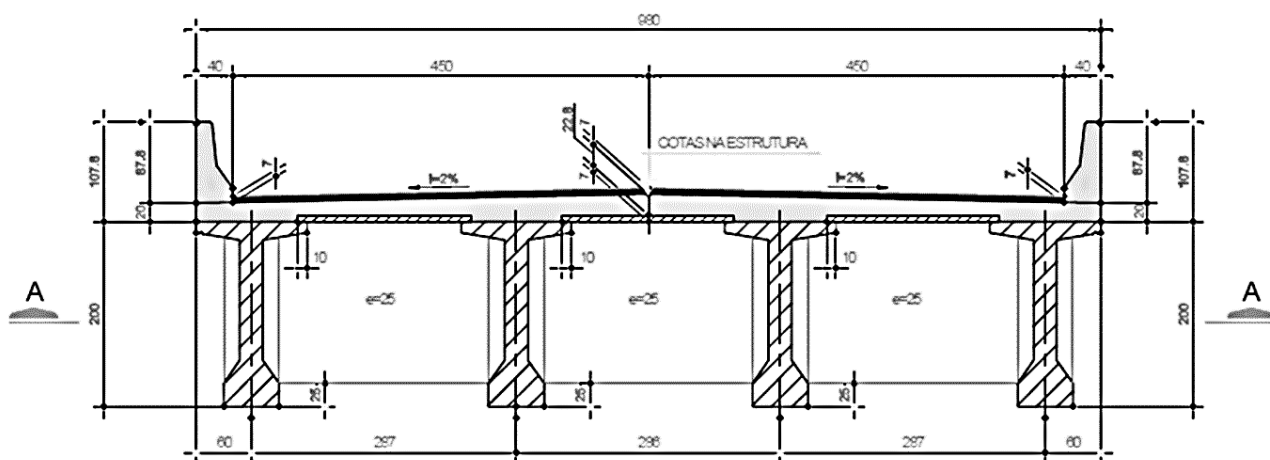


Figura 28 – Corte transversal.

### 3.2 Modelagem

A ponte foi representada em um modelo 3D em elementos finitos no programa SAP2000 (2011). A modelagem das longarinas, transversinas e tabuleiro foi feita com elementos de casca e para a modelagem dos tubulões foram utilizados elementos de barra.

Os aparelhos de apoio são modelado por *links* que representam a rigidez dos neoprenes. A interação solo-estrutura é representada através da utilização de molas de comportamento linear, dispostas ao longo do comprimento dos tubulões, nas direções X e Y. A Figura 29 mostra a representação do modelo da ponte.

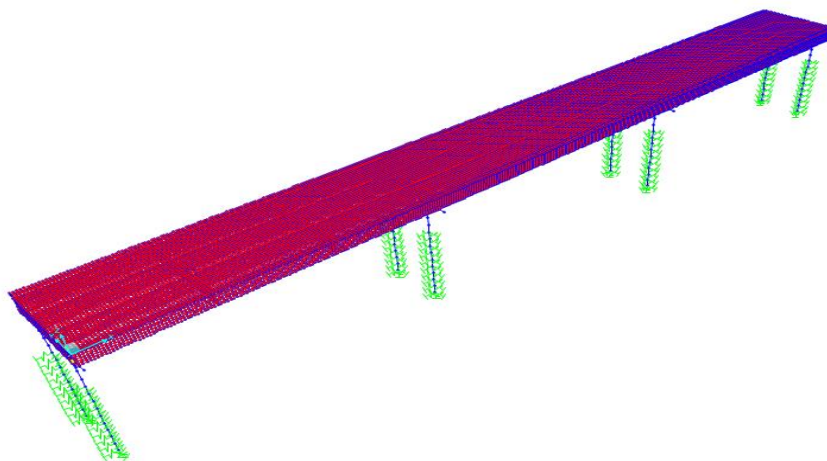


Figura 29 – Modelo da Ponte no Programa SAP2000.

### 3.3 Definição do espectro de resposta de projeto no programa SAP2000

Foi utilizado o espectro de resposta de projeto definido pela ABNT NBR 15421 (2006). Para a definição do espectro de resposta de projeto foi considerada a aceleração sísmica horizontal característica para o estado do Acre ( $a_g = 0,15g$ ) e terreno Classe E. Os valores dos fatores de amplificação sísmica no solo  $C_a$  e  $C_v$ , apresentados na Tabela 6 anteriormente, definidos para a aceleração  $a_g = 0,15g$  e terreno Classe E são 2,1 e 3,4, respectivamente.

A seguir é descrito como inserir o espectro de resposta de projeto definido pela ABNT NBR 15421 (2006) no programa de elementos finitos SAP2000 (2011).

Na barra de ferramentas do programa SAP2000 seleciona-se *Define > Functions > Response Spectrum* como apresentado na Figura 30.

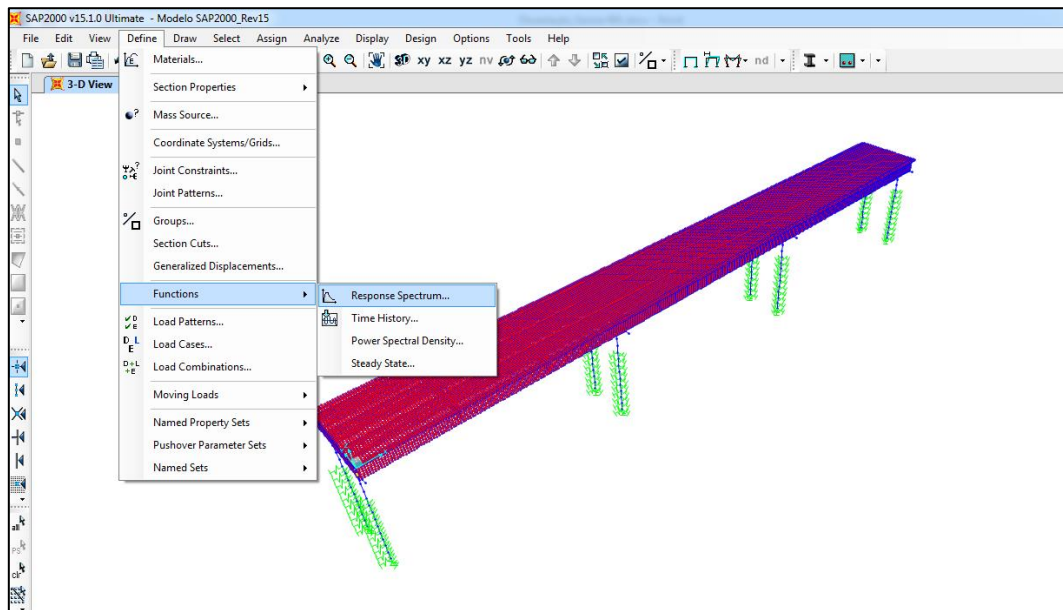


Figura 30 – Inserção do espectro de resposta de projeto no programa SAP2000.

Em seguida, no local escrito *Choose Function Type to Add*, como apresentado na Figura 31, selecione a opção *User* e após selecione *Add New Function*.

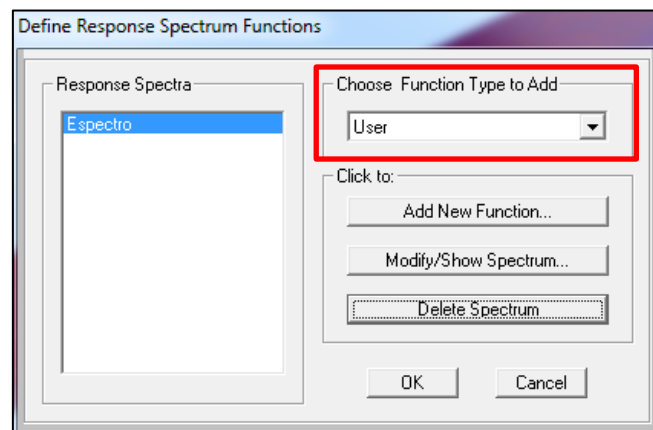


Figura 31 – Inserção do espectro de resposta de projeto no programa SAP2000.

A Figura 32 mostra a janela para a definição dos parâmetros do espectro, devendo ser inseridas as acelerações com os seus respectivos períodos, assim como o coeficiente de amortecimento a ser utilizado.

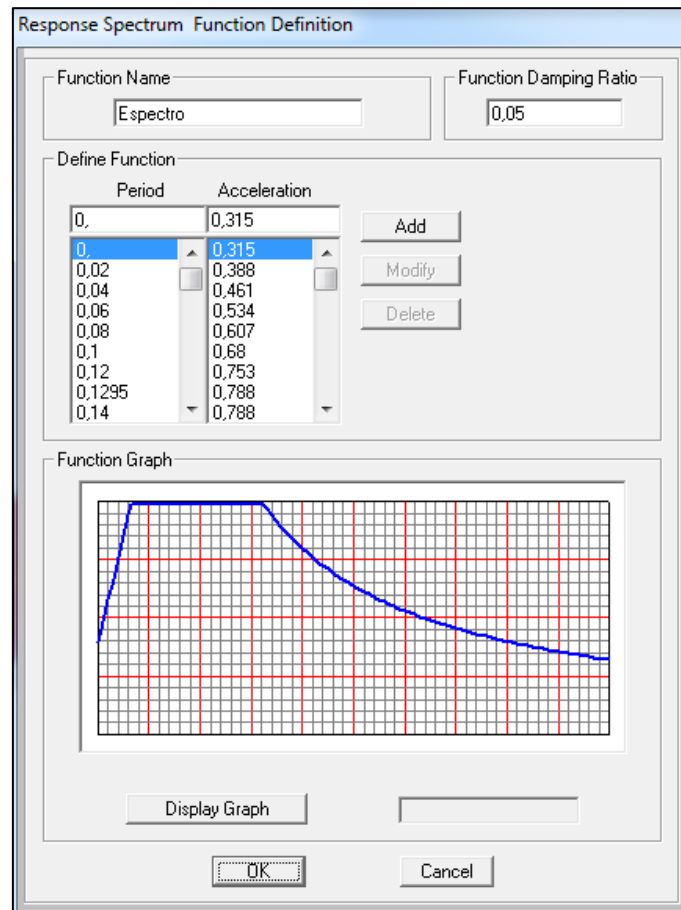


Figura 32 – Definição do espectro de resposta de projeto no programa SAP2000.

### 3.4 Análise sísmica

Na análise, para a combinação dos efeitos das respostas modais dos sismos dentro de cada direção, foi utilizado o método da Combinação Quadrática Completa (CQC). E para a combinação dos efeitos dos dois sismos na direção X e na direção Y foi utilizado o método CQC3 conforme apresentado na Figura 33.



Load Case Data - Response Spectrum

Load Case Name:   Notes:

Load Case Type:

Modal Combination:

- CQC GMC f1:
- SRSS GMC f2:
- Absolute
- GMC Periodic + Rigid Type:
- NRC 10 Percent
- Double Sum

Directional Combination:

- SRSS
- CQC3
- Absolute
- Scale Factor:

Modal Load Case: Use Modes from this Modal Load Case:

Loads Applied:

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Accel	U1	Espectro	9,81
Accel	U1	Espectro	9,81
Accel	U2	Espectro	9,81

Show Advanced Load Parameters

Other Parameters: Modal Damping:

Figura 33 – Método CQC utilizado na combinação dos efeitos das respostas modais e método CQC3 utilizado na combinação dos efeitos dos sismos na direção X e na direção Y.

As Figuras 34, 36 e 38 mostram os diagramas de momentos fletores nas direções transversal e longitudinal da ponte e o diagrama de forças normais, respectivamente, devidos à ação sísmica, para o tubulão mais solicitado que é o localizado em uma das extremidades da ponte.

As Figuras 35, 37 e 39 mostram os valores desses momentos fletores destacados na seção do tubulão considerada, nas direções transversal e longitudinal da ponte e o valor

de força normal atuante na mesma seção do tubulão, respectivamente, devidos à ação sísmica.

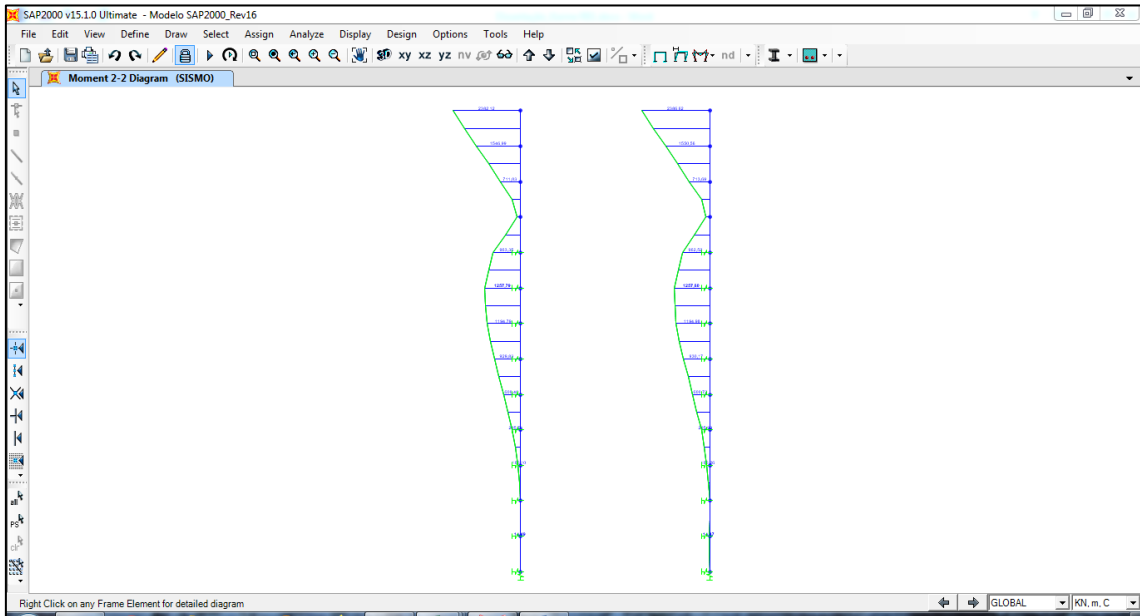


Figura 34 – Momentos fletores, devidos ao sismo, no tubulão, na direção transversal da ponte.

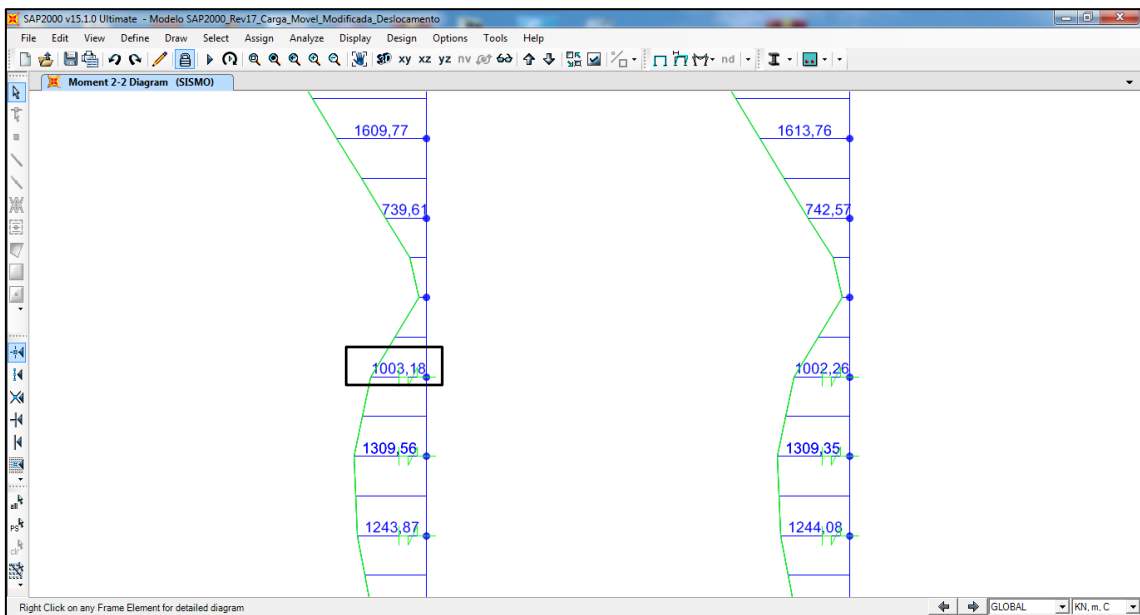


Figura 35 – Momento fletor, devido ao sismo, na seção em estudo do tubulão, na direção transversal da ponte.

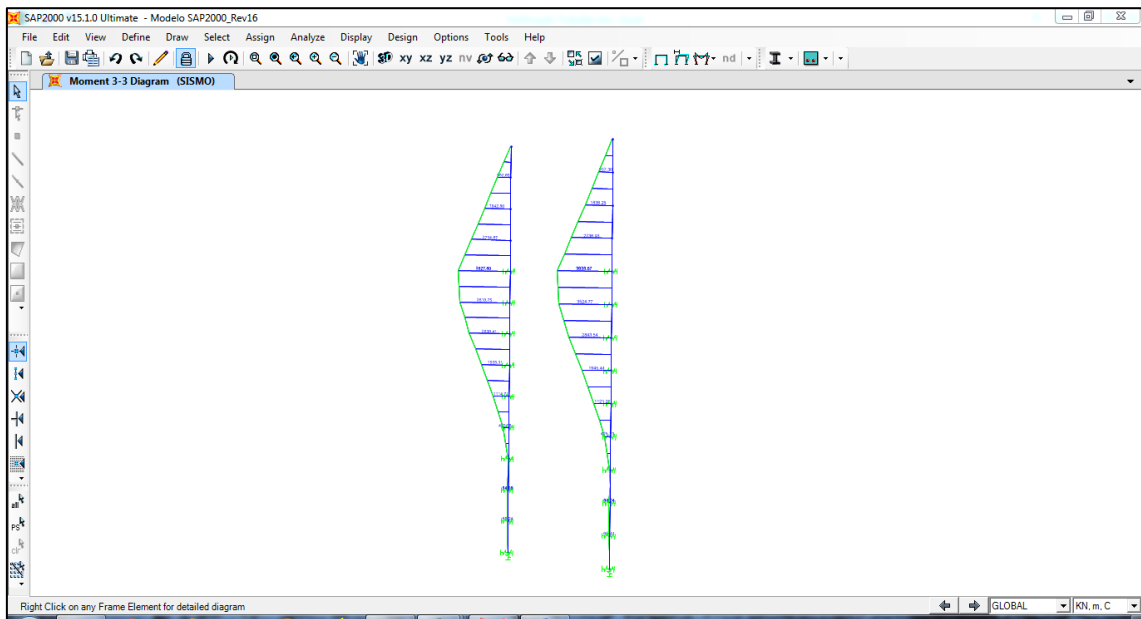


Figura 36 – Momentos fletores, devidos ao sismo, no tubulão, na direção longitudinal da ponte.

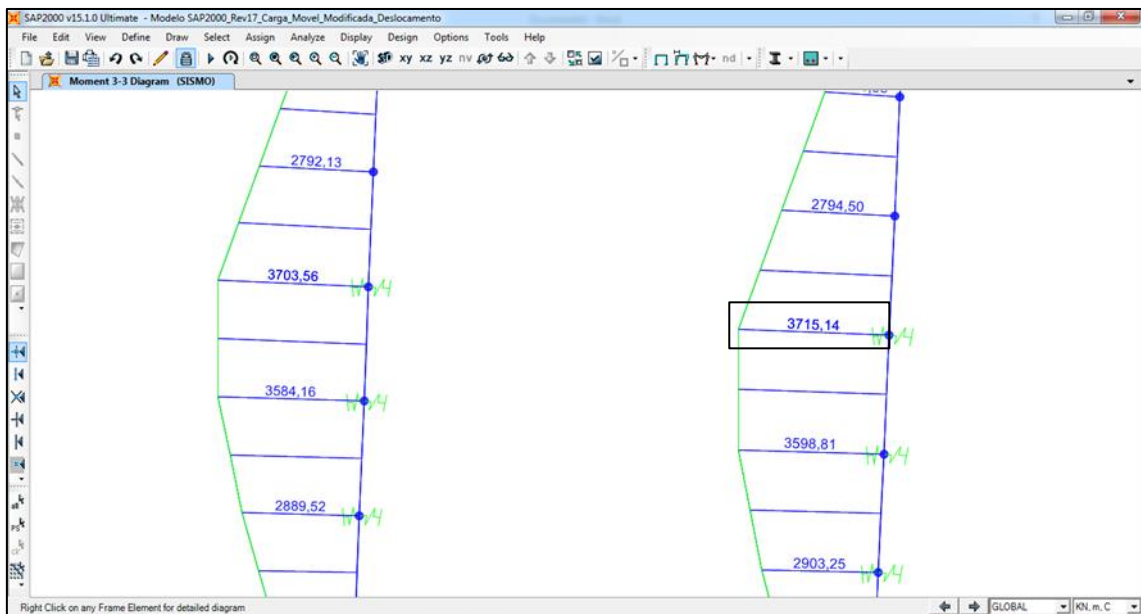


Figura 37 – Momento fletor, devido ao sismo, na seção em estudo do tubulão, na direção transversal da ponte.

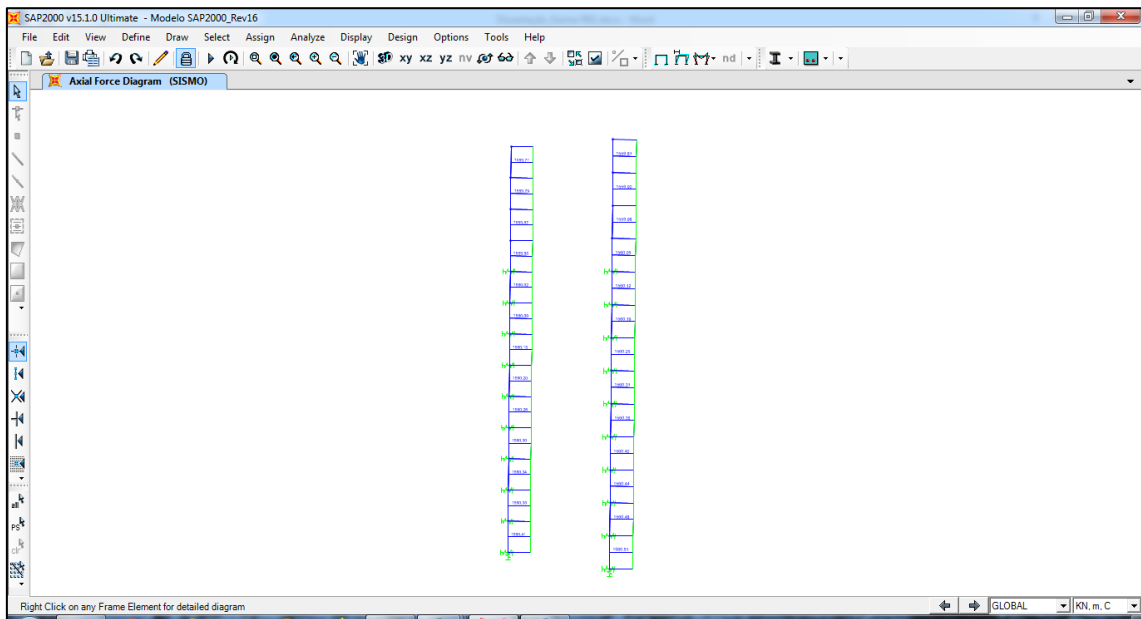


Figura 38 – Forças normais devidas ao sismo no tubulão.

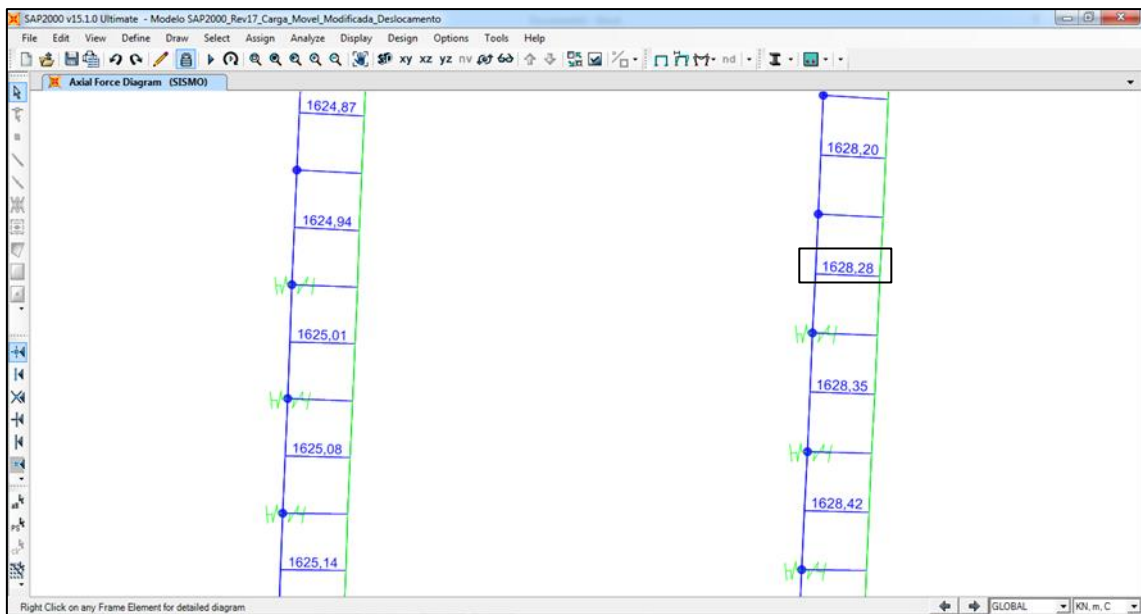


Figura 39 – Forças normais, na seção em estudo do tubulão, devidas ao sismo.

A Tabela 15, a seguir, apresenta os valores dos esforços devidos à ação sísmica, em kN e kNm, atuantes na seção mais solicitada do tubulão, localizada na extremidade da ponte.

Tabela 15 – Esforços decorrentes da ação sísmica no tubulão.

N	Vx	Vy	Mx	My	Mt
Sismo					
1628,28	920,69	871,49	1003,18	3715,14	0,0

Os valores dos esforços de origem não sísmica, em kN e kNm, são apresentados na Tabela 16.

Tabela 16 – Esforços de origem não sísmica.

N	Vx	Vy	Mx	My	Mt
Peso Próprio					
-1336,47	24,56	20,08	-18,12	99,35	0,0
Guarda-rodas					
-101,89	0,25	-4,85	-3,14	-0,75	0,0
Pavimentação					
-97,71	2,66	1,94	-1,73	10,77	0,0
Carga Móvel					
-589,98	6,18	12,53	-23,25	28,80	0,0

A ação sísmica é considerada como carga excepcional, sendo a combinação de cargas resultantes uma combinação última excepcional, conforme a expressão abaixo:

$$E_{Res} = 1,2 \cdot E_p + 1,0 \cdot E_q + 1,0 \cdot E_{exc} \quad (28)$$

Onde,

$E_p$  = carga permanente

$E_q$  = carga variável

$E_{exc}$  = carga excepcional

A Tabela 16, apresenta as combinações últimas excepcionais (com o sismo) e a combinação normal, em kN e kNm. Na definição da combinação última excepcional considerou-se ser a ponte de Categoria I, com fator de importância  $I = 1,0$  e coeficiente de modificação de resposta  $R = 1,0$ , pois se trata de elemento de fundação (ver Tabela 10).

Tabela 17 – Combinações últimas.

N	V <sub>x</sub>	V <sub>y</sub>	M <sub>x</sub>	M <sub>y</sub>	M <sub>t</sub>
Combinação última excepcional					
-4029,73	-122,34	-276,19	-1051,97	-3544,27	0,0
Combinação última normal					
-2939,28	49,61	50,64	-62,35	206,08	0,0

### 3.5 Dimensionamento do tubulão

Para verificar a influência dos efeitos da carga sísmica no dimensionamento do tubulão, foi feita uma comparação entre a armadura longitudinal necessária para o dimensionamento do tubulão utilizando a combinação última excepcional e utilizando a combinação última normal, como apresentado na Tabela 17.

Para a verificação foi utilizado o ábaco adimensional da Figura 40. Neste ábaco são obtidos os valores de  $\omega$ , através da normal adimensional  $\eta$  e do momento adimensional  $\mu$ .

O tubulão tem seção circular com diâmetro de 1,20m e  $f_{ck} = 25$  MPa. A normal adimensional  $\eta$  e o momento adimensional  $\mu$  são obtidos a partir das seguintes expressões:

$$\eta = \frac{N_d}{d^2 \cdot f_{cd}} \quad (29)$$

$$\mu = \frac{M_d}{d^3 \cdot f_{cd}} \quad (30)$$

A partir do valor de  $\omega$  obtido através do ábaco adimensional da Figura 40 é calculada a armadura necessária a partir da seguinte expressão:

$$A_s = \frac{\omega \cdot d^2 \cdot f_{cd}}{f_{yd}} \quad (31)$$

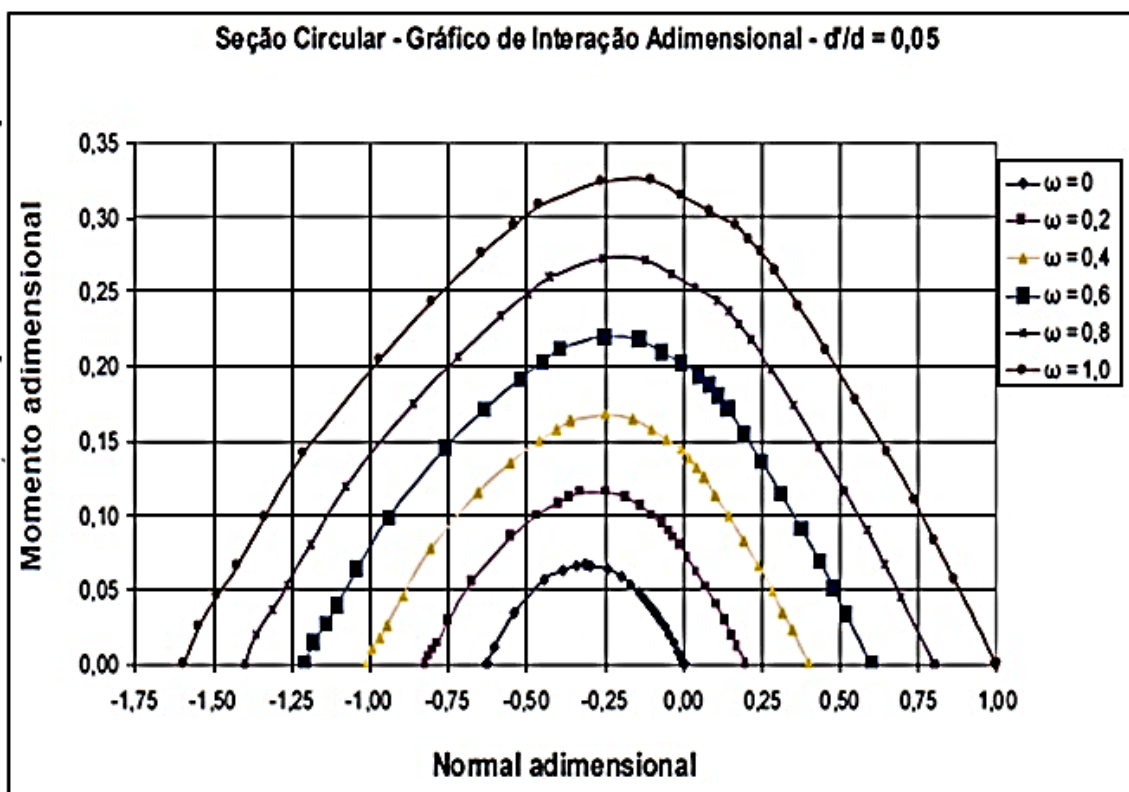


Figura 40 – Ábaco adimensional para seção circular. Fonte: Santos (2020).

Para os esforços da combinação última:  $N_d = -4029,73 \text{ kN}$  e  $M_d = -3544,27 \text{ kN.m}$ , através das expressões de  $\eta$  e  $\mu$ , e por inspeção do ábaco adimensional, encontra-se  $\omega = 0,3$ . Desta forma, o valor obtido para a armadura necessária é  $A_s = 118,3 \text{ cm}^2$ .

Para os esforços provenientes da combinação última normal:  $N_d = -2939,28 \text{ kN}$  e  $M_d = 206,08 \text{ kN.m}$ , a seção transversal de concreto do tubulão por si só resiste a estes esforços, não sendo necessária armadura longitudinal para resistir a estes, e somente a armadura mínima prescrita por norma.

### 3.6 Verificação da variabilidade espacial da ação sísmica

Conforme apresentado no item 2.5.2.3, a variabilidade espacial da ação sísmica deverá ser considerada se, em um trecho da ponte entre juntas as propriedades do solo variarem em mais de uma classe de terreno e o comprimento entre juntas exceder o valor  $L_{lim}$ .

O comprimento entre juntas é de 30 m para a presente ponte, e sendo o terreno de Classe E, de acordo com a Tabela 11, tem-se:

$$L_{lim} = \frac{300}{1,5} = 200 \text{ m} > 30 \text{ m}$$

Logo, observa - se que não é necessária a consideração da variabilidade espacial da ação sísmica na análise da estrutura.

### 3.7 Aplicação da variabilidade espacial da ação sísmica na estrutura

Na seção anterior, foi verificado que não há a necessidade de se verificar a variabilidade espacial da ação sísmica. A fim de exemplo de aplicação deste conceito, será apresentada, a seguir, a consideração da variabilidade espacial da ação sísmica na estrutura da ponte e seus efeitos.

Para a consideração da variabilidade espacial da ação sísmica foi aplicado um deslocamento imposto na base dos tubulões de 0,000265m na direção transversal da ponte e de 4,71E-05m na direção longitudinal da ponte. Estes deslocamentos foram obtidos através da Equação 20. Os deslocamentos impostos são aplicados de forma alternada nos apoios dos tubulões que estão num mesmo alinhamento, conforme mostram as Figuras 41 e 42, onde 1, 2, 3, 4, 5, 6, 7 e 8 representam os apoios na base dos tubulões da ponte e  $d_i$  os deslocamentos impostos nestes apoios, na direção transversal e longitudinal, respectivamente.

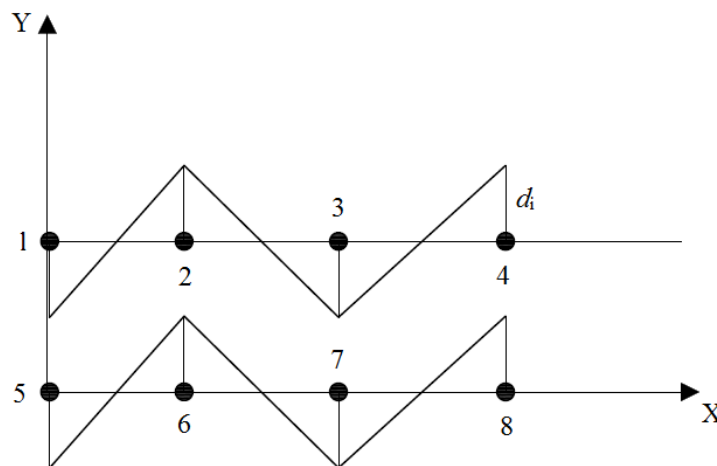


Figura 41 – Representação do conjunto de deslocamentos nos apoios dos tubulões na direção transversal.



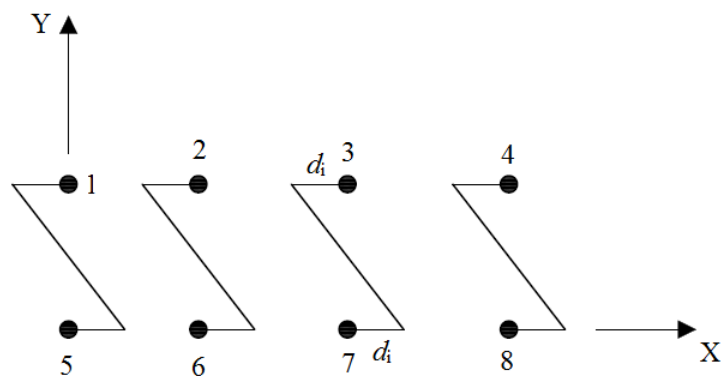


Figura 42 – Representação do conjunto de deslocamentos nos apoios dos tubulões na direção longitudinal.

Os efeitos finais da variabilidade espacial da ação sísmica são obtidos pela combinação, pela regra da raiz quadrada da soma dos quadrados, dos efeitos sísmicos devidos ao espectro de resposta com os efeitos da aplicação dos deslocamentos horizontais impostos estaticamente na base dos tubulões.

Para avaliar se ocorreu o descalçamento de apoio, um dos acidentes mais comuns em estruturas de pontes, no qual a viga perde contato com seu apoio, foi verificado o deslocamento no apoio entre a viga e a travessa, onde está localizado o aparelho de apoio. A distância entre o centro do aparelho de apoio e a borda da travessa na direção longitudinal é de 60 cm. A distância entre o centro do aparelho de apoio localizado na extremidade de um dos lados e a borda da travessa na direção transversal também é de 60 cm. Após a análise, verificou-se que o deslocamento máximo obtido no aparelho de apoio na direção transversal da ponte foi de aproximadamente 16 cm. A Tabela 18 abaixo mostra os deslocamentos em dois aparelhos de apoios localizados em uma das extremidades da ponte, onde U1 e U3 representam o deslocamento nas direções transversal e longitudinal, respectivamente.

Tabela 18 – Deslocamentos em dois aparelhos de apoio extremos incluindo a variabilidade espacial da ação sísmica.

Joint	OutputCase	CaseType	StepType	U1	U2	U3
Text	Text	Text	Text	m	m	m
18041	Variabil. Espacial	Combination	Max	0,159	0,131	0,024
18041	Variabil. Espacial	Combination	Min	-0,159	-0,131	-0,024
27788	Variabil. Espacial	Combination	Max	0,159	0,131	0,024
27788	Variabil. Espacial	Combination	Min	-0,159	-0,131	-0,024

Verificaram-se também os esforços atuantes no tubulão da extremidade da ponte devido aos efeitos da variabilidade espacial da ação sísmica. A Tabela 19 apresenta a envoltória dos valores máximos e mínimos desses esforços para a mesma seção do tubulão analisada anteriormente, em kN e kNm.

Tabela 19 – Esforços incluindo a variabilidade espacial da ação sísmica no tubulão.

N	Vx	Vy	Mx	My	Mt
Variabilidade Espacial da Ação Sísmica					
1628,28	920,69	871,49	1003,18	3715,14	0,0
-1628,28	-920,69	-871,49	-1003,18	-3715,14	0,0

Observa-se que não houve nenhuma mudança nos valores dos esforços devidos aos efeitos da variabilidade espacial da ação sísmica quando comparados com os esforços da Tabela 15 atuantes na mesma seção do tubulão analisada anteriormente.

As Figuras 43, 44 e 45 mostram as envoltórias de momentos fletores nas direções transversal e longitudinal da ponte e a envoltória de força normal, respectivamente, devido à variabilidade espacial da ação sísmica para o tubulão mais solicitado localizado em uma das extremidades da ponte.

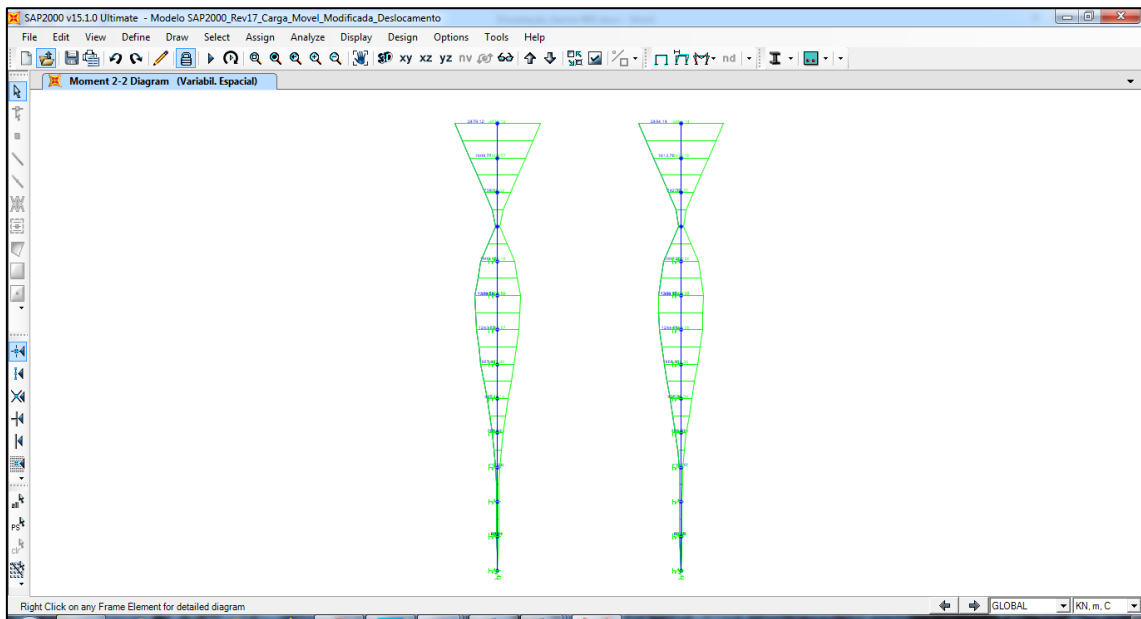


Figura 43 – Envoltória de momentos fletores, devido à variabilidade espacial da ação sísmica no tubulão, na direção transversal da ponte.

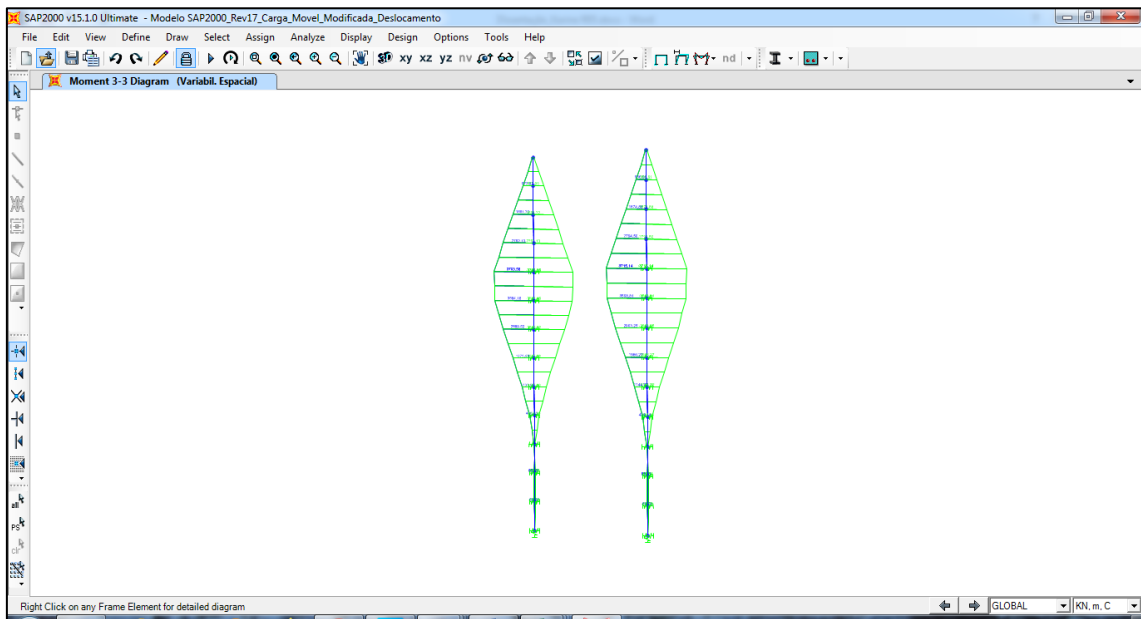


Figura 44 – Envoltória de momentos fletores, devido à variabilidade espacial da ação sísmica no tubulão, na direção longitudinal da ponte.

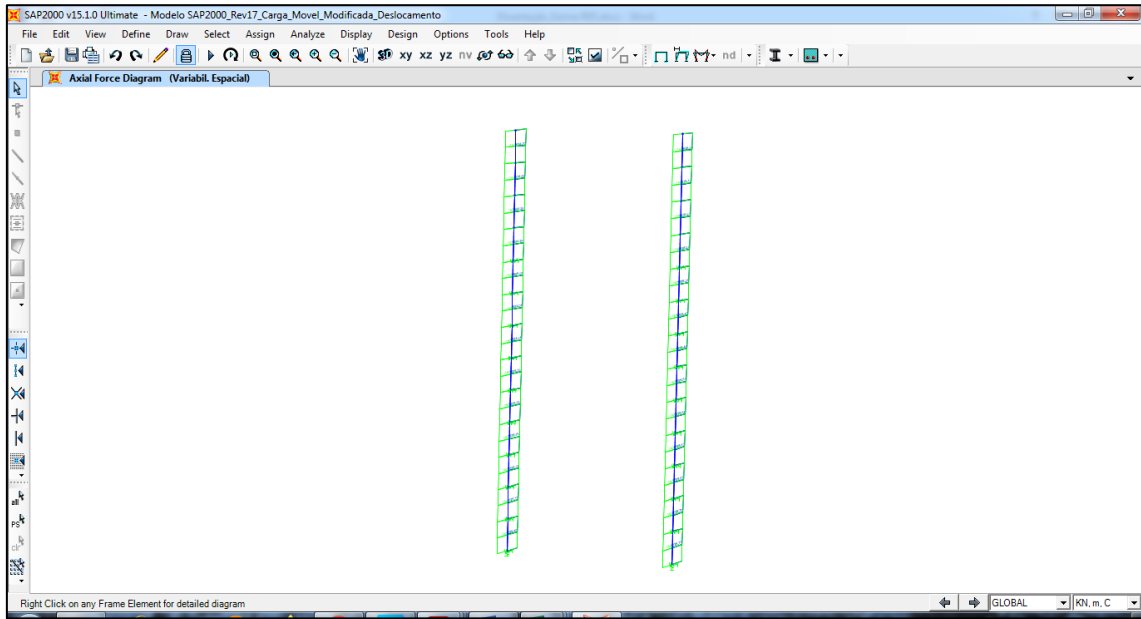


Figura 45 – Envoltória de esforços normais, devido à variabilidade espacial da ação sísmica no tubulão.

## 4 Estudo de Caso 2: Ponte no Ceará

Neste capítulo é apresentada a análise sísmica de uma ponte no Nordeste brasileiro, considerando a solicitação sísmica definida pela norma ABNT NBR 7187 (2021). Os pilares representam a parte mais frágil de uma ponte quando submetidos às cargas sísmicas. Sendo assim, o objetivo desta etapa é efetuar a análise do pilar central da ponte quando sujeito às cargas sísmicas decorrentes do espectro de resposta de projeto conforme prescrição da ABNT NBR 7187 (2021). A modelagem e análise da ponte foram executadas no programa SAP2000 (2011).

### 4.1 Descrição da Ponte

A ponte analisada localiza-se no estado do Ceará, nas proximidades da cidade de Sobral. Apresenta dois vãos com continuidade, cada um com dezesseis metros de comprimento, apoiados em três conjuntos pilar-tubulão de comprimento variável. A superestrutura é composta por duas vigas de altura constante com a largura variando de quarenta para oitenta centímetros nos apoios. O concreto da superestrutura apresenta  $f_{ck}$  de 25 MPa e a meso e infraestrutura,  $f_{ck}$  de 20 MPa. As Figuras 46 e 47 mostram os cortes transversal e longitudinal da ponte, respectivamente, com as cotas em cm.

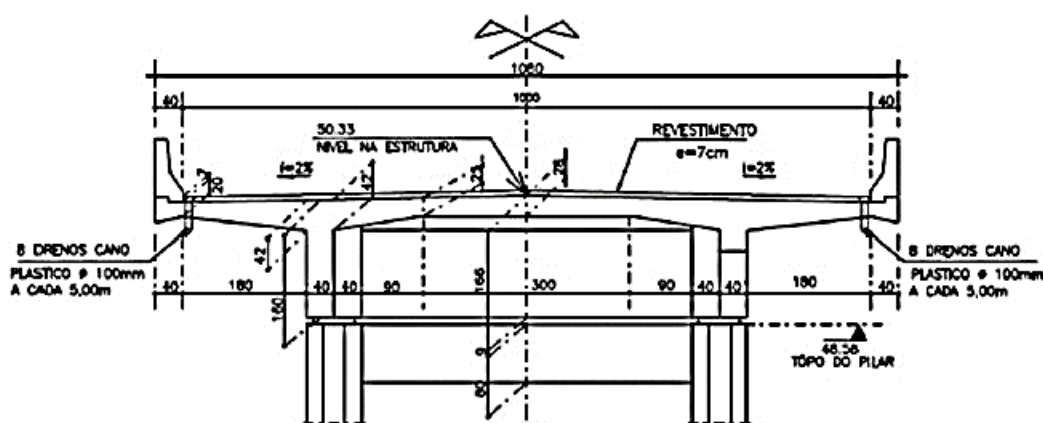


Figura 46 – Corte transversal.

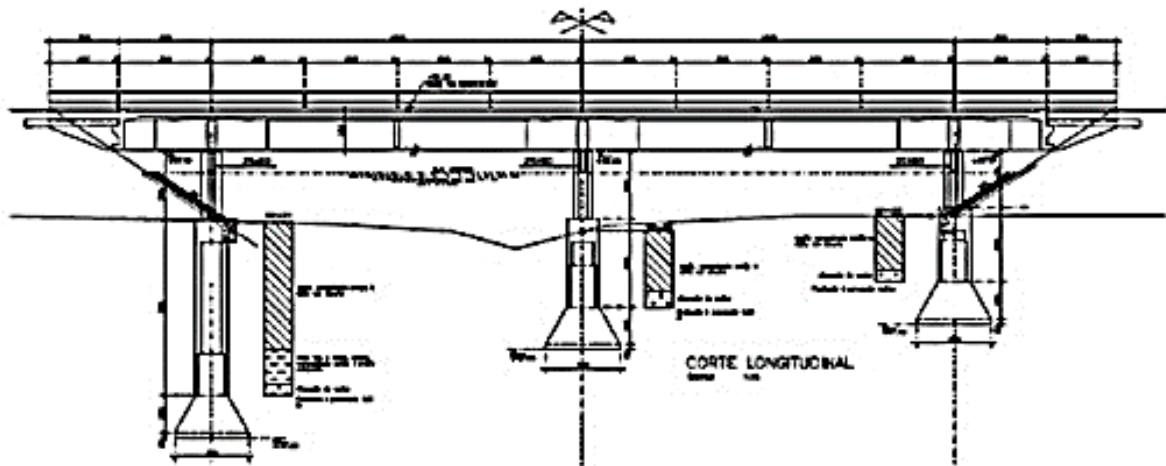


Figura 47 – Corte longitudinal.

## 4.2 Modelagem e análise sísmica

A ponte foi analisada em um modelo 3D em elementos finitos no programa SAP2000 (2011). A modelagem das longarinas, transversinas, pilares e tubulões utiliza elementos de barra e para modelagem da laje são utilizados elementos de casca. A ligação entre a longarina e a laje é feita com a utilização de ligações rígidas, de forma a representar a ligação excêntrica existente entre estes elementos. A interação solo-estrutura é representada através da utilização de molas de comportamento linear, dispostas ao longo do comprimento dos tubulões, nas direções X e Y. A Figura 48 mostra a idealização do modelo matemático da ponte.

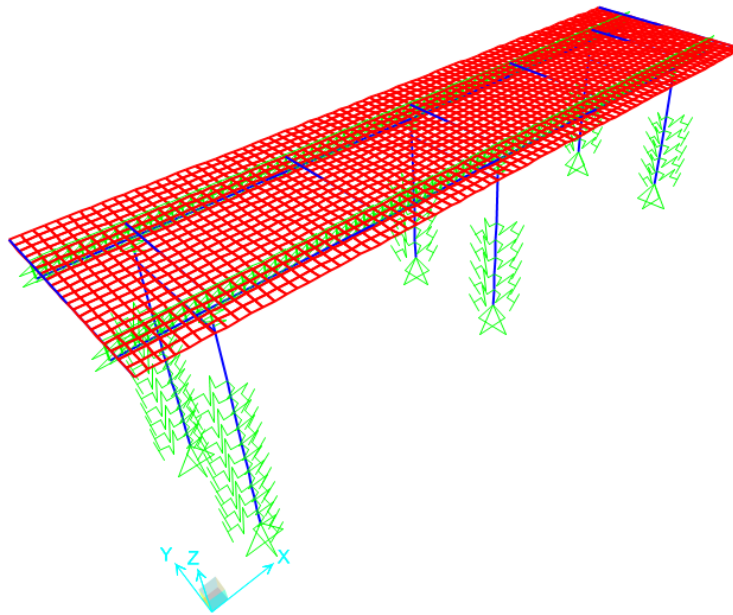


Figura 48 – Modelo da ponte no programa SAP2000.

Para a análise foi utilizado o espectro de resposta de projeto definido pela ABNT NBR 15421 (2006), com a aceleração sísmica na rocha definida na ABNT NBR 15421 (2006) para o Estado do Ceará ( $a_g = 0,05g$ ) e para um terreno de Classe E. A Figura 49 apresenta o espectro de resposta utilizado na análise.

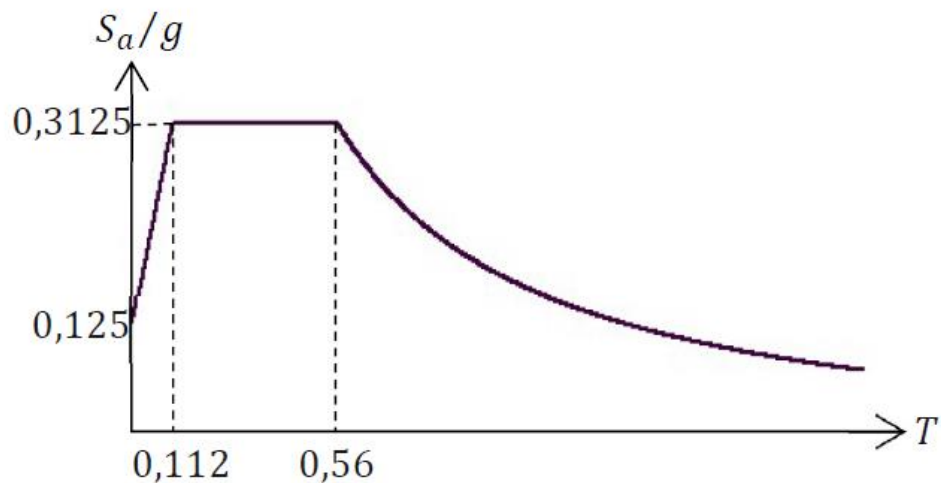


Figura 49 – Espectro de Resposta de Projeto.

As categorias de utilização e respectivos fatores de importância foram apresentados na Tabela 8. A ponte em estudo é classificada como de Categoria I. Para a ponte em estudo foi considerado fator de importância  $I = 1,0$ . Os coeficientes R de

modificação de resposta foram apresentados na Tabela 10. Eles são utilizados para a determinação da resposta final a partir da resposta obtida elasticamente, contemplando o comportamento não-linear das pontes durante o sismo. Para o pilar central foi adotado  $R = 1,5$ .

As Figuras 50, 51 e 52 mostram os diagramas de momentos fletores nas direções transversal e longitudinal da ponte e o diagrama de força normal, respectivamente, devidos à ação sísmica para o conjunto pilar-tubulão central.

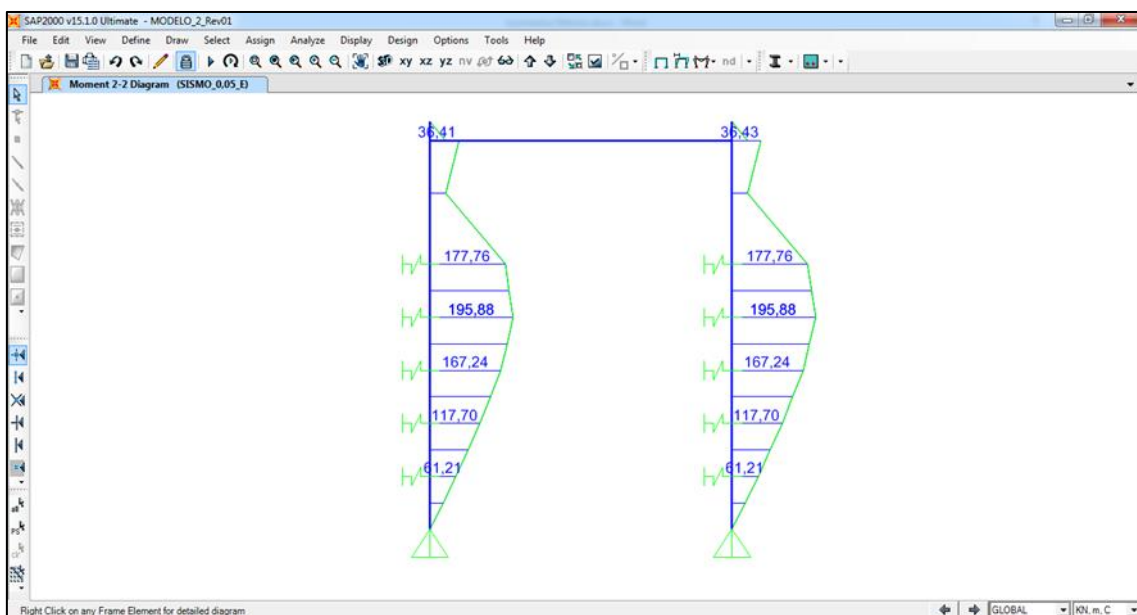


Figura 50 – Momentos fletores, devidos ao sismo, no conjunto pilar-tubulão central, na direção transversal da ponte.



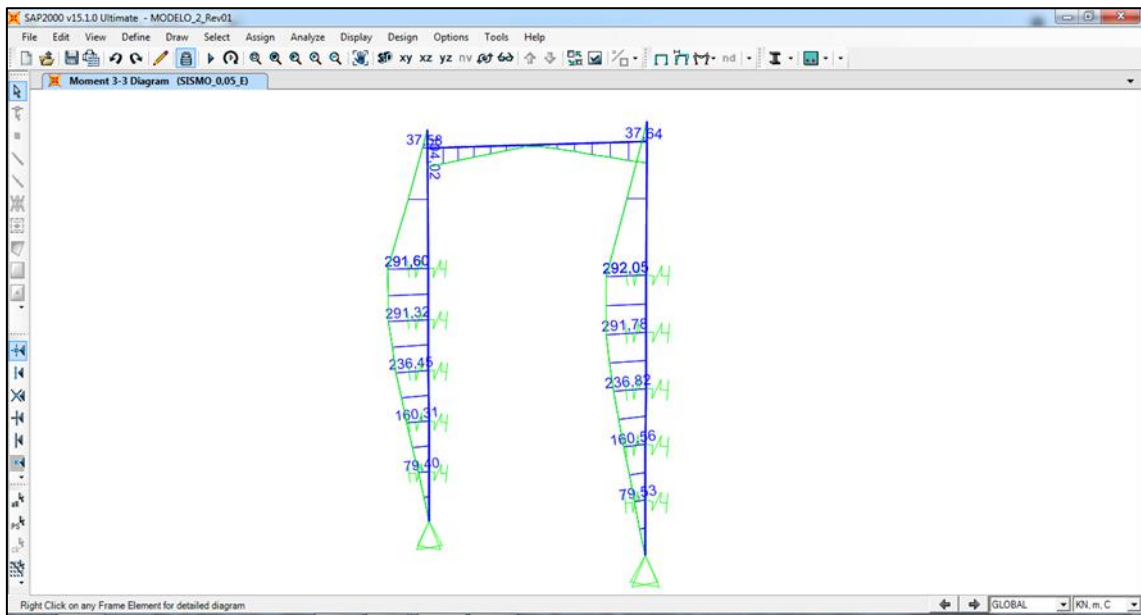


Figura 51 – Momentos fletores, devidos ao sismo, no conjunto pilar-tubulão central, na direção longitudinal da ponte.

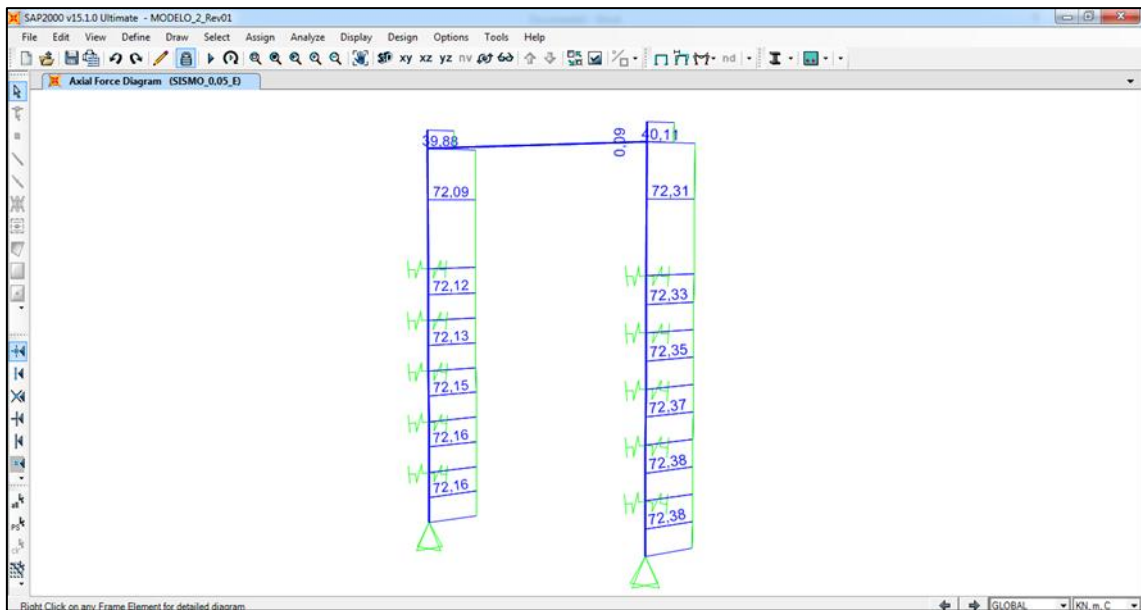


Figura 52 – Força normal, devida ao sismo, no conjunto pilar-tubulão central.

A Tabela 20, a seguir, apresenta os valores dos esforços devidos à ação sísmica, em kN e kNm, na base do pilar central.

Tabela 20 – Esforços decorrentes da ação sísmica na base do pilar central.

N	V <sub>x</sub>	V <sub>y</sub>	M <sub>x</sub>	M <sub>y</sub>	M <sub>t</sub>
Sismo					
72,31	97,13	93,65	177,76	292,05	0,0

Os valores dos esforços de origem não sísmica, em kN e kNm, são apresentados na Tabela 21.

Tabela 21 – Esforços de origem não sísmica.

N	V <sub>x</sub>	V <sub>y</sub>	M <sub>x</sub>	M <sub>y</sub>	M <sub>t</sub>
Peso Próprio					
-1069,77	1,89	0,63	4,61	-5,70	0,0
Guarda-rodas					
-101,89	0,25	-4,85	-3,14	-0,75	0,0
Pavimentação					
-156,07	0,37	1,80	1,16	-1,10	0,0
Carga Móvel					
-809,68	1,08	6,94	-23,25	-3,11	-3,3

A ação sísmica é considerada como carga excepcional, sendo a combinação de cargas relativa à combinação última excepcional, definida conforme a expressão abaixo:

$$E_{Res} = 1,2 \cdot E_p + 1,0 \cdot E_q + 1,0 \cdot E_{exc} \quad (35)$$

Onde,

$E_p$  = carga permanente

$E_q$  = carga variável

$E_{exc}$  = carga excepcional

A Tabela 22, para efeito de comparação, apresenta as combinações últimas excepcional (com o sismo) e a normal, em kN e kNm. Na definição da combinação última excepcional considerou-se ser a ponte de Categoria I, com fator de importância  $I = 1,0$  e coeficiente de modificação de resposta  $R = 1,5$ , como mencionado anteriormente.

Tabela 22 – Combinações últimas.

N	V <sub>x</sub>	V <sub>y</sub>	M <sub>x</sub>	M <sub>y</sub>	M <sub>t</sub>
Combinação última excepcional					
-2475,27	-93,05	-89,62	-177,71	-304,38	0,0
Combinação última normal					
-2992,37	5,01	6,33	-0,67	-15,14	0,0

### 4.3 Dimensionamento do pilar central

Para verificar a influência dos efeitos da carga sísmica no dimensionamento do tubulão foi feita uma comparação entre a armadura longitudinal necessária para o dimensionamento do tubulão utilizando a combinação última excepcional e utilizando a combinação última normal apresentadas na Tabela 22.

Através dos esforços da combinação excepcional  $N_d = -2475,27$  kN e  $M_d = -304,38$  kN.m, e dos esforços da combinação normal  $N_d = -2992,37$  kN e  $M_d = -15,14$  kN.m e do ábaco da Figura 40, verifica-se que para ambas as combinações a seção transversal do pilar por si só resiste a estes esforços, não sendo necessária armadura longitudinal para resistir a estes esforços, somente a armadura mínima prescrita por norma.

## 5 Estudo de Caso 3: Ponte em Curva

Neste capítulo é apresentada a análise sísmica de uma ponte com um trecho em curva localizada no estado de São Paulo, considerando a solicitação sísmica definida pela ABNT NBR 7187 (2021). O objetivo desta etapa é efetuar a análise dos pilares da ponte quando sujeitos às cargas sísmicas a partir do espectro de resposta de projeto conforme prescrição do anexo B da ABNT NBR 7187 (2021).

### 5.1 Descrição da ponte

A ponte analisada compõe o Ramo 900 que faz parte do Complexo Anhanguera. Este consiste de um conjunto de obras que visam melhorar o tráfego na região da chegada da Rodovia Anhanguera na cidade de São Paulo. O Complexo situa-se entre a região da atual Ponte Atílio Fontana até o Km 19 da Rodovia Anhanguera, região de Osasco. A ponte apresenta seção transversal em caixão, composta por dois trechos separados por junta transversal. Um trecho apresenta 4 vãos com 100m+125m+125m+100m e o outro trecho tem 2 vãos contínuos de 40 m cada. A Ponte tem raio de curvatura em planta de 234,5 m.

A Figura 53, abaixo, apresenta o trecho em estudo, Ramo 900. As Figuras 54 e 55 apresentam a elevação e a planta de situação da ponte, respectivamente. A Figura 56 apresenta a seção transversal da ponte no meio do vão e no apoio. A Figura 57 mostra a geometria dos apoios P1, P2 e P3 e a Figura 58 mostra a geometria dos apoios P4 e P5.



Figura 53 – Imagem do trecho em estudo.

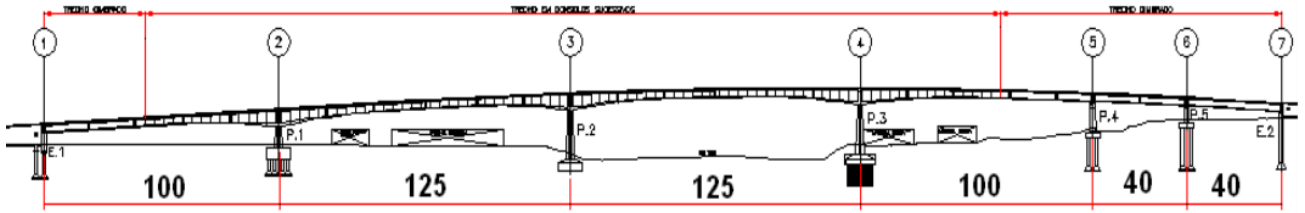


Figura 54 – Elevação da ponte

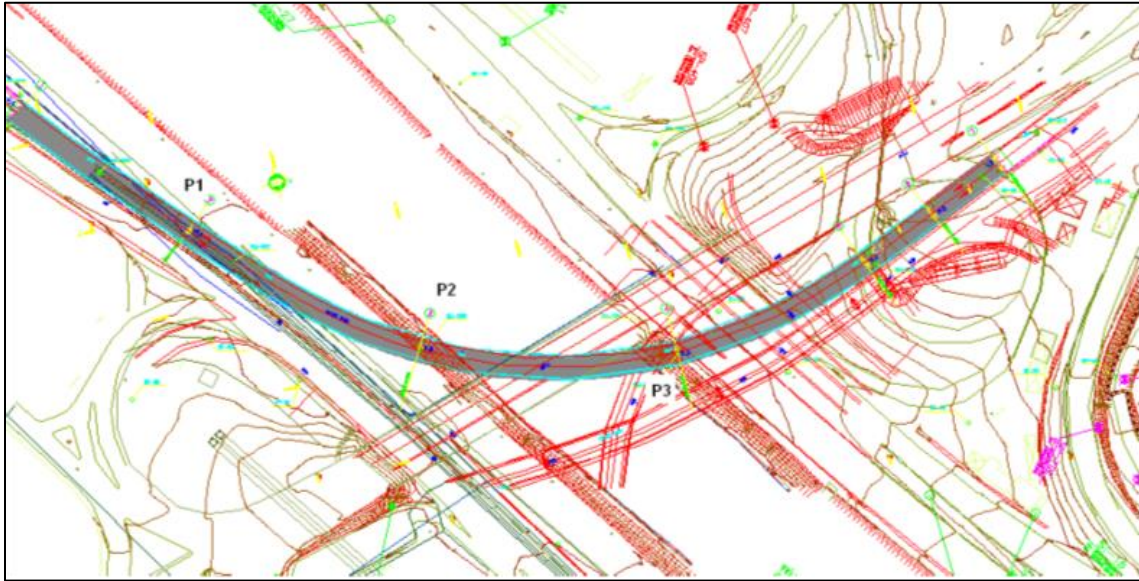


Figura 55 – Planta de situação da ponte.

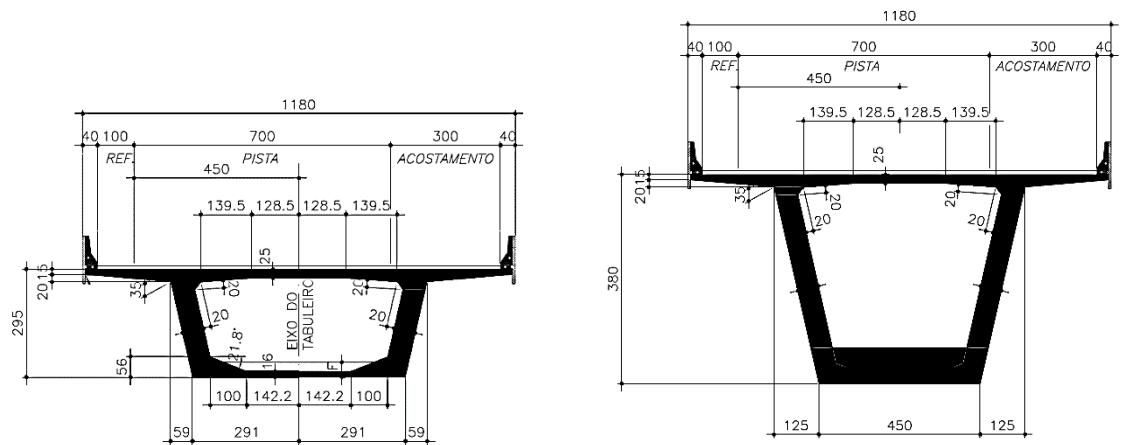


Figura 56 – Seção transversal da ponte no meio do vão e no apoio.

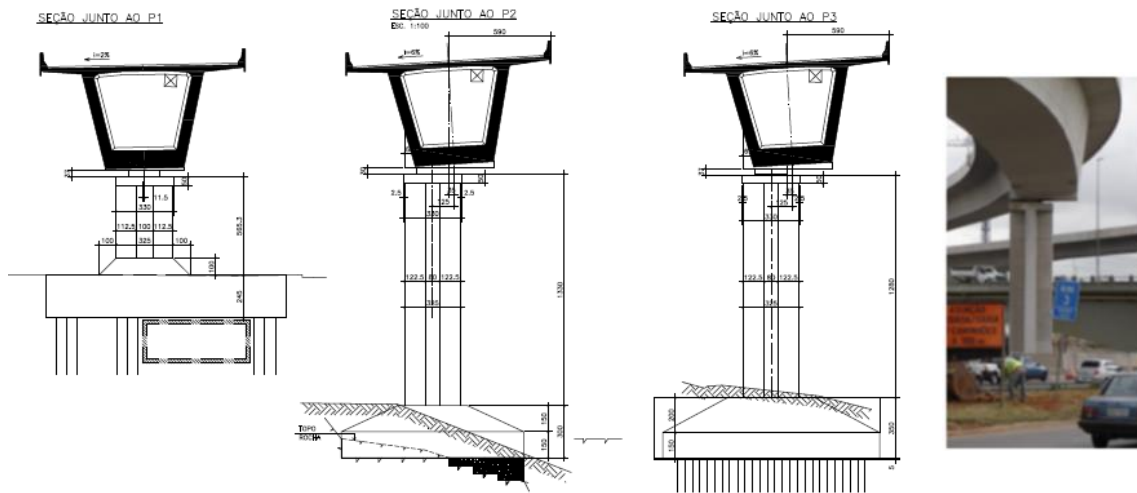


Figura 57 – Geometria dos apoios P1, P2 e P3.

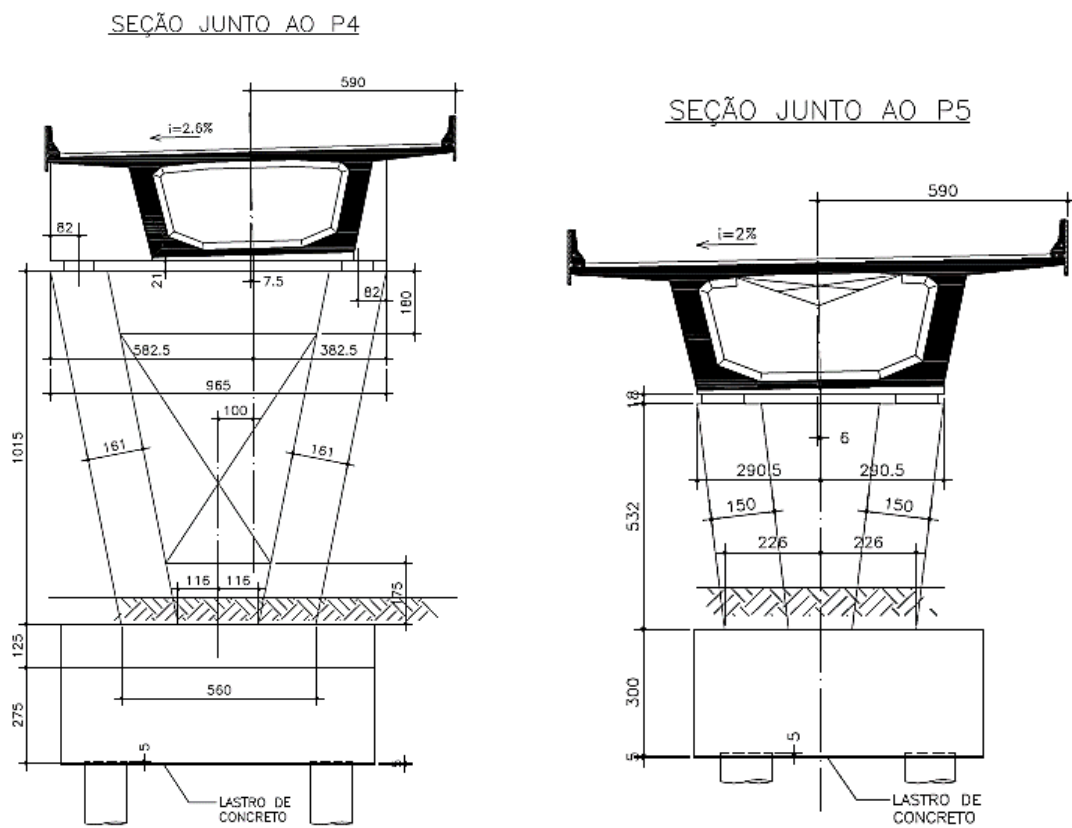


Figura 58 – Geometria dos apoios P4 e P5.

A seguir, é apresentado o modelo computacional utilizado na análise sísmica. O modelo contempla todos os vãos da ponte conforme mostrado na Figura 59.

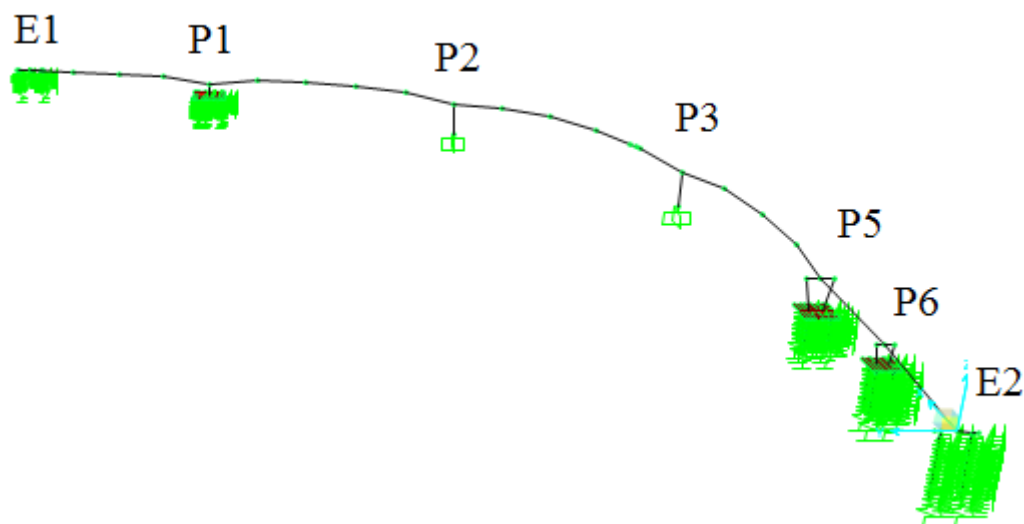


Figura 59 – Modelo computacional da ponte.

## 5.2 Análise sísmica

Para a análise sísmica do Ramo 900 são consideradas duas situações de sismo para avaliar os esforços solicitantes. Um cenário de baixa sismicidade e outro de intensidade moderada:

Cenário 1: Ponte localizada em São Paulo com solo Classe E (região sísmica de baixa intensidade).

Cenário 2: A ponte em estudo está localizada hipoteticamente no Acre com solo Classe E (região sísmica de intensidade moderada).

Para a análise foi utilizado o espectro de resposta de projeto definido pela ABNT NBR 15421 (2006), com aceleração sísmica característica horizontal  $a_g = 0,025g$  para o espectro do cenário de São Paulo e  $a_g = 0,15g$  para o espectro do cenário do Acre com terreno de Classe E. As Figuras 60 e 61 apresentam os espectros de resposta de projeto horizontais para os dois cenários apresentados anteriormente.

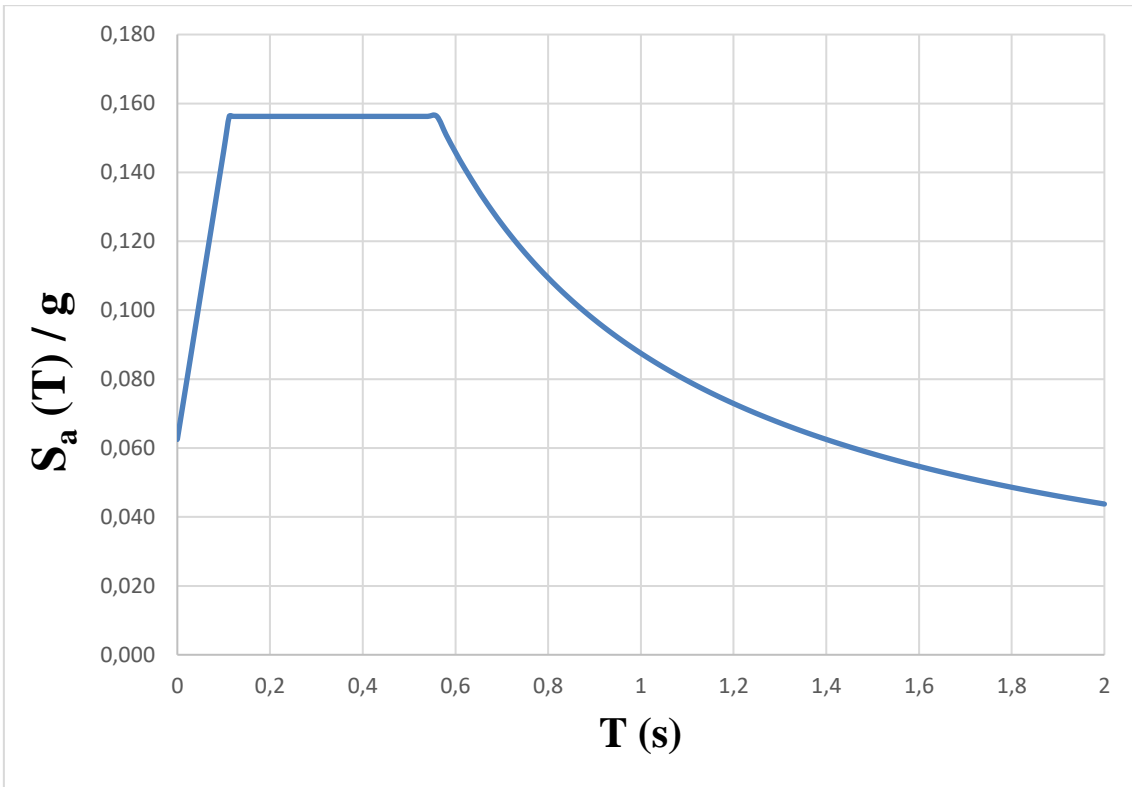


Figura 60 – Espectro de resposta de projeto horizontal para ponte localizada em São Paulo.

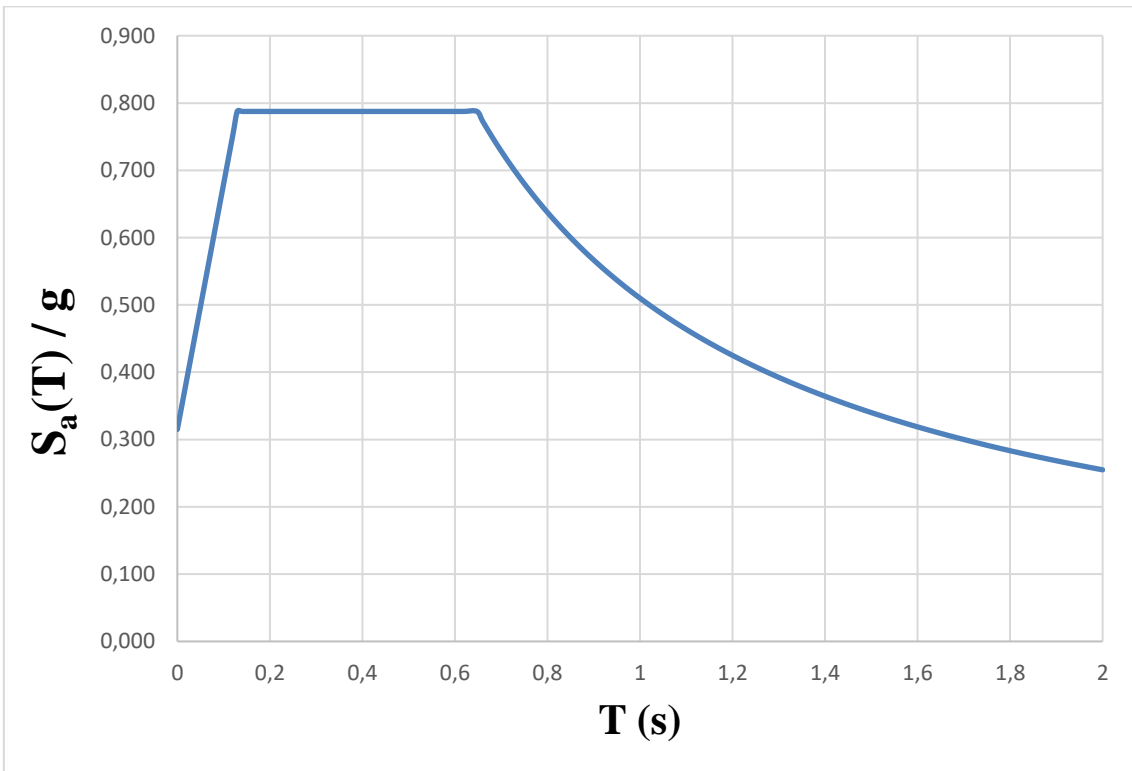


Figura 61 – Espectro de resposta de projeto horizontal para ponte localizada no Acre.



A ponte em estudo é classificada como de Categoria I, com fator de importância  $I = 1,0$  e detalhamento usual com coeficiente de modificação de resposta  $R = 1,5$  para os pilares.

São comparados os resultados dos esforços na base dos Pilares P2 e P5 para a combinação de ELU normal e excepcional para os sismos da ponte localizada em São Paulo (Sismo SP) e os sismos de uma ponte hipotética localizada no Acre (Sismo Acre).

A Figura 62 mostra o pilar P2 e a sua fundação. A Tabela 23, a seguir, apresenta os valores dos esforços devidos à ação sísmica, em kN e kNm, atuantes na base do pilar P2, para o Sismo SP e Sismo Acre.

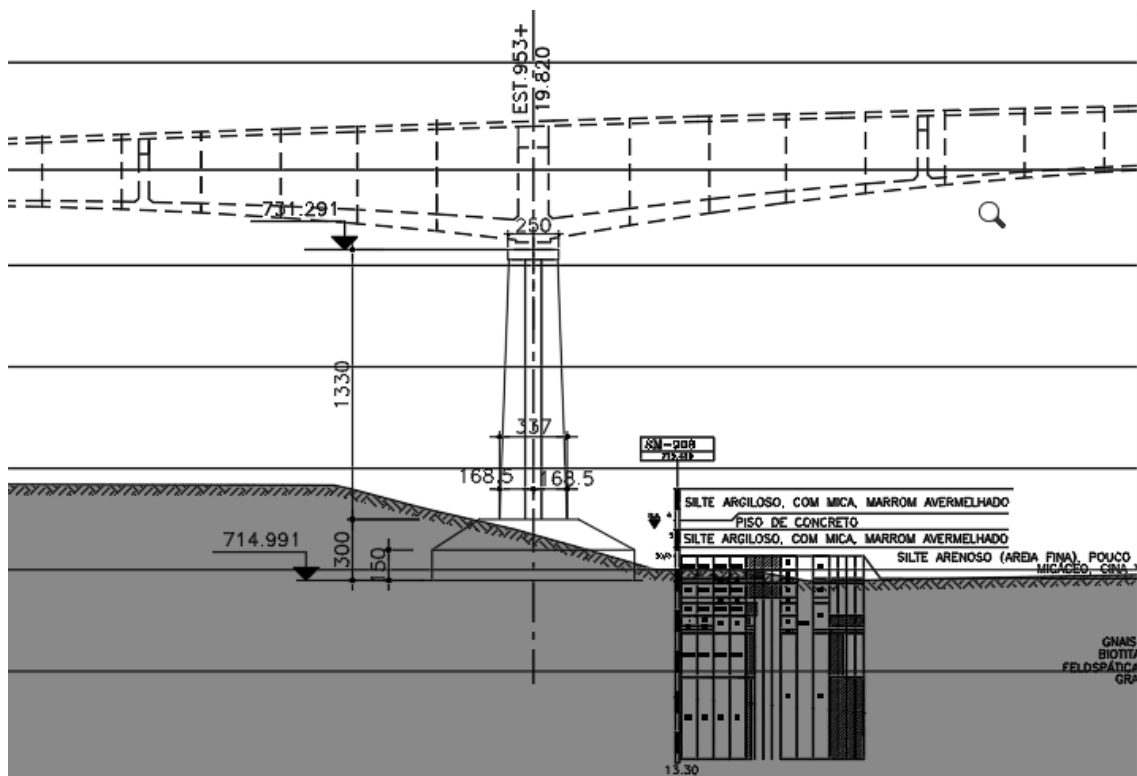


Figura 62 – Pilar P2.

Tabela 23 – Esforços decorrentes da ação sísmica na base do pilar P2.

Pilar P2					
N	V <sub>x</sub>	V <sub>y</sub>	M <sub>x</sub>	M <sub>y</sub>	M <sub>t</sub>
Sismo SP					
1692,02	3485,01	3706,11	28115,12	27138,20	886,64
Sismo Acre					
9867,88	20295,18	21626,53	164040,26	158121,79	5150,24

A Figura 63 mostra o pilar P5 e a sua fundação. A Tabela 24, a seguir, apresenta os valores dos esforços devidos à ação sísmica, em kN e kNm, atuantes na base do pilar P2, para o Sismo SP e Sismo Acre.

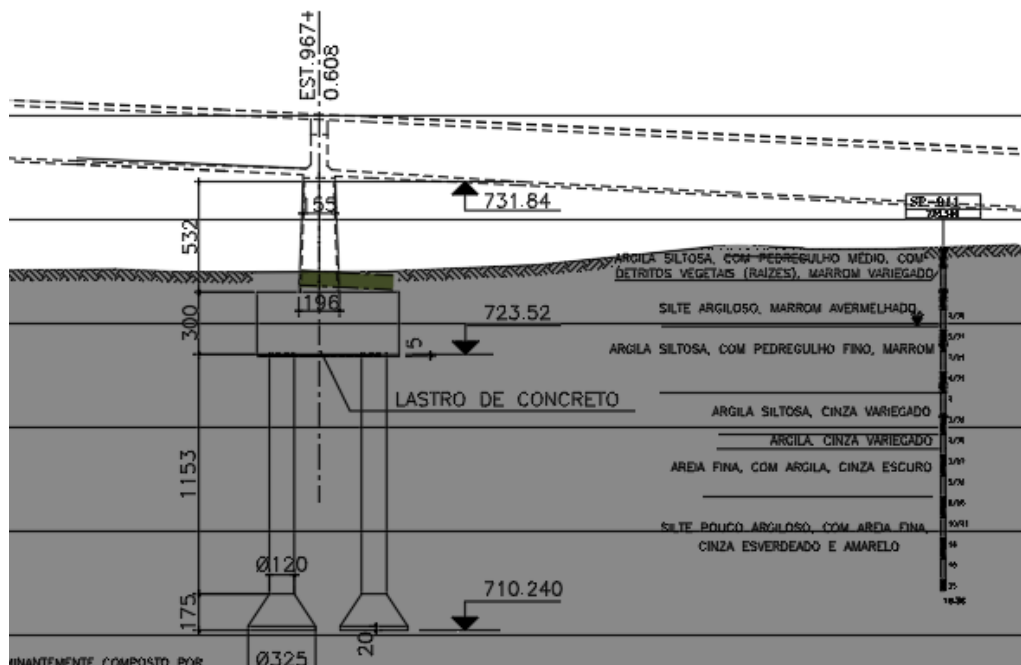


Figura 63 – Pilar P5 e sua fundação.

Tabela 24 – Esforços decorrentes da ação sísmica na base do pilar P5.

Pilar P5					
N	V <sub>x</sub>	V <sub>y</sub>	M <sub>x</sub>	M <sub>y</sub>	M <sub>t</sub>
Sismo SP					
3450,50	2,42	321,99	6,99	866,16	2314,79
Sismo Acre					
19997,34	14,01	1866,10	40,50	5019,80	13415,27

As Tabelas 25 e 26, para efeito de comparação, apresentam as combinações últimas excepcionais para o Sismo SP e Sismo Acre e a combinação normal, em kN e kNm atuantes na base dos pilares P2 e P5, respectivamente.

Tabela 25 – Combinações últimas - Pilar P2.

ELU Comb. Normal		ELU Sismo - SP		ELU Sismo - Acre	
N <sub>max</sub>	-53837,38	N <sub>max</sub>	-30113,58	N <sub>max</sub>	-24663,01
N <sub>min</sub>	-71232,19	N <sub>min</sub>	-40652,85	N <sub>min</sub>	-46103,43
M <sub>x</sub> long	38087,67	M <sub>x</sub> long	58329,26	M <sub>x</sub> long	148946,03
M <sub>y</sub> transv	13285,08	M <sub>y</sub> transv	55891,63	M <sub>y</sub> transv	143214,03

Tabela 26 – Combinações últimas - Pilar P5.

ELU Comb. Normal		ELU Sismo - SP		ELU Sismo - Acre	
Nmax	-6845,83	Nmax	-563,86	Nmax	15982,99
Nmin	-11096,47	Nmin	-9488,97	Nmin	-26035,81
Mx long	6,78	Mx long	10,75	Mx long	-37,54
My transv	22,29	My transv	878,45	My transv	-5010,52

### 5.3 Verificação à flexão composta oblíqua

Para verificar a influência dos efeitos da carga sísmica no dimensionamento dos pilares P2 e P5 foi realizada a verificação à flexão composta oblíqua destes.

O pilar P2 atendeu a verificação à flexão composta oblíqua considerando os esforços de flexão na base do pilar para o estado limite último (ELU) Normal e a armação de projeto. Para o ELU com Sismo SP e Sismo Acre a verificação à flexão composta oblíqua não foi atendida. Desta forma, seria necessário rever o projeto do pilar para poder atender às solicitações das cargas sísmicas. As Figura 64, 65 e 66 mostram a verificação à flexão composta oblíqua para o pilar P2, para a combinação normal, combinação com sismo SP e combinação com sismo Acre, respectivamente.

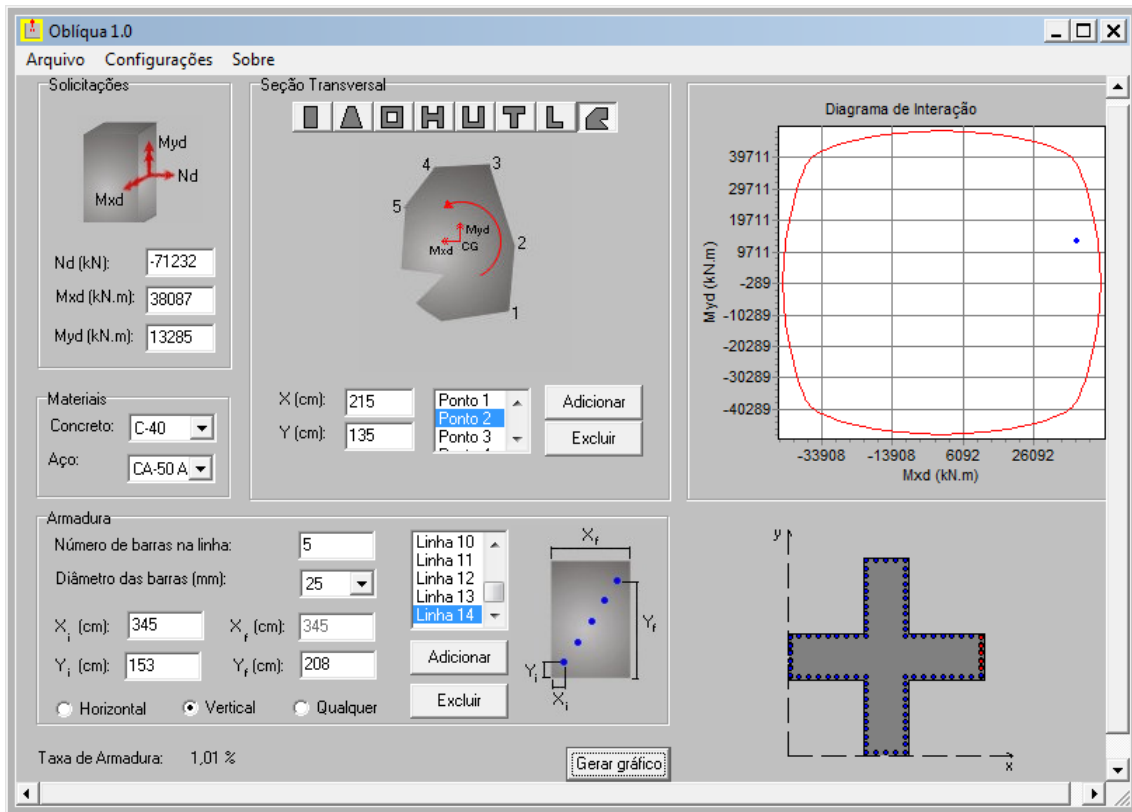


Figura 64 – Verificação à flexão composta oblíqua – Comb. Normal - pilar P2.

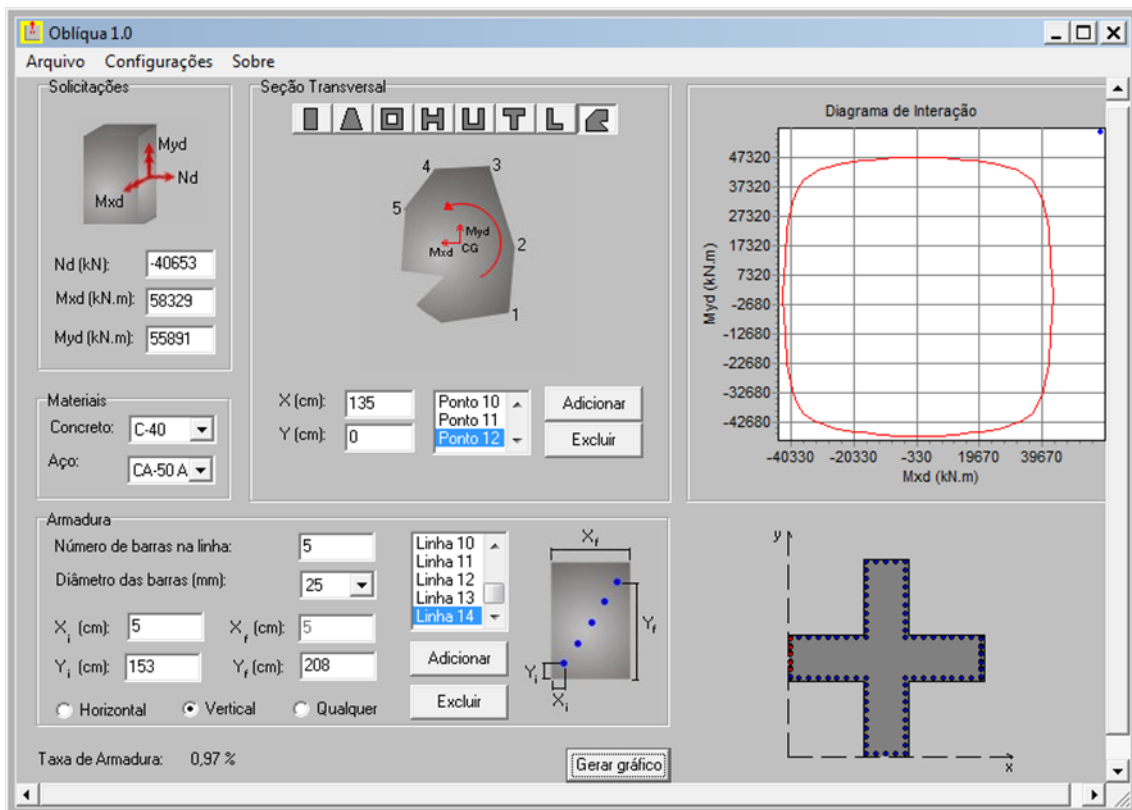


Figura 65 – Verificação à flexão composta oblíqua – Comb. Sismo SP - pilar P2.

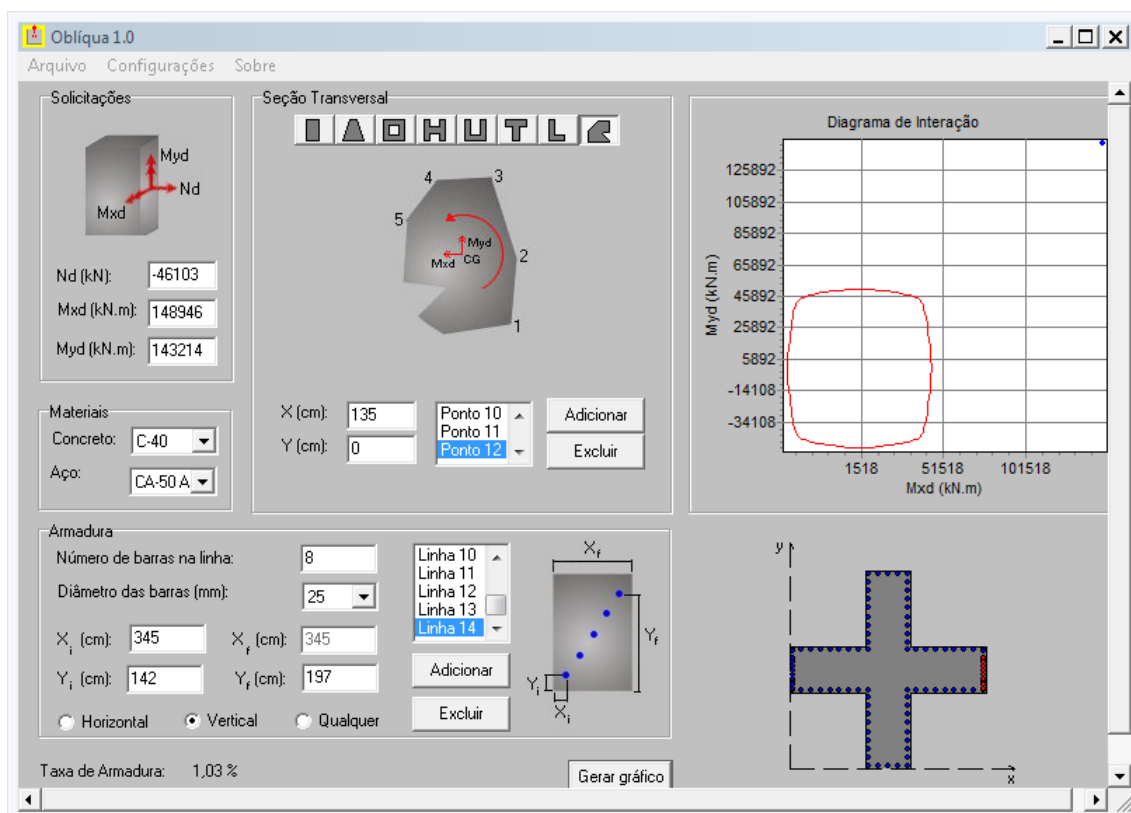


Figura 66 – Verificação à flexão composta oblíqua – Comb. Sismo Acre - pilar P2.

Para o pilar P5, os esforços de flexão na base do pilar para o estado limite último normal e excepcional passaram na verificação à flexão composta oblíqua considerando a armação de projeto, conforme mostram as Figura 67, 68 e 69, para a combinação normal, combinação sismo SP e combinação sismo Acre, respectivamente.

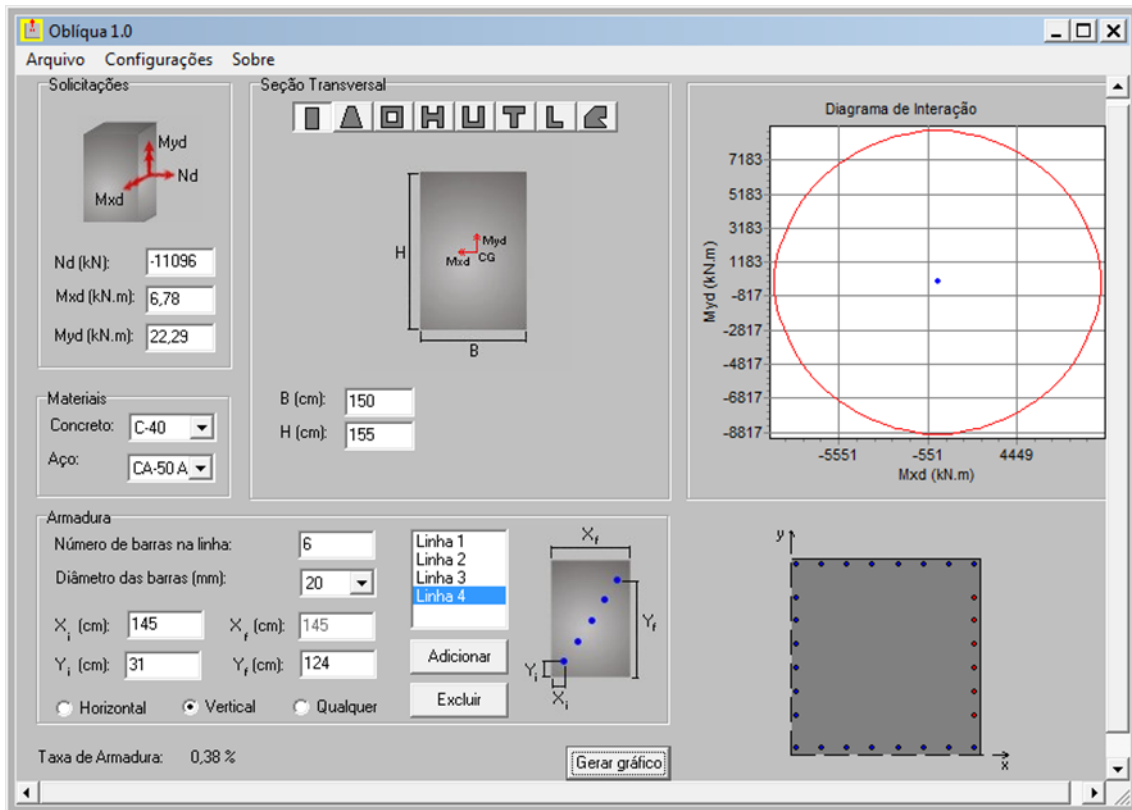


Figura 67 – Verificação à flexão composta oblíqua - Comb. Normal - pilar P5.

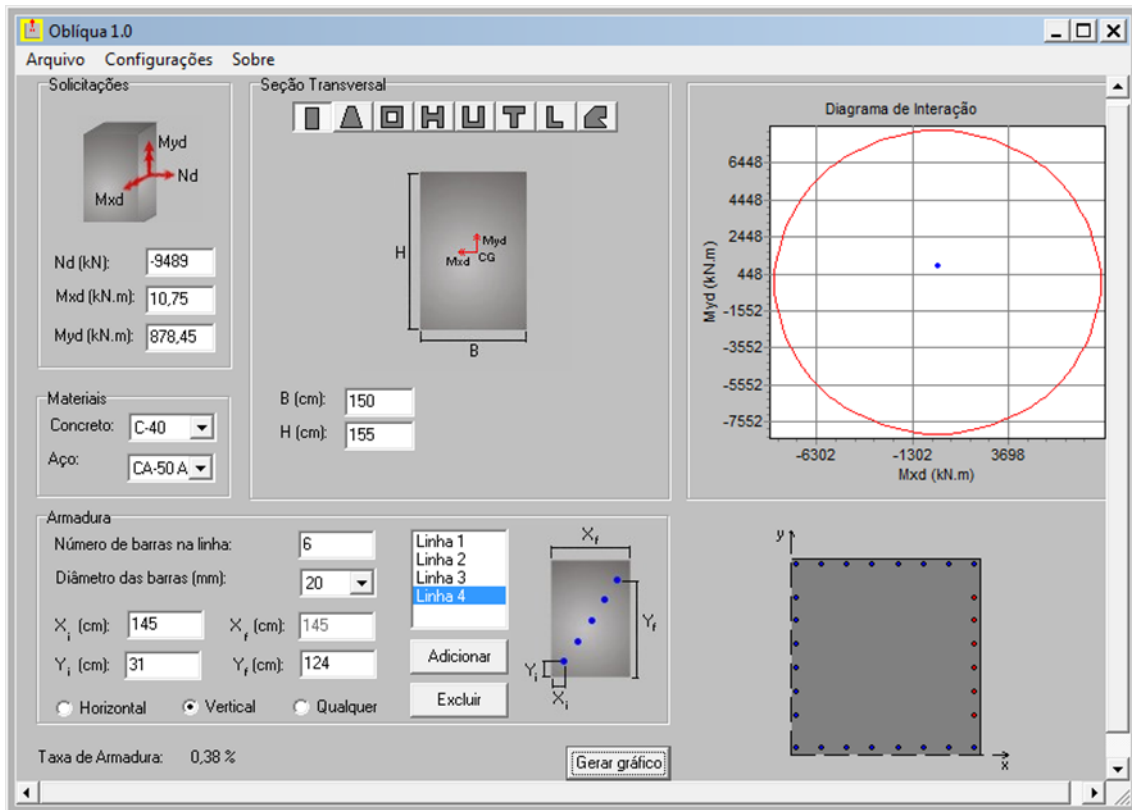


Figura 68 – Verificação à flexão composta oblíqua – Comb. Sismo SP - pilar P5.

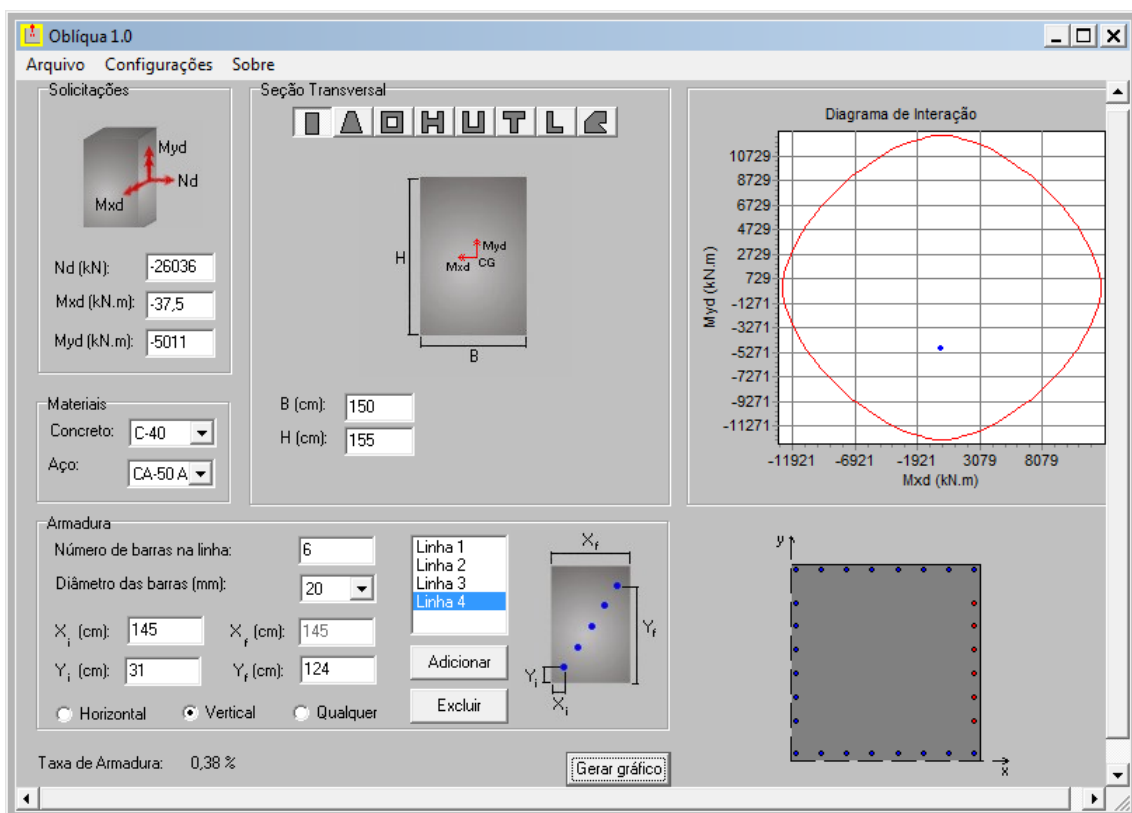


Figura 69 – Verificação à flexão composta oblíqua – Comb. Sismo Acre - pilar P5.

## 6 Análise de resultados

Analisando-se a combinação última normal e a combinação última excepcional dos esforços atuantes no tubulão da ponte localizada no Acre observa-se que os esforços provenientes da combinação excepcional são muito maiores do que os esforços provenientes da combinação normal, mostrando a grande influência dos efeitos da ação sísmica na análise de uma estrutura localizada numa região de sismicidade moderada como o Acre.

Para a ponte localizada no Ceará, os valores dos esforços provenientes da combinação última excepcional e da combinação última normal atuantes no pilar central da ponte não apresentaram uma diferença significativa entre si.

Ao se calcular a armadura longitudinal para o tubulão da ponte do Acre verificou-se que a consideração do sismo leva a um relevante acréscimo de armadura. Para a ponte localizada no Ceará, a consideração do sismo não resultou em alteração significativa de armadura longitudinal para o pilar pois os esforços não apresentaram diferença significativa.

Analisou-se também a variabilidade espacial da ação sísmica para a ponte localizada no estado do Acre. Verificou-se que a variabilidade espacial da ação sísmica não precisa ser considerada para a presente ponte pois o valor do comprimento entre juntas da ponte é menor que o  $L_{lim}$ .

Conforme mencionado anteriormente, foi verificado que não há a necessidade da variabilidade espacial da ação sísmica ser considerada na análise sísmica. A fim de apresentar um exemplo de aplicação deste conceito, foi feita a consideração da variabilidade espacial da ação sísmica na ponte do Acre. Os resultados mostraram que a consideração dos efeitos da variabilidade espacial não influenciou nos valores dos esforços sísmicos atuantes no tubulão em estudo. Os valores dos esforços sísmicos permaneceram os mesmos com a consideração da variabilidade espacial da ação sísmica. O estudo também mostrou que os deslocamentos transversais e longitudinais nos aparelhos de apoio da ponte, causados pela ação sísmica somada aos efeitos da variabilidade espacial da ação sísmica não excederam o deslocamento máximo permitido,



não ocorrendo, desta forma, o descalçamento de apoio, acidente comum em estruturas de pontes.

Para a ponte em curva localizada no estado de São Paulo, observou-se o seguinte para os dois cenários propostos: para a base do pilar P2, os esforços de flexão devidos à combinação de ELU com sismo de SP são maiores que os da combinação ELU Normal, enquanto que os esforços para a combinação de ELU com sismo Acre são muito maiores que os da combinação de ELU com sismo de SP. Para os esforços axiais obtiveram-se valores próximos para as três combinações de ELU. Para a base do pilar P5 os esforços de flexão na direção  $M_y, transv$  para o Sismo do Acre foram muito maiores do que os valores para a combinação de ELU Normal. Os esforços na direção  $M_x, long$  os valores foram próximos para as três combinações. Os esforços axiais também foram maiores para a combinação do Sismo do Acre do que os valores para a combinação de ELU Normal. Esses resultados para os pilares P2 e P5 mostram que em regiões de sismicidade moderada como o Acre, a análise sísmica deve ser considerada no projeto estrutural das pontes.

Com relação à influência dos sismos SP e sismo Acre no dimensionamento dos pilares P2 e P5, observou-se que o pilar P5 passou na verificação à flexão composta oblíqua considerando a armação de projeto para o sismo SP e sismo Acre. Enquanto que para a combinação com o sismo do Acre e o sismo de SP, o pilar P2 não atendeu à verificação à flexão composta oblíqua, sendo necessário um aumento na armadura deste pilar para atender à solicitação do sismo Acre e do sismo SP.

## 7 Conclusões

Neste trabalho foi apresentada a análise sísmica de três pontes reais seguindo as prescrições definidas no Anexo B da ABNT NBR 7187 (2021). Também foi realizada a análise e verificação do desempenho sísmico do tubulão de uma ponte real localizada no estado do Acre, nas proximidades da fronteira do Brasil com o Peru, região conhecida por apresentar sismicidade moderada; do pilar central de uma ponte localizada no estado do Ceará, nas proximidades da cidade de Sobral, considerada uma zona de baixa sismicidade e de dois pilares de uma ponte com um trecho em curva localizada no estado de São Paulo e que foi submetida a dois cenários sísmicos diferentes: um de uma zona de baixa sismicidade e um de uma região de sismicidade moderada. O objetivo principal do estudo foi apresentar a análise sísmica e dimensionamento de pontes utilizando o programa SAP 2000 de acordo com as prescrições do anexo B da ABNT NBR 7187 (2021). Outro objetivo do estudo foi verificar a influência da consideração do sismo no dimensionamento da armadura longitudinal do tubulão, do pilar central e dos pilares P2 e P5 das pontes localizadas no estado do Acre, no estado do Ceará e no estado de São Paulo, respectivamente. Neste trabalho, apesar de os esforços não serem simultâneos, podemos considerá-los atuando concomitantemente a favor da estrutura.

Na verificação da armadura longitudinal da ponte localizada no estado do Acre, observou-se que os esforços provenientes da combinação última excepcional, que considera o efeito da carga sísmica, levou a um relevante acréscimo de armadura longitudinal na seção do tubulão analisado quando comparado com os esforços provenientes da combinação normal. Isso se deve ao fato da ponte estar localizada numa região considerada de sismicidade moderada.

Na verificação da armadura longitudinal do pilar central da ponte localizada no estado do Ceará, observou-se que com a consideração do sismo não houve alteração significativa de armadura.

Na verificação à flexão composta oblíqua dos pilares P2 e P5 da ponte com o trecho em curva localizada no estado de São Paulo, observou-se que o pilar P5 passou na verificação à flexão composta oblíqua considerando a armação de projeto para o sismo SP e sismo Acre. Enquanto que para a combinação com o sismo do Acre e o sismo de SP,

o pilar P2 não atendeu à verificação à flexão composta oblíqua, sendo necessário um aumento na armadura deste para atender à solicitação desses sismos.

Portanto, o presente estudo mostra que para pontes localizadas em regiões de sismicidade moderada, a análise sísmica deve ser considerada no projeto estrutural da ponte, pois foi observado que a ação do sismo influencia na capacidade de resistência da estrutura e na quantidade de armadura a ser utilizada nos elementos estruturais da ponte como pilares e tubulões, quando comparada a pontes localizadas em regiões de baixa sismicidade.

## 8 Referências Bibliográficas

ALVES F., *Estudo de sismicidade do Brasil para revisão da ABNT NBR 15421*. Dissertação de M. Sc., Programa de Projeto de Estruturas, Escola Politécnica, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2020.

AMERICAN SOCIETY OF CIVIL ENGINEERS (ASCE), *ASCE/SEI 7-16: Minimum design loads and associated criteria for buildings and other structures*. Reston, Virginia, 2017.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT), *NBR 15421: Projeto de Estruturas Resistentes a Sismos – Procedimento*. Rio de Janeiro, 2006.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT), *NBR 7187: Projeto de pontes de concreto armado e de concreto protendido - Procedimento*. Rio de Janeiro, 2021.

CALIFORNIA DEPARTMENT OF TRANSPORTATION (CALTRANS), *CALTRANS Seismic Design Criteria*. California: CALTRANS, 2019.

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

CSI COMPUTERS & STRUCTURES, INC., *SAP2000, Integrated Software for Structural Analysis & Design*, Version 15.1. CSI Inc, Berkeley, California, USA, 2011.

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

PRESS, F. et al., *Para Entender a Terra*. 4 ed. Porto Alegre, Bookman, 2006.

PETERSEN, M.D., FRANKEL, A.D., HARMSSEN, S. C., MUELLER, C.S., HALLER, K.M., WHEELER, R.L., WESSON, R.L., ZENG, Y., BOYD, O.S., PERKINS, D.M., LUCO, N., FIELD, E.H., WILLS, C.J., AND RUKSTALES, K.S. (2008). *Documentation for the 2008 Update of the United States National Seismic Hazard Maps*, U.S. Geological Survey Open-File Report 2008–1128, 61 p.

SANTOS, S. H. C. e LIMA S. S., “The new Brazilian standard for seismic design”. *14th World Conference Earthquake Engineering - 14WCEE*, Beijing, China, 2008.

SANTOS, S. H. C., LIMA, S. S., SILVA, F. C. M., "The Seismological Basis of the Brazilian Standard for Seismic Design", *9th US National and 10th Canadian Conference on Earthquake Engineering*, Toronto, Canada, 25-29 July 2010.

SOARES R. W., *Análise e Avaliação do Desempenho Sísmico de Pontes a Partir de Métodos Baseados em Deslocamentos*. Dissertação de M. Sc., Programa de Projeto de Estruturas, Escola Politécnica, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2015.

TORO, G.R., ABRAHAMSON, N.A., SCHNEIDER, J.F., *A model of strong ground motions from earthquakes in Central and Eastern North America: Best estimates and uncertainties*. *Seismological Research Letters*. 68:41-57, 1997.

WILCHES, José et al. “Evolution of seismic design codes of highway bridges in Chile”. *Earthquake Spectra*, DOI: <http://dx.doi.org/10.1177/8755293020988011>, 2021.