



Universidade do Estado do Rio de Janeiro
Centro de Tecnologia e Ciências
Faculdade de Engenharia

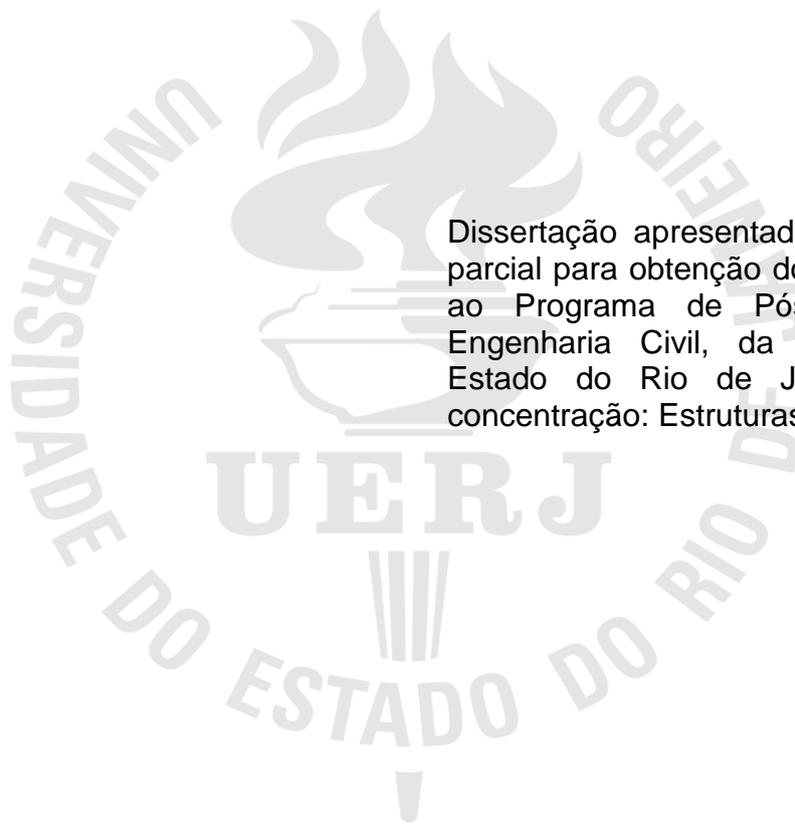
Carlos Manuel de Vasconcelos Cipriano

**Análise sísmica de pontes em território brasileiro - Estudo de caso
de uma ponte estaiada**

Rio de Janeiro
2022

Carlos Manuel de Vasconcelos Cipriano

**Análise sísmica de pontes em território brasileiro - Estudo de caso de uma
ponte estaiada**



Dissertação apresentada, como requisito parcial para obtenção do título de Mestre, ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, da Universidade do Estado do Rio de Janeiro. Área de concentração: Estruturas.

Orientador: Prof. Dr. André Tenchini da Silva

Rio de Janeiro

2022

CATALOGAÇÃO NA FONTE
UERJ / REDE SIRIUS / BIBLIOTECA CTC/B

C577 Cipriano, Carlos Manuel de Vasconcelos.
Análise sísmica de pontes em território brasileiro – Estudo de caso de uma ponte estaiada / Carlos Manuel de Vasconcelos Cipriano. – 2022.
287f.

Orientador: André Tenchini da Silva.
Dissertação (Mestrado) – Universidade do Estado do Rio de Janeiro, Faculdade de Engenharia.

1. Engenharia ambiental - Teses. 2. Pontes estaiadas - Teses. 3. Pesquisa sísmológica - Teses. 4. Análise estrutural (Engenharia) - Teses. I. Silva, André Tenchini da. II. Universidade do Estado do Rio de Janeiro, Faculdade de Engenharia. III. Título.

CDU 624.5:550.348.098.64

Bibliotecária: Júlia Vieira – CRB7/6022

Autorizo, apenas para fins acadêmicos e científicos, a reprodução total ou parcial desta tese, desde que citada a fonte.

Assinatura

Data

Carlos Manuel de Vasconcelos Cipriano

**Análise sísmica de pontes em território brasileiro - Estudo de caso de uma
ponte estaiada**

Dissertação apresentada, como requisito parcial para obtenção do título de Mestre, ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, da Universidade do Estado do Rio de Janeiro. Área de concentração: Estruturas.

Aprovado em: 19 de agosto de 2022.

Banca Examinadora:

Prof. Dr. André Tenchini da Silva (Orientador)
Faculdade de Engenharia – UERJ

Prof. Dr^a. Monique Cordeiro Rodrigues
Faculdade de Engenharia – UERJ

Prof. Dr. José Alexandre Gouveia Henriques
Faculty of Engineering Technology – UHasselt, Belgium

Rio de Janeiro

2022

DEDICATÓRIA

A ti dedico este trabalho filhota, segue o exemplo, na vida nunca é tarde para fazermos algo novo.

AGRADECIMENTOS

Quero agradecer, em primeiro lugar, a Deus, pela força e coragem durante toda esta longa e nova caminhada, ao meu falecido pai, pelo seu esforço de me dar o melhor da minha educação, e em especial à minha filhota Bárbara Isabel, pelo sacrifício de não ter o pai presente em muitos momentos da sua jovem vida.

Ao meu amigo e orientador Prof. André Tenchini da Silva pela orientação na condução desta dissertação, pelo tempo dedicado e, especialmente, pela amizade demonstrada.

À Prof^a Rita Bento que com a sua atenção, amizade e conhecimento me incentivou no tema.

Bem hajam!

Faça o que é certo, não o que é fácil.
Você nunca sabe que resultados virão da sua ação.
Mas se você não fizer nada, não existirão resultados.
Se não puder se destacar pelo talento, vença pelo esforço.

Autor desconhecido

RESUMO

CIPRIANO, Carlos M V. *Análise sísmica de pontes em território brasileiro - estudo de caso de uma ponte estaiada*. 2022. 287 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Faculdade de Engenharia, Universidade do Estado do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2022.

O Brasil é habitualmente considerado um país de baixo risco sísmico, pelo que os projetistas, em geral, ignoram a participação desta ação no dimensionamento estrutural de edifícios e pontes. Porém, o mapeamento do risco sísmico brasileiro mostra que na realidade existem zonas do território nacional onde o risco da ação sísmica é real. Há uma grande lacuna na norma brasileira no tocante à ação sísmica de pontes. De fato, apenas existe uma norma brasileira que aborda o tema do dimensionamento sísmico, e somente restrita a edifícios, a NBR15421 datada de 2006. Apresentam-se as metodologias disponíveis para mensuração dos esforços sísmicos, nomeadamente os métodos: estático; modal; dinâmicos lineares; dinâmicos não lineares, como também a mensuração e verificação da performance estrutural baseado no desempenho, estes últimos não referidos pela norma brasileira NBR15421 (2006), tão pouco se tratando de estruturas de pontes. Desenvolveu-se para uma ponte real as análises sísmicas propostas pela EN1998-2, datada de 2005, para diferentes situações de sismicidade e verificou-se para cada caso a sua resistência sísmica em relação ao projeto executado. Com base nos resultados apresentados, fez-se a avaliação da performance estrutural e constatou-se a necessidade da consideração da ação sísmica em parte do território nacional, com a necessidade de confinamento e pormenorização adequada do concreto armado.

Palavras-chave: Avaliação sísmica. Análise estática e modal. Análise dinâmica. Pushover. Ponte estaiada. Comportamento sísmico não linear. Performance estrutural à ação sísmica baseado no desempenho.

ABSTRACT

CIPRIANO, Carlos M V. *Seismic analysis of bridges in Brazilian territory - case study of a cable-stayed bridge*. 2022. 287 f. Dissertation (Master in Civil Engineering) – Faculty of Engineering, State University of Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2022.

Brazil is usually considered a low seismic risk country, so designers, in general, ignore the participation of this action in the structural design of buildings and bridges. However, the mapping of the Brazilian seismic risk shows that in reality there are areas of the national territory where the risk of seismic action is real. There is a large gap in the Brazilian standard regarding the seismic action of bridges. In fact, there is only one Brazilian standard that addresses the issue of seismic design, and only restricted to buildings, the NBR15421 dated 2006. The available methodologies for measuring seismic forces are presented, namely the methods: static; modal; linear dynamics; non-linear dynamics, as well as the measurement and verification of performance based design, the latter not mentioned by the Brazilian standard NBR15421 (2006), neither when dealing with bridge structures. The seismic analysis proposed by EN1998-2, dated 2005, was developed for a real bridge for different seismic situations and its seismic resistance was verified for each case in relation to the executed project. Based on the results presented, the structural performance was evaluated and the need to consider the seismic action in part of the national territory was verified, with the need for confinement and adequate detailing of the reinforced concrete.

Keywords: Seismic assessment. Static and modal analysis. Dynamic analysis. pushover. Cable-stayed bridge. Nonlinear seismic behavior. Performance based design.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Dano por reforço horizontal insuficiente após o sismo de Kobe ocorrido em 1995. (Chen e Duan, 2003).	22
Figura 2 - Dano por ruptura de “coluna curta” após o sismo de Northridge ocorrido em 1994. (Chen e Duan, 2003)	23
Figura 3 - Viaduto da “Hanshin expressway” após o sismo de Kobe em 1995 (Facts and Details, 2021).	24
Figura 4 - Zonamento sísmico. (NBR15421, 2006).	25
Figura 5 – Zoneamento sísmico brasileiro, segundo NBR15421 (2006) com detalhe em GN, CE e PI. (Santos e Lima, 2005).	26
Figura 6 – Frequência de sismos I. (Nóbrega et al, 2019).	26
Figura 7 – Frequência de sismos II. (Nóbrega et al, 2019).	27
Figura 8 – Proposta de novo zonamento sísmico (intraplaca). (Miranda, 2018)	27
Figura 9 - Esquema de numeração dos graus de liberdade em elemento barra. (Guerreiro {1}, 2010).	36
Figura 10 – Linearização de uma função $Q(t)$. (Guerreiro {1}, 2010).	40
Figura 11 - Erro cometido ao considerar ω em vez de ω_a (Guerreiro, 2010)	42
Figura 12 - Mapa da ocorrência de sismo no território brasileiro. (SISBRA, 2022). ..	46
Figura 13 – Placas tectônicas – características e movimentos. (Trifonov et Michael, 1993).	47
Figura 14 - Mapa das principais falhas brasileiras. Saadi (2013)	48
Figura 15 – Cálculo do intervalo de tempo entre chegada das ondas P e S (Δt). Gentil et al (2000).	50
Figura 16 - Espectros de resposta de aceleração absoluta, velocidade e deslocamento relativo e suas propriedades. Guerreiro (2010).	61
Figura 17 – Forma e pontos de contorno do espectro de resposta de aceleração absoluta de projeto (S_a/ a_{gs0}) em solos do Tipo A e B, respectivamente da EN1998-1 (2004) e NBR15421 (2006).	66
Figura 18 – Forma e pontos de contorno do espectro de resposta de aceleração absoluta de projeto (S_a/ a_{gs0}) em solos do Tipo B e C, respectivamente da EN1998-1 (2004) e NBR15421 (2006).	66

Figura 19 – Forma e pontos de contorno do espectro de resposta de aceleração absoluta de projeto (S_a/ a_{gs0}) em solos do Tipo C e D, respectivamente da EN1998-1 (2004) e NBR15421 (2006).	67
Figura 20 – Forma e pontos de contorno do espectro de resposta de aceleração absoluta de projeto (S_a/ a_{gs0}) em solos do Tipo D e E, respectivamente da EN1998-1 (2004) e NBR15421 (2006).	67
Figura 21 - Espectro ADRS (deslocamento relativo – aceleração absoluta). Guerreiro {3} (2010).....	72
Figura 22 – Comportamento Sísmico de pontes. EN1998-2 (2005).....	86
Figura 23 – Diagrama força-deslocamento do ponto de referência para uma carga monotônica. EN1998-2 (2005)	86
Figura 24 - Ciclos de força-deslocamento nas seções dos elementos (concreto armado). EN1998-2 (2005).....	87
Figura 25 – Amplitude de rotação $\theta = 1/L \int_{0-L} \Phi \cdot x \, dx$. (EN1998-2, 2005)	90
Figura 26a – Definição dos valores Φ_u e Φ_γ - pilar engastado-livre (Caltrans, 2019)	91
Figura 26b - Definição dos valores Φ_u e Φ_γ - pilar bi engastado (Caltrans, 2019)	91
Figura 27 – Diagrama M – Φ idealizado, conforme EN1998-2 (2005) e Caltrans (2019).....	92
Figura 28 – Discretização no modelo de fibras de uma secção transversal. Ermida (2016).....	93
Figura 29 - Momentos de flexão de dimensionamento de capacidade, M_c , dentro do comprimento dos elementos que contêm rotulas plásticas. EN1998-2 (2005).....	100
Figura 30 - Esquema de seleção de modo nos procedimentos de análise para MPA109	
Figura 31 – Redução do coeficiente de comportamento de estruturas dúcteis com o esforço axial.	115
Figura 32 - Ponte de Salvador – Itaparica (Vista lateral). (Ribeiro et al, 2022).....	123
Figura 33 - Ponte de Salvador – Itaparica (Vista do tabuleiro). (Ribeiro et al, 2022).	123
Figura 34 – Corte transversal do tabuleiro da Ponte de Salvador – Itaparica. Projeto base – Desenho B-OAE-001-DE-10101-EN-RA. (SEINFRA, 2021).....	123
Figura 35 – Vista das torres da Ponte de Salvador – Itaparica. Projeto base – Desenho B-OAE-001-DE-10111-EN-RA. (SEINFRA, 2021)	124
Figura 36 – Carlinga do tabuleiro sobre pilar de extremidade. Ponto de ligação tabuleiro – pilar de extremidade. (SEINFRA, 2021)	131
Figura 37 – Vista em 3D do modelo SAP2000 v.22 (2020).....	135

Figura 38 – Vista em 3D do modelo real. (Ribeiro et al.,2022).....	136
Figura 39a – 1º modo de vibração da estrutura – Projeto base (SEINFRA, 2021)..	139
Figura 39b – 1º modo de vibração da estrutura – Projeto base (SEINFRA, 2021)..	139
Figura 40a – 1º modo de vibração da estrutura – SAP2000. (SAP2000 V22, 2020)	140
Figura 40b – 1º modo de vibração da estrutura – SAP2000. (SAP2000 V22, 2020)	140
Figura 41a – 2º modo de vibração da estrutura – Projeto base. (SEINFRA, 2021).....	141
.....	141
Figura 41b – 2º modo de vibração da estrutura – Projeto base (SEINFRA, 2021)..	141
Figura 42a – 2º modo de vibração da estrutura – SAP2000. (SAP2000 V22, 2020).	142
Figura 42b – 2º modo de vibração da estrutura – SAP2000. (SAP2000 V22, 2020).	142
Figura 43a – 3º modo de vibração da estrutura – Projeto base (SEINFRA, 2021)..	143
Figura 43b – 3º modo de vibração da estrutura – Projeto base (SEINFRA, 2021)..	143
Figura 44a – 3º modo de vibração da estrutura – SAP2000. (SAP2000 V22, 2020).	144
Figura 44b – 3º modo de vibração da estrutura – SAP2000. (SAP2000 V22, 2020).	144
Figura 45 – Espectro de resposta de cálculo segundo a NBR15421 (2006).....	148
Figura 46 – Espectro dos sismos de El Centro da norma NBR15421 e El Centro ajustado. (SAP2000 V22, 2020).....	149
Figura 47 - Acelerogramas de El Centro e El Centro ajustado à NBR15421 (2006).(SAP2000 V22, 2020).....	149
Figura 48 – 1º modo de vibração da estrutura na situação sísmica. (SAP2000 V22, 2020).....	152
Figura 49 – 2º modo de vibração da estrutura na situação sísmica. (SAP2000 V22, 2020).....	153
Figura 50 – 3º modo de vibração da estrutura na situação sísmica. (SAP2000 V22, 2020).....	154
Figura 51a - Armaduras das estacas dos pilares de extremidade. Projeto base – Subcapítulo 7.2.8. (SEINFRA, 2021).....	178
Figura 51b - Armaduras das estacas dos mastros. Projeto base – Subcapítulo 7.3.8. (SEINFRA, 2021).	178
Figura 52 – Diagrama M- Φ real obtido por integração e diagrama idealizado de M- Φ da seção das estacas do pilar esquerdo. SAP2000 v.22 (2020).....	180
Figura 53 – Zonas de localização de potenciais rótulas plásticas. Caltrans (2019)	182
Figura 54 – Valores tensão – deformação do material das estacas - C20 não confinado. SAP2000 v.22 (2020).....	183

Figura 55 – Diagrama tensão – deformação do material das estacas - C20 não confinado. SAP2000 v.22 (2020).....	183
Figura 56 - Valores tensão – deformação do material das estacas - CA-50. SAP2000 v.22 (2020).	184
Figura 57 – Diagrama tensão – deformação do material das estacas – Aço CA-50. SAP2000 v.22 (2020)	184
Figura 58a – Diagrama $M-\Phi$ idealizado normalizado em Mp para máxima compressão SAP2000 v22 (2020).....	185
Figura 58b – Diagrama $M-\Phi$ idealizado normalizado em Mp para máxima tração. SAP2000 v22 (2020).	185
Figura 59 – Espectro de resposta inelástico e demanda para o modo 3. SAP2000 v.22 (2020)	187
Figura 60 – Espectro de resposta e demanda para o modo 1. SAP2000 v.22 (2020)	188
Figura 61 – Espectro de resposta e demanda para o modo 2. SAP2000 v.22 (2020)	188
Figura 62 - Rotação plástica r3 da rótula com maior rotação plástica resultante, último step do <i>Pushover</i> em U1 com o máximo de $0,30.U_2 - a_g = 0,10 g$. SAP2000 v22 (2020).....	194
Figura 63 - Rotação plástica r2 da rótula com maior rotação plástica resultante, o último step do <i>Pushover</i> em U1 com o máximo de $0,30.U_2 - a_g = 0,10 g$. SAP2000 v22 (2020).	194
Figura 64 - Rotação plástica r3 da rótula com maior rotação plástica resultante, último step do <i>Pushover</i> em U1 com o máximo de $0,30.U_2 - a_g = 0,15 g$. SAP2000 v22 (2020).....	196
Figura 65 - Rotação plástica r2 da rótula com maior rotação plástica resultante, o último step do <i>Pushover</i> em U1 com o máximo de $0,30.U_2 - a_g = 0,15 g$. SAP2000 v22 (2020).	196
Figura C1 - Geração de acelerogramas no domínio do tempo. (adaptado de Kramer, 1996).	218
Figura C2 - Função envoltória trapezoidal (Kramer, 1996)	220
Figura D1 - Representação da relação tensões-deformações para a análise estrutural. (EN1998-2, 2005).....	229
Figura D2 - Relação tensão-deformação para o concreto. (EN1998-2, 2005).	229
Figura D3 - Confinamento do núcleo de concreto. (EN1998-2, 2005).....	231

Figura D4 - Diagrama tensões-deformações do aço típico de armaduras para concreto armado. (EN1992-1-1, 2004).....	233
Figura D5 - Comportamento do concreto ao carregamento cíclico e monotónico de compressão. (Tonon, et al., 2014).....	234
Figura D6 - Regras de comportamento do concreto confinado sob carregamentos cíclicos. (Thompson e Park,1980).....	235
Figura D7a – Ciclos do Modelo Cinemático de Pager. (Cardoso, 2010).....	236
Figura D7b – Modelo Cinemático de Pager. (CSI Refer Manual SAP2000 v.22, 2020).....	235
Figura D8 - Modelo de histerese Takeda sob carga cíclica crescente. (CSI Refer Manual SAP2000 v.22, 2020).....	238
Figura E1 – Esquema de funcionamento de ponte estaiada.....	240
Figura E2 – Ponte Barrios de Luna. (Structurae, 2013)	242
Figura E3 – Viaduto Millau – França. (Structurae, 2013)	243
Figura E4 - Configurações em leque, harpa e semi-harpa de pontes estaiadas.....	244
Figura E5 – Ponte com torre em diamante de Russky Island. (Structurae, 2013).....	247
Figura F1 - Esquema de transformação do espectro de resposta do formato tradicional para o formato ADRS. (ATC 40, 1996)	251
Figura F2 - Representação gráfica da energia dissipada por amortecimento. (ATC 40, 1996).....	253
Figura F3 – Construção do diagrama bi linear.). (ATC 40, 1996).....	254
Figura F4 - Espectro de resposta inelástico. (ATC 40, 1996).....	255
Figura F5 - Representação gráfica do ponto de partida para o processo A. (ATC 40 (1996).....	256
Figura F6 - Esquema da obtenção do ponto de despenho pelo procedimento A. (ATC 40, 1996).....	257
Figura G1 – Coeficientes parciais de segurança relativos a materiais para os ELU segundo EN1992-1 (2004)	259
Figura G2 – Diagramas deformação-tensão idealizado e de cálculo para aços protendidos. (EN1992-1-1, 2004).....	259
Figura H1 - Comportamento geométrico do estai.....	261
Figura H2 - Variação da razão entre módulo de elasticidade equivalente do cabo e o módulo de elasticidade real em função do comprimento da projeção horizontal do cabo. (Walther et al., 1998)	263

Figura I1 – Simulação da reação lateral do solo de fundação no projeto base – Subcapítulo 3.2. (SEINFRA, 2021).....	266
Figura I2 – Corte geotécnico do solo de fundação com resultados de SPT. Projeto base – Desenho B-GTC-001-DE-00001-EN-RA. (SEINFRA, 2021).....	267
Figura J1 – Diagrama de interação M_{RD33} - M_{RD22} para esforço axial máximo na seção A. (SEINFRA, 2021).	271
Figura J2 – Diagrama de interação M_{RD33} - M_{RD22} para esforço axial mínimo na seção A. (SEINFRA, 2021).	272
Figura J3 – Diagrama de interação M_{RD33} - M_{RD22} para esforço axial máximo na seção B. (SEINFRA, 2021).	273
Figura J4 – Diagrama de interação M_{RD33} - M_{RD22} para esforço axial mínimo na seção B. (SEINFRA, 2021).	274
Figura J5 - Diagrama de interação M_{RD33} - M_{RD22} para esforço axial máximo na seção C. (SEINFRA, 2021).	275
Figura J6 - Diagrama de interação M_{RD33} - M_{RD22} para esforço axial mínimo na seção C. (SEINFRA, 2021)	276
Figura J7 – Diagrama de interação M_{RD33} - M_{RD22} para esforço axial máximo na seção de base do pilar extremo esquerdo. SEINFRA (2021).	277
Figura J8 – Diagrama de interação M_{RD33} - M_{RD22} para esforço axial mínimo na seção de base do pilar extremo esquerdo. SEINFRA (2021).	278
Figura J9a – Diagrama de interação M_{RD33} - M_{RD22} para seção bruta do concreto A. Ponto de inflexão em M_{33} . (SAP2000 v22, 2020).	280
Figura J9b – Diagrama de interação M_{RD33} - M_{RD22} para seção bruta do concreto A. Ponto de inflexão em M_{22} . (SAP2000 v22, 2020).	280
Figura K1 – Forças de fixação de rigidez dos elementos. (Reis e Dinar, 2001).	284
Figura K2 – Variação das funções de estabilidade com a relação N/NE.. (Reis e Dinar, 2001).	287

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Relação na Escala de Richter entre amplitudes das ondas sísmicas e energia libertada.....	52
Tabela 2 - Zonamento sísmico brasileiro segundo NBR15421 (2006)	53
Tabela 3 - Categorias do zoneamento sísmico brasileiro segundo EN1998-1 (2004).	54
Tabela 4 - Definição dos fatores F_a e F_v de amplificação sísmica no solo. NBR15421 (2006).....	63
Tabela 5 - Valores de S , T_B e T_C (para solos tipo E apenas quando $a_{gR} \leq 0,10g$)...	64
Tabela 6 - Valores de S , T_B e T_C apenas para solos tipo E em que $a_{gR} = 0,15g$	65
Tabela 7 – Classificação dos solos segundo NBR15421 (2006).....	67
Tabela 8 – Classificação dos solos segundo EN1998-1 (2004)	69
Tabela 9 - Valores máximos dos coeficientes de comportamento. EN1998-2 (2005)	113
Tabela 10 - Categorias do zoneamento sísmico brasileiro segundo EN1998-1 (2004) e métodos de análise permitidos e recomendados utilizar segundo EN1998-2 (2005)	116
Tabela 11 – Limitação de danos em vigas e pilares (elementos dúcteis) à flexão segundo EN1998-3 (2005) e EN1998-2 (2005).....	119
Tabela 12 - Definição de índices de danos de diferentes componentes (Wei et al, 2020)	121
Tabela 13 –Variação percentual no SAP2000 v.22 (2020) das propriedades das seções AA a II em relação aos valores de projeto.	128
Tabela 14 – Diferenças entre períodos próprios de vibração determinados no projeto base e SAP2000 V22 (2020). Fatores de Participação Modal Normalizado. Rácio de Massa Modal. Massas Modais.	138
Tabela 15 – Períodos e frequências dos modos de vibração da estrutura na situação sísmica	151
Tabela 16 – Combinações de AEL e do projeto base na torre e pilar esquerdo	155
Tabela 17 – Verificação das seções A, B, C, BPE aos esforços sísmicos da AEL .	157
Tabela 18 – Combinações de AMEL e do projeto base na torre e pilar esquerdo ..	160
Tabela 19 – Comparação entre AEL e AMEL (rácio AEL/AMEL).....	162
Tabela 20 – Verificação das seções A, B, C, BPE aos esforços sísmicos da AMEL	164
Tabela 21 – Esforços da AMEGNL e do projeto base na torre e pilar esquerdo	165

Tabela 22 – Períodos e frequências dos modos de vibração lineares e GNL da estrutura na situação sísmica.....	167
Tabela 23 – Comparação entre AMEL e AMEGNL (rácio AMEGNL/AMEL)	167
Tabela 24 - Esforços de dimensionamento para AMEGNL e do projeto base na torre e pilar esquerdo.....	169
Tabela 25 – Verificação das seções A, B, C, BPE aos esforços sísmicos da AMEGNL	170
Tabela 26 – ADMDTL ($a_g= 0,10g$): M_{33max} , M_{22max} , N_{max} , M_{33min} , M_{22min} e N_{min} , seu esforços concomitantes e instantes de ocorrência na seção A	172
Tabela 27 – ADIDDTL ($a_g= 0,10g$): M_{33max} , M_{22max} , N_{max} , M_{33min} , M_{22min} e N_{min} , seu esforços concomitantes e instantes médios de ocorrência na seção A	172
Tabela 28 – Combinações de ADMDTL para $a_g= 0,10g$	173
Tabela 29 – Comparação entre valores máximos de cálculo AMEL e ADMDTL.....	175
Tabela 30 – Modos fundamentais, de “governo”, modos inelásticos e elásticos.na análise <i>Pushover NL multimodal. Chopra et al (2002)</i>	186
Tabela 31 – Direções preponderantes dos modos de vibração na análise <i>Pushover multimodal. Chopra et al (2002)</i>	186
Tabela 32 – Esforços de <i>Pushover</i> em U_1 e U_2 por modos ($a_g= 0,10g$).	189
Tabela 33 – Esforços de <i>Pushover</i> em U_1 e U_2 e U_1+U_2 ($a_g= 0,10g$).	190
Tabela 34 – Esforços de combinação sísmica com <i>Pushover</i> e AMEGNL (3 modos inelásticos; $a_g= 0,10g$)	190
Tabela 35 – Esforços de combinação sísmica com <i>Pushover NL</i> e AMEGNL.....	197
($a_g= 0,10g$)	191
Tabela 36 - Definição de índices de danos de diferentes componentes (Wei et al, 2020)	197
Tabela 37 – Parâmetros espectrais para cada tipo de solo NBR15421 (2006).....	199
Tabelas 38a – Espectros de resposta NBR14521 (2006) de acordo com os tipos de solo D e C.....	199
Tabelas 38b – Espectros de resposta NBR14521 (2006) de acordo com o tipo de solo B.	200
Tabela 39 – Resumo da necessidade de considerar a ação sísmica por AEL.....	200
Tabela 40 – Resumo da necessidade de considerar a ação sísmica para AMEL, AMEGNL, ADMDTL, ADIDTL.....	201
Tabela B1 – Classes de consequência e níveis de confiabilidade β	216

Tabela B2 – Probabilidade de ruptura em função do índice de confiabilidade	216
Tabela B3 –Classe de importância – Classes de Consequência – Tipo de ponte ..	217
Tabela C1 - Sugestão de frequências da USNRC (1973)	226
Tabela D1 - Propriedades das armaduras (EN1998-2, 2005)	232
Tabela G1 – Cabos protendidos introduzidos - Protensão de curto e longo prazo aplicada.....	260
Tabela I1 – Valores do coeficiente de reação horizontal dos solos arenosos em função da compactação. Terzaghi (1955)	269
Tabela K1 – Valores das Funções de Estabilidade. (Reis e Dinar, 2001).....	286

SUMÁRIO

INTRODUÇÃO	21
Generalidades	21
Motivação	24
Objetivo	28
Escopo	28
1. ANÁLISE DINÂMICA DE ESTRUTURAS	30
1.1 Equação matricial de equilíbrio dinâmico	30
1.2 Modos e frequências próprias de vibração	31
1.3 Método de Rayleigh	32
1.4 Matriz modal e propriedades de ortogonalidade	33
1.5 Coordenadas generalizadas	34
1.6 Matriz de massa consistente	34
1.7 Desacoplamento por modos lineares	36
1.8 Equação de movimento oscilatório linear com ação aplicada na base variável no tempo	37
1.9 Integral de Duhamel	38
1.10 Acoplamento de modos lineares	39
1.11 Análises dinâmicas de resposta de estruturas excitadas na base	39
1.12 Aproximações usuais - Sismo como ação periódica	41
1.13 Fatores de participação e contribuição modal e massa modal	43
2. ZONAMENTO SÍSMICO DO BRASIL	46
2.1. Breve histórico de eventos sísmicos	46
2.2 Sismicidade e zonamento sísmico do Brasil	52
2.3 Classificação do território por categorias sísmicas segundo EN1998-1 (2004)	54
3 ESTADO DA ARTE	55
3.1 Análises sísmicas lineares	55
3.1.1. Análise sísmica modal espectral	56
3.1.1.1 Combinação modal e direcional – SRSS e CQC	57
3.1.1.2 Modos participativos na análise modal	59
3.1.1.3 Espectro de resposta elástica e classificação dos solos	60

3.1.1.4 Forma ADRS do espectro de resposta elástica.....	71
3.1.2. Análise sísmica estática linear	72
3.1.3. Análises dinâmicas lineares	74
3.2. Análises sísmicas lineares equivalentes	75
3.2.1. Espectro de cálculo - reduzido ou inelástico	77
3.3 Análise sísmica não linear.....	77
3.3.1 Análise sísmica estática não linear – <i>Pushover</i>	79
3.3.2 Análise dinâmica não linear.....	81
3.4 Distribuição espacial dos apoios.....	83
3.5 Análise sísmica de pontes.....	83
3.5.1 Classificação de pontes por ductilidade	85
3.5.2 Rótula plástica - avaliação de ductilidade.....	88
3.5.3 Pontes dúcteis.....	96
3.5.3.1 Análises lineares equivalentes	96
3.5.3.1.1 Análise estática linear equivalente	103
3.5.3.2 Análises não lineares	105
3.5.3.2.1 Análise Sísmica estática não linear de pontes - <i>Pushover</i>	105
3.5.3.2.2 Análise sísmica dinâmica não linear de integração no tempo de pontes .	109
3.5.4 Classificação de pontes dúcteis por regularidade	110
3.5.5 Pontes de ductilidade limitada/essencialmente elástica - procedimentos	111
3.5.6 Coeficiente de comportamento de pontes para análises lineares equivalentes	113
3.6 Domínios de aplicação dos métodos de análise sísmica de pontes	115
3.7 Avaliação de danos em pontes	116
3.8 Influência vento versus sismo em pontes	121
4 – ESTUDO DE CASO	122
4.1 Estudo de caso - Ponte Salvador (Ilha de Itaparica)	122
4.1.1 Descrição da ponte de Itaparica.....	122
4.1.2 Modelação da ponte de Itaparica	124
4.1.2.1 Materiais.....	127
4.1.2.2 Seções, elementos estruturais e fundações.....	127
4.1.2.3 Cabos protendidos	128
4.1.2.4. Elementos finitos e ligações estruturais	129
4.2 Comparação dos modelos SAP2000 v.22 (2020) e Midas Civil 2011 (2011)	133
4.2.1 Ações e combinações do projeto base.....	134

4.2.2 Similaridade geométrica	135
4.2.3 Comparação entre os máximos deslocamentos.....	136
4.2.4 Comparação entre os máximos esforços	137
4.2.5 Comparação entre frequências próprias da estrutura	137
4.3. Análises sísmicas	145
4.3.1 Espectro de resposta e acelerogramas modificados utilizados	146
4.3.2 Determinação dos modos e frequências naturais da estrutura para a combinação sísmica.....	150
4.3.3 Análise estática linear (AEL) - superestrutura e mesoestrutura	154
4.3.3.1 Resistência das seções dos mastros e pilares de extremidade	156
4.3.3.2 Efeitos de 2ª ordem ou geometricamente não lineares.....	158
4.3.4 Análise modal espectral (AME) - superestrutura e mesoestrutura	158
4.3.4.1 Resistência das seções dos mastros e pilares de extremidade	163
4.3.5 Análise modal espectral geometricamente não lineares (AMEGNL).....	164
4.3.5.1 Resistência das seções dos mastros e pilares de extremidade esquerdos.	170
4.3.6 Análise dinâmica no domínio do tempo - superestrutura e mesoestrutura.....	171
4.3.6.1 Análise dinâmica modal no domínio do tempo linear (ADMDDL) <i>versus</i> análise dinâmica integração direta domínio do tempo linear (ADIDDDL)	171
4.3.6.2 Análise dinâmica modal no domínio do tempo linear (ADMDDL)	173
4.3.7 Análise modal espectral (AMEGNL) - estacas de fundação.....	176
4.3.7.1 Resistência à flexão – estacas de fundação	176
4.3.8 Análise estática não linear – <i>Pushover</i> ($a_g = 0,10g$) - estacas de fundação ...	178
4.3.8.1 Condições de confinamento mínimo	179
4.3.8.2 Rótulas plásticas (carga monotônica).....	180
4.3.8.3 Espectros de resposta inelásticos e DC pelo método ATC40. Esforços na mesoestrutura.	185
4.3.8.4 <i>Pushover</i> – Esforços na mesoestrutura.....	189
4.3.8.5 <i>Pushover</i> – verificação das estacas de fundação.	192
4.4 Análise de danos	197
4.5 Influência dos solos	198
4.6 Necessidade de considerar a ação sísmica.....	200
5. CONCLUSÕES	202
REFERÊNCIAS.....	206
ANEXO A	213

A.1 Análise dinâmica de integração direta no tempo.	213
ANEXO B	215
B.1 Categoria de importância das estruturas - aceleração de cálculo do solo	215
ANEXO C	218
C.1 Acelerogramas artificiais e ajustados	218
C.2 Ajuste do acelerograma à forma do espectro da norma	222
C.3 Ajuste do acelerograma no domínio do período e frequência.....	225
C.4 Duração esperada do sismo artificial	226
ANEXO D	228
D.1 Comportamento não linear dos materiais	228
ANEXO E	240
E1. Pontes estaiadas – comportamento, geometria e forma de atirantamento	240
ANEXO F.....	249
F.1 Método do espectro da capacidade resistente – ATC40.....	249
ANEXO G	258
G1. Cabos protendidos aplicados	258
ANEXO H	261
H.1 Modelação de estais.....	261
ANEXO I.....	266
I1. Modelação do solo de fundação e infraestrutura.....	266
ANEXO J.....	271
J.1 Diagramas de iteração de esforços M_{RD33} - M_{RD22} - N_{RD} das seções	271
J2. Verificação das tensões normais.....	278
ANEXO K	283
K.1 Efeitos geometricamente não lineares ou de 2ª ordem.....	283

INTRODUÇÃO

Generalidades

Atualmente, os impactos dos danos provocados pelos sismos em pontes estão normalmente reduzidos aos prejuízos econômicos por eles causados. De fato, tem-se assistido, ao longo dos últimos 50 anos, à incorporação da ação sísmica em normas e regulamentos dos países em que esse risco é significativo, nomeadamente no Japão, nos países da União Europeia, Estados Unidos, Turquia, grande parte dos países da América do Sul; bem como, à evolução significativa dos métodos de quantificação sísmica, processos de análise e dimensionamento dos elementos estruturais e, ainda, ao detalhamento adequado dos elementos estruturais de concreto armado.

Os danos econômicos causados por sismo em pontes podem-se dividir em dois grandes grupos de acordo com a classificação apresentada por Guerreiro (2011):

- danos diretos, que englobam todos custos de reparação dos elementos afetados;
- danos indiretos, que são aqueles relacionados com a forma como a economia é afetada pela ruptura da rede de transportes.

A importância dos danos indiretos é tanto maior quanto maior for a importância da infraestrutura a nível nacional ou regional. Em relação aos tipos de danos em pontes resultantes da atividade sísmica, pode-se grosseiramente dividir em:

- danos gerados por ruptura do solo de fundação;
- danos provocados pelo movimento de vibração do solo e estrutura.

Esta dissertação irá abordar apenas estes últimos, danos provocados pelo movimento de vibração do solo e estrutura . Os danos verificados nas pontes devido

a sismos são muito influenciados pela data de construção (ou projeto) das referidas obras. De fato, nos últimos 50 anos, houve uma grande evolução de conhecimento sobre o comportamento sísmico de pontes e a forma correta de seu detalhamento.

As pontes de concreto armado construídas até ao final da década de 70 revelam, segundo Guerreiro (2011), de uma forma geral, insuficiente capacidade resistente dos pilares ao esforço cisalhante devido à falta de conhecimento, até essa época, dos mecanismos de falha por corte.

Na maioria dos casos de danos registrados, as armaduras transversais dos pilares pouco mais eram do que armaduras de montagem, não havendo qualquer relação aparente entre a dimensão e afastamento da armadura e as dimensões do pilar, como se pode ver na Figura 1.



Figura 1 – Dano por reforço horizontal insuficiente após o sismo de Kobe ocorrido em 1995.
(Chen e Duan, 2003).

Outras situações de colapso por esforço cisalhante, registrados em acidentes sísmicos, não foram associados a problemas de insuficiência de armadura

transversal, mas sim a deficiências de concepção e detalhamento. Casos do tipo “coluna curta”, originados pela ligação de estruturas adicionais à meia altura dos pilares, ou a inclusão de capitéis não estruturais, são exemplos disso, conforme registrado por Chen e Duan (2003) na Figura 2.



Figura 2 - Dano por ruptura de “coluna curta” após o sismo de Northridge ocorrido em 1994.
(Chen e Duan, 2003)

Também, em alguns casos de registro, verificou-se como causa de colapso a prematura dispensa das armaduras longitudinais de flexão, que levou à formação de zonas de comportamento não linear (rótulas plásticas) que não estavam preparadas para tal. Um dos colapsos mais impressionantes ocorrido com o sismo de Kobe (1995) foi o colapso do viaduto da estrada “Hanshin”, cuja causa ocorreu devido a esta razão, ver Figura 3.

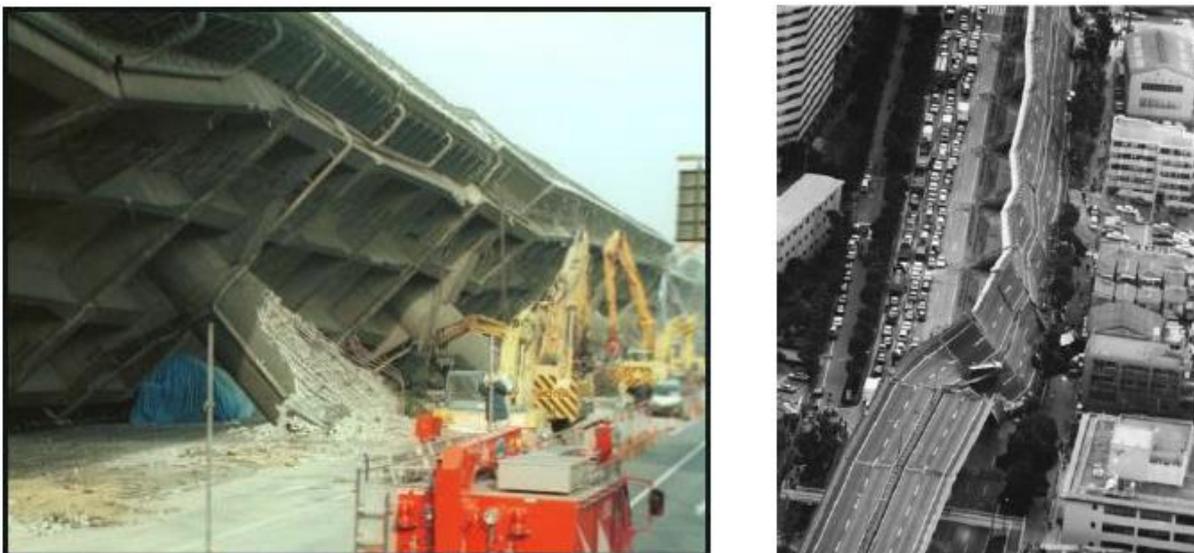


Figura 3 - Viaduto da “Hanshin expressway” após o sismo de Kobe em 1995.
(Facts and Details, 2021).

Motivação

O Brasil é habitualmente considerado um país de muito baixo risco sísmico, pelo que, em geral, os projetos desenvolvidos ignoram a participação desta ação no dimensionamento estrutural de edifícios e pontes. Porém, o mapeamento do risco sísmico brasileiro mostra outra realidade, existindo zonas significativas do território, chegando aproximadamente 1/6 da área do território nacional, onde o risco da ação sísmica é real e diferenciado do restante, pelo que é de extrema importância dar uma atenção especial nessas zonas.

Em 2006, foi criada e publicada pela ABNT a NBR 15421 (2006) - Projeto de Estruturas Resistentes a Sismos. No entanto, esta norma é somente aplicável a edifícios, excluindo as estruturas especiais, tais como de elementos pré-moldados, pontes, viadutos, obras hidráulicas, arcos, silos, tanques, vasos, chaminés, torres, estruturas offshore, ou em que se utilizam técnicas construtivas não convencionais, tais como formas deslizantes, balanços sucessivos, lançamentos progressivos e concreto projetado.

Na criação desta norma foi adotada o mapa de sismicidade que se apresenta na Figura 4.

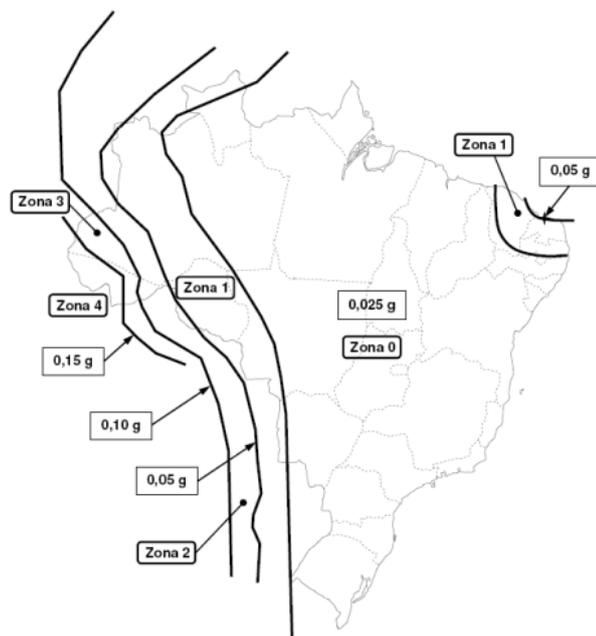


Figura 4 - Zonamento sísmico. (NBR15421, 2006).

Nobrega et al (2019) refere em relação a esse mapa de sismicidade que

“certas áreas sísmicamente ativas do território brasileiro tiveram seu potencial sísmico desprezado, como, por exemplo, o estado do MT e algumas zonas ao longo do Sudeste (MG e SP, em especial).”

como também, e ao contrário do proposto por Santos e Lima (2005), foram ignoradas, sem terem sido detalhadas, as regiões do RN, CE e PI que apresentam acentuadas variações de aceleração sísmica de referência do solo com valores muito acima dos apresentados pela norma. Na Figura 5 apresenta-se o mapa de sismicidade da NBR15421 (2006) com detalhamento dessas regiões do nordeste brasileiro,

Tendo sido realizados mais estudos acerca da sismicidade do território brasileiro, há atualmente entendimento da necessidade de revisão do mapeamento sísmico brasileiro, várias propostas têm sido apresentadas, nomeadamente a de Miranda et al (2018). Nessa proposta, os autores apresentam nos estudos realizados as ocorrências de sismos I (de magnitudes entre 2 a 5) e sismos II (magnitudes superiores a 5) no território brasileiro, conforme exposto nas Figuras 6 e 7.



Figura 5 – Zoneamento sísmico brasileiro, segundo NBR15421 (2006) com detalhe em GN, CE e PI. (Santos e Lima, 2005).

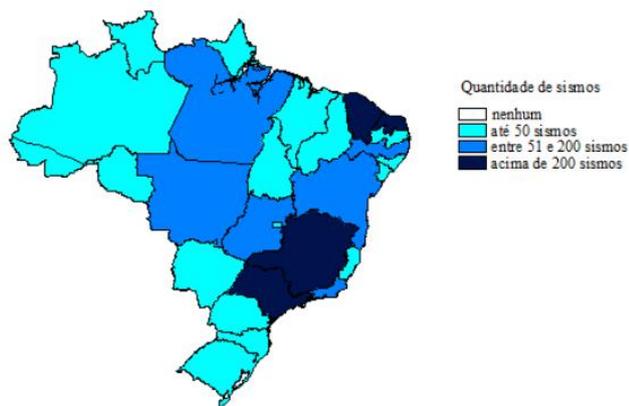


Figura 6 – Frequência de sismos I . (Nóbrega et al, 2019).

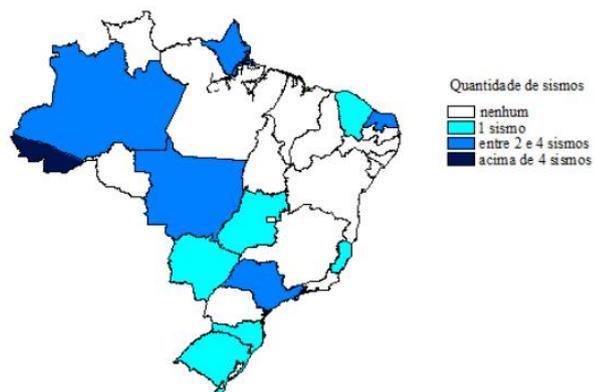


Figura 7 – Frequência de sismos II. (Nóbrega et al, 2019).

Na confecção desses mapas foram consideradas apenas as frequências de ocorrência de sismos nos estados brasileiros, desconsiderando a localização dos epicentros e as profundidades dos focos.

Por fim, na Figura 8 apresenta-se a proposta de Miranda et al (2008) para o novo zonamento sísmico brasileiro devido a sismos intraplaca, havendo a sobrepor o zonamento com origem andina.

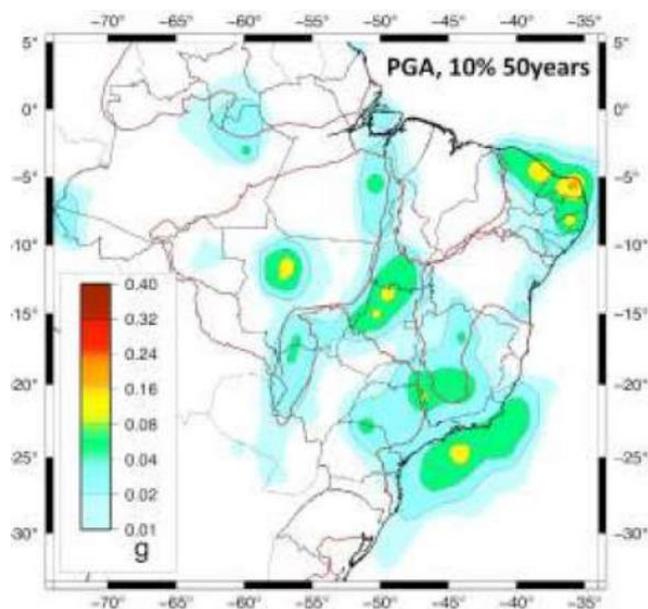


Figura 8 – Proposta de novo zonamento sísmico (intraplaca).
(Miranda, 2018)

Espera-se que a revisão do mapeamento sísmico brasileiro da NBR15421 (2006) inclua além dos detalhes da região nordestina, também os das regiões de São Paulo, Rio de Janeiro e Minas Gerais.

Concluindo, verifica-se um crescente conhecimento da sismicidade do país, contudo, uma ausência de normas técnicas para a ação sísmica em estruturas especiais, nomeadamente em pontes, tornando-se por isso importante o estudo de aplicação de normas técnicas estrangeiras que versam sobre esse tipo de estruturas, nomeadamente a EN 1998-1 (2004) + AC (2009) e EN 1998-2 (2005), entre outras, como também, sensibilizar o meio técnico nacional da importância da sua aplicação.

Objetivo

O objetivo deste trabalho será dar a conhecer a importância da análise sísmica de pontes no território brasileiro, através da verificação das armaduras de flexão de uma ponte estaiada de grande dimensão, dimensionada de acordo com a combinação fundamental de ações que inclui a sobrecarga móvel, vento, fluência, retração e variação térmica, analisada por diversos métodos de análise sísmica linear, desde a análise estática linear equivalente à análise dinâmica linear equivalente de integração direta no tempo, e ainda, de uma análise estática não linear, considerada a diversa sismicidade do território brasileiro. Também se verificou o desempenho da ponte aos ELS (Estados Limites de Serviço) com uma análise de desempenho de componentes.

Escopo

A dissertação é composta pela presente introdução e cinco capítulos onde serão abordados os seguintes conteúdos:

- 1º CAPÍTULO – Breve desenvolvimento teórico de dinâmica de estruturas, nomeadamente de análise modal e de integração no tempo.
- 2º CAPÍTULO – Zoneamento sísmico brasileiro e influência dos solos na ação sísmica.
- 3º CAPÍTULO – Métodos de análise, prescrições e recomendações da EN 1998-2 (2005) referentes ao dimensionamento sísmico de pontes em regime linear e não linear.
- 4º CAPÍTULO – Análise sísmica no CSI – SAP2000 v.22 (2020) da Ponte de Itaparica em Salvador, pelos métodos apresentados no Capítulo III com verificação de resistência da estrutura para as diversas zonas sísmicas brasileiras, como se nelas estivesse localizada. Aplicação de análise estática não linear com recurso ao *Pushover* onde se apresentará o espectro de resposta inelástico segundo ATC40 (1996), deslocamento objetivo do ponto de referência, quantidade de rótulas plásticas criadas, esforços e comportamento das rótulas plásticas mais solicitadas.
- 5º CAPÍTULO – Conclusões finais e proposta de trabalhos futuros.

1. ANÁLISE DINÂMICA DE ESTRUTURAS

Para melhor entendimento acerca dos métodos de análise sísmica de estruturas é de extrema importância iniciar-se o tema com um breve estudo da dinâmica dos osciladores de N graus de liberdade no âmbito da mecânica estrutural

1.1 Equação matricial de equilíbrio dinâmico

Referem Clough e Penzien (1993) que a equação matricial de equilíbrio de um oscilador linear de N grau de liberdade é escrita conforme a Equação (1)

$$[M] \cdot \frac{d^2}{dt^2} q(t) + [C] \cdot \frac{d}{dt} q(t) + [K] \cdot q(t) = 0 \quad (1)$$

sendo,

$q(t)$ o vetor deslocamento dos graus de liberdade do oscilador de NGL

$[M]$ a matriz de massas do sistema estrutural, em geral considerada diagonal

$[C]$ a matriz de amortecimento do sistema estrutural

$[K]$ a matriz de rigidez do sistema estrutural

Se for ignorada a contribuição do amortecimento, pode-se reescreve-la na Equação (2)

$$[M] \cdot \frac{d^2}{dt^2} q(t) + [K] \cdot q(t) = 0 \quad (2)$$

Esta equação matricial representa um sistema de N equações diferenciais linearmente dependentes entre si. Considerar-se como hipótese que a expressão de movimento de um oscilador linear de 1GL de frequência angular ω_i possa constituir uma das possíveis soluções para o sistema de Equações (2), chega-se à seguinte forma matricial da Equação (3)

$$\{\omega^2[M] + [K]\} \cdot q = 0 \quad (3)$$

sendo,

q o vetor cujos termos definem as possíveis deformadas no tempo dos N graus de liberdade correspondente às frequências angulares ω .

Sabe-se que a frequência angular de vibração de um oscilador de 1GL pode ser expresso pela Equação (4):

$$\omega_0^2 = f_0 = 1/2\pi \cdot \sqrt{\left(\frac{k}{m}\right)} \quad (4)$$

sendo,

k a rigidez o oscilador

m a massa do oscilador

Sendo por isso a frequência de vibração uma característica do oscilador e depende somente da sua massa e rigidez.

1.2 Modos e frequências próprias de vibração

Constata-se que a Equação matricial (3) é um sistema de equações indeterminado e constitui um problema de vetores e valores próprios. Assim, obtém-se para cada ω_j , uma infinidade de vetores possíveis, porém todos com a mesma relação entre os seus graus de liberdade, que uma vez normalizado pelo maior valor das suas coordenadas define o vetor v_j

Esse vetor v_j designa-se de vetor próprio, ou modo de vibração do oscilador, e haverá tantos modos de vibração quantos os graus de liberdade do oscilador e por conseguinte N frequências próprias para N modos de vibração ($\omega_j ; v_j$).

Ao modo de vibração de frequência mais baixa se designa de Modo Fundamental, à sua correspondente frequência de Frequência própria Fundamental, como também, Período Próprio Fundamental (o maior período do oscilador de NGL).

1.3 Método de Rayleigh

No caso particular de uma viga de inércia e rigidez distribuídas ao longo do seu eixo, pode-se considerar haver uma infinidade de massas discretas infinitesimais distribuídas ao longo do seu eixo. Nesse caso, supondo essa viga como um sistema estrutural conservativo de modo a igualar a energia potencial máxima de deformação à energia cinética máxima, no modo j , pode-se escrever a equação (5):

$$\omega_j^2 = \int_0^L EI(x) \cdot \left[\frac{d^2 v_j(x)}{dx^2} \right]^2 dx / \int_0^L m(x) \cdot v_j(x)^2 dx \quad (5)$$

Portanto, a Equação (5) fornece a frequência própria j conhecido o modo de vibração j . Este processo de determinação da frequência própria é conhecido por Método de Rayleigh.

Rayleigh constatou da Equação (4) que o modo de vibração fundamental, o de frequência mais baixa, será aquele em que a estrutura terá menor rigidez, e por isso, terá a forma que apresentar menor número de restrições artificiais à sua deformada. Por esta razão, e sendo a vibração um fenômeno de inércia com efeito das acelerações sobre as massas, a forma da deformada fundamental da vibração, numa determinada direção, será relativamente próxima à forma da deformada gravítica da estrutura nessa mesma direção. Tendo em conta essa hipótese, pode escrever a Equação (6)

$$\omega_0^2 \approx g \cdot \left[\int_0^L m(x) \cdot v_g(x) \cdot dx \right] / \left[\int_0^L m(x) \cdot v_g(x)^2 \cdot dx \right] \quad (6)$$

sendo,

$v_g(x) = v_{gmax} \cdot \psi_g(x)$, deslocamento da deformada gravítica na posição x do seu eixo

v_{gmax} maior deslocamento da deformada gravítica

$\psi_g(x)$ função de forma normalizada em relação ao seu valor máximo v_{gmax} da deformada gravítica.

O recurso a este processo se designou de Método de Rayleigh Simplificado. A Equação (6) fornece um valor aproximado da frequência própria fundamental da estrutura, sendo sempre um majorante, pois de fato, além de não considerar as deformações axiais e por corte a deformada gravítica, não é afetada de movimento e por isso não apresenta efeitos de inércia sobre a massa estrutural e por essa razão, de uma forma global, apresenta menores deslocamentos, traduzindo maior rigidez em relação à deformada real de vibração.

Este processo permite, com razoável rigor, determinar a frequência própria fundamental da estrutura, sem contudo, ser necessário determinar concomitantemente todas as frequências e modos de vibração correspondentes.

Quando há pronunciadamente uma concentração de massas, pode-se considerar o sistema estrutural como discreto e, nesse caso, a Equação (6) toma a forma da Equação (7)

$$\omega_0^2 \approx g \cdot [\sum M_i \cdot v_{gi}] / [\sum M_i \cdot v_{gi}^2] \quad (7)$$

sendo,

v_{gi} o deslocamento da deformada gravítica, na direção em estudo (x ; y ; z), da massa i.

1.4 Matriz modal e propriedades de ortogonalidade

Designa-se de matriz modal normalizada em relação à matriz de massas de uma estrutura de massas discretas a matriz Φ cujas colunas são compostas por vetores próprios normalizados em relação à matriz de massas descritos pela Equação (8)

$$j = v_j / \sqrt{v_j^T \cdot M \cdot v_j} \quad (8)$$

Esses vetores j , bem como os v_j , são ortogonais entre si em relação a M e K e gozam das seguintes propriedades expressas pelas Equações (9) e (10)

$$\mathbf{j}^T \cdot \mathbf{M} \cdot \mathbf{m} = 0 \text{ e } \mathbf{j}^T \cdot \mathbf{K} \cdot \mathbf{m} = 0 \quad (9)$$

pelo que

$$\Phi^{-1} \cdot \Phi = \Phi \cdot \Phi^{-1} = \mathbf{I} \text{ e } \Phi^T \cdot \mathbf{M} \cdot \Phi = \mathbf{I} \quad (10)$$

que permite escrever as Equações (11) a (13)

$$\Phi^{-1} = \Phi^T \cdot \mathbf{M} \quad (11)$$

$$\Phi^T \cdot \mathbf{K} \cdot \Phi = [\omega^2] \quad (12)$$

$$\Phi^T \cdot \mathbf{C} \cdot \Phi = [2\eta\omega] \quad (13)$$

sendo, ambas as Equações (12) e (13), matrizes diagonais.

1.5 Coordenadas generalizadas

As propriedades anteriores permitem escrever as Equações (14) a (16)

$$\Phi^{-1} \cdot \mathbf{q} = \Phi^T \cdot \mathbf{M} \cdot \mathbf{q} = \mathbf{q}_G \quad (14)$$

$$\Phi^{-1} \cdot \mathbf{V} = \Phi^T \cdot \mathbf{M} \cdot \mathbf{V} = \mathbf{V}_G \quad (15)$$

$$\Phi^{-1} \cdot \mathbf{a} = \Phi^T \cdot \mathbf{M} \cdot \mathbf{a} = \mathbf{a}_G \quad (16)$$

sendo,

\mathbf{q} , \mathbf{V} , \mathbf{a} os vetores deslocamento, velocidade e aceleração dos graus de liberdade da estrutura;

\mathbf{q}_G vetor deslocamento generalizado;

\mathbf{V}_G vetor velocidade generalizada;

\mathbf{a}_G vetor aceleração generalizada.

1.6 Matriz de massa consistente

Como mencionado anteriormente, na generalidade dos casos a matriz de massa é considerada supostamente diagonal o que corresponde a concentrar a massa do sistema nos seus nós e só considerar os graus de liberdade de translação.

Clough e Penzien (1993) e Guerreiro {1} (2010) referem que há casos estruturais em que é também relevante os efeitos de inércia de rotação de massas no comportamento dos elementos, justificando a utilização de uma matriz de massa que tenha em conta a distribuição da massa ao longo da estrutura nesses graus de liberdade e que se denomina por matriz de massa consistente.

Na matriz de massa consistente de cada elemento, a posição M_{ji} representa a força de inércia que se desenvolve no grau de liberdade j quando se aplica uma aceleração unitária segundo o grau de liberdade i .

A matriz de massa consistente da estrutura será obtida a partir da sobreposição das matrizes de massa consistente de cada membro, de uma forma semelhante à utilizada na formação de matriz de rigidez estrutural a partir das matrizes elementares.

No caso particular de um elemento de barra, a matriz de massa consistente \mathbf{M} do elemento pode ser escrita (sendo \mathbf{m} e L respectivamente a densidade linear de massa e o comprimento do elemento) pela Equação (17)

$$\mathbf{M} = \begin{vmatrix} 210 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 156 & 54 & 0 & 22L & -13L \\ 0 & 54 & 156 & 0 & 13L & -22L \\ 0 & 0 & 0 & 210 & 0 & 0 \\ 0 & 22L & 13L & 0 & 4L^2 & -3L^2 \\ 0 & -13L & -22L & 0 & -3L^2 & 4L^2 \end{vmatrix} \mathbf{mL}/420. \quad (17)$$

Em detalhes, os graus de liberdade podem ser observados por meio da Figura 9.

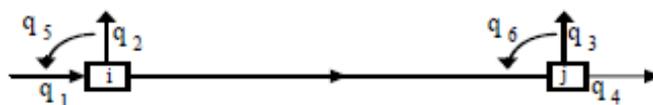


Figura 9 - Esquema de numeração dos graus de liberdade em elemento barra. (Guerreiro {1}, 2010).

1.7 Desacoplamento por modos lineares

Clough e Penzien (1993) demonstram que operando a equação fundamental de equilíbrio dinâmico (1) pela matriz modal de maneira a não alterar o seu valor, obtém-se a Equação (18)

$$\Phi^T.M.\Phi.\Phi^{-1}.a(t) + \Phi^T.C.\Phi.\Phi^{-1}.V(t) + \Phi^T.K.\Phi.\Phi^{-1}.q(t) = \Phi^T.0 = 0 \quad (18)$$

que é um sistema de equações, independentes entre si, que toma a forma da Equação (19)

$$a_G(t) + [2\eta.\omega].V_G(t) + [\omega^2].q_G(t) = 0 \quad (19)$$

em que

$[2\eta.\omega]$ é uma matriz diagonal em que cada elemento será $2\eta_j.\omega_j$;

$[\omega^2]$ é uma matriz diagonal em que cada elemento será ω_j^2 .

Considerando-se apenas uma dessas equações essa pode ser escrita pela Equação (20)

$$a_{Gj}(t) + 2\eta_j.\omega_j.V_{Gj}(t) + \omega_j^2.q_{Gj}(t) = 0 \quad (20)$$

sendo,

q_{Gj} deslocamento generalizado do modo j;

V_{Gj} velocidade generalizada do modo j;

a_{Gj} aceleração generalizada do modo j;

η_j o coeficiente de amortecimento do modo j que daqui adiante se considera igual em todos os modos de vibração;

ω_j aceleração angular do modo j .

obtendo-se, N equações independentes entre si, cada uma dizendo respeito a um configuração deformada, ou modo de vibração, e a um valor próprio, ou frequência própria de vibração.

Quando $\eta = 0$, ou seja, na ausência de amortecimento, tem-se a Equação (21):

$$a_{Gj}(t) + \omega_j^2 \cdot q_{Gj}(t) = 0 \quad (21)$$

que é similar à equação de um oscilador livre de 1 grau de liberdade.

Em suma, com a transformação efetuada anteriormente, consegue-se transformar as equações de equilíbrio dinâmico de um oscilador linear de N graus de liberdade num conjunto de N equações, independentes entre si, ou desacopladas, cada uma respeitante a cada um dos N modos de vibração e como se de um oscilador de 1 grau de liberdade se tratasse em cada modo.

Assim, conhecendo-se o deslocamento generalizado em determinado modo de vibração, pode-se obter a correspondente aceleração e velocidade generalizada nesse mesmo modo, e vice-versa, através das Equações (22) e (23)

$$a_{Gj}(t) = -\omega_j^2 \cdot q_{Gj}(t) \quad (22)$$

$$V_{Gj}(t) = \omega_j \cdot q_{Gj}(t) \quad (23)$$

1.8 Equação de movimento oscilatório linear com ação aplicada na base variável no tempo

Considere-se agora que na base do oscilador harmónico de N graus de liberdade, que se encontra em equilíbrio e sem cargas aplicadas, age uma aceleração externa $A_b(t)$.

Da mesma forma que na Equação (18) e fazendo $A_G = \Phi^{-1}.A_b(t)$, que será designada de aceleração generalizada da base, pode-se reescrever a Equação (20) para as Equações (24) ou (25)

$$a_{Gj}^*(t) + 2\eta_j \omega_j V_{Gj}^*(t) + \omega_j^2 q_{Gj}^*(t) = -A_{Gj}(t) \quad (24)$$

o mesmo que

$$a_{Gj}(t) + 2\eta_j \omega_j V_{Gj}^*(t) + \omega_j^2 q_{Gj}^*(t) = 0 \quad (25)$$

sendo,

$a_{Gj}(t)$ a aceleração absoluta generalizada do modo j .

A resolução da Equação (25) nos dará como resultado os valores q_{Gj}^* , $V_{Gj}^*(t)$ e $a_{Gj}(t)$, isto é, deslocamento generalizado relativo, velocidade generalizada relativa e aceleração generalizada absoluta.

1.9 Integral de Duhamel

Clough e Penzien (1993) prosseguem dizendo que sendo a ação na base uma ação variável no tempo, a resposta do oscilador harmônico amortecido deverá ser obtido através de integração, de modo a levar em conta no instante t a ação atuante no instante τ .

Integrando a Equação (24) no tempo obtém-se a Equação (26), que permite determinar a resposta do oscilador no instante t com atuação de $A_{Gj}(t)$ no intervalo $\tau = [t_1, t_2]$ e condições iniciais nulas

$$q_{Gj}^*(t) = e^{-\eta_j \omega_j t} / \omega_{aj} \cdot \int_{t_1}^{t_2} A_{Gj}(t) \cdot e^{\eta_j \omega_j \tau} \cdot \text{sen}[\omega_{aj} \cdot (t - \tau)] d\tau \quad (26)$$

sendo,

ω_{aj} a frequência amortecida do modo j que é igual a $\omega_j \cdot \sqrt{(1 - \eta_j^2)}$;

η_j coeficiente de amortecimento;

τ instante de atuação da carga

t instante da resposta do oscilador

Designa-se a Equação (26) por Integral de Duhamel.

Pode-se determinar os valores de resposta do oscilador em termos de velocidade e aceleração relativas, ou aceleração absoluta, para cada instante t derivando $q_{Gj}^*(t)$, obtendo a Equação (27), e inserindo esta nas Equações (24) ou (25)

$$V_{Gj}^*(t) = e^{-\eta\omega_j t} \cdot \left[\int_{t_1}^{t_2} A_{Gj}(\tau) \cdot e^{\eta\omega_j \tau} \cdot \cos[\omega_{aj} \cdot (t-\tau)] d\tau \right] - \omega_j \eta \cdot q_{Gj}(t) \quad (27)$$

1.10 Acoplamento de modos lineares

Determinados os valores para cada modo, processa-se a operação de acoplamento (inversa) para se obter os valores de $a(t)$, $a^*(t)$, $V^*(t)$ e $q^*(t)$ por meio das Equações (28) a (30)

$$q^*(t) = \Phi \cdot q_G^*(t) \quad (28)$$

$$V^*(t) = \Phi \cdot V_G^*(t) \quad (29)$$

$$a^*(t) = \Phi \cdot a_G^*(t) \text{ e } a(t) = \Phi \cdot a_G(t) \quad (30)$$

1.11 Análises dinâmicas de resposta de estruturas excitadas na base

Designa-se este método de Análise Dinâmica Modal no domínio do tempo - exata, que exige conhecer à partida a função $A_G(t)$, determinar modos e períodos próprios de vibração, e, em cada modo, integrar passo a passo no intervalo de tempo da ação as Equações (26) e (27). Apesar de apurado em valores discretos no tempo, apresenta valores exatos dos integrais, sendo um processo essencialmente teórico.

Clough e Penzien (1993) apresentam formas simplificadas de integração do Integral de Duhamel, como por exemplo, considerando que em qualquer intervalo de tempo $[\tau_k - \tau_{k-1}]$ a função $A_{G_j}(\tau)$ varia linearmente, recorrendo à Equação (31)

$$s = [A_{G_j}(\tau_k) - A_{G_j}(\tau_{k-1})] / (\tau_k - \tau_{k-1}) \quad (31)$$

que é o declive do gráfico de $A_{G_j}(t)$ entre τ_k e τ_{k-1} que permite, desenvolvendo os argumentos das funções sen e cos e resolvendo os integrais com a forma linearizada do gráfico de $A_{G_j}(t)$ da Figura 10, obter as respostas pelas Equações (32), (33) e (34)

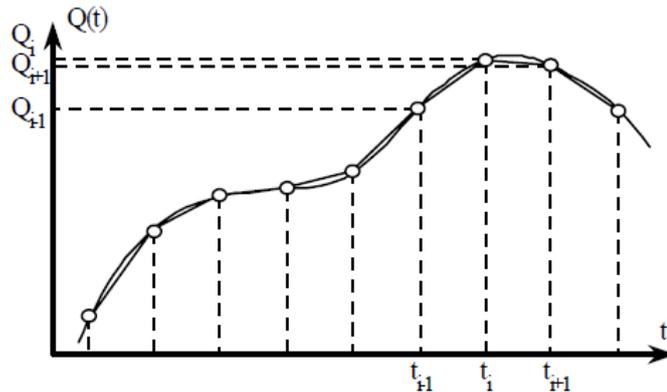


Figura 10 – Linearização de uma função $Q(t)$. (Guerreiro {1}, 2010).

$$A_{G_j}(\tau_k) = A_{G_j}(\tau_{k-1}) + s(\tau_k - \tau_{k-1}) \quad (32)$$

$$q_{G_j}^*(t) = e^{-\eta\omega_j t} / \omega_{aj} \cdot \sum_{\tau=0, \tau=t} [B(\tau) \cdot \text{sen}(\omega_{aj}t) - C(\tau) \cdot \text{cos}(\omega_{aj}t)] \quad (33)$$

$$V_{G_j}^*(t) = e^{-\eta\omega_j t} \cdot \sum_{\tau=0, \tau=t} [B(\tau) \cdot \text{cos}(\omega_{aj}t) - C(\tau) \cdot \text{sen}(\omega_{aj}t)] - \omega\eta \cdot q_{G_j}(t) \quad (34)$$

$$a_{G_j}(t) = -\omega_j^2 \cdot q_{G_j}^*(t) - 2\eta\omega_j \cdot V_{G_j}^*(t)$$

$$a_{G_j}^*(t) = -\omega_j^2 \cdot q_{G_j}^*(t) - 2\eta\omega_j \cdot V_{G_j}^*(t) - A_{G_j}(t)$$

sendo,

$$B(\tau_k) = B(\tau_{k-1}) + e^{\eta\omega_j \tau} / \omega_j^2 \{ [\eta\omega_j A_G(\tau) + s(1-2\eta^2)] \text{cos}(\omega_{aj}\tau) + \omega_a / \omega_j \cdot [\omega_j A_G(\tau) - 2\eta s] \text{sen}(\omega_{aj}\tau) \}_{\tau_{k-1}-\tau_k} \quad (35)$$

$$C(\tau_k) = C(\tau_{k-1}) + e^{\eta\omega_j \tau} / \omega_j^2 \{ [\eta\omega_j A_G(\tau) + s(1-2\eta^2)] \text{sen}(\omega_{aj}\tau) + \omega_a / \omega_j \cdot [\omega_j A_G(\tau) - 2\eta s] \text{cos}(\omega_{aj}\tau) \}_{\tau_{k-1}-\tau_k} \quad (36)$$

Salienta-se que este processo, designado de método Iwan, ou outros similares, para que possam conduzir a resultados suficientemente aproximados, o valor de $\Delta \tau = \tau_k - \tau_{k-1}$ não deve nunca ser superior a metade do período do modo a considerar, ou seja, num sistema de N graus de liberdade, e de modo a manter o passo de integração em todos os modos de vibração, não deverá ser superior a metade do menor dos períodos próprios da estrutura

$$\tau_k - \tau_{k-1} \leq \frac{1}{2} \cdot (T_j)_{\min} \quad (37)$$

Em termos práticos, uma vez integrados cada um dos modos no domínio de τ na sequência das Equações (31) e (32), seguindo-se (35), (36), (33) e (34), pode-se obter os respectivos valores de $q_{Gj}^*(t)$, $V_{Gj}^*(t)$ e $a_{Gj}^*(t)$ em pontos discretos do tempo (t_1, t_2, t_3, \dots), seguindo-se a montagem dos vetores de coordenadas generalizadas $q_G^*(t)$, $V_G^*(t)$ e $a_G^*(t)$ para cada um desses instantes para, por fim, proceder-se à operação inversa com determinação das coordenadas normais de resposta com as equações (28), (29) e (30). A esta simplificação linearizada nos modos de vibração se designa de Análise Dinâmica Modal no domínio do tempo que fornece resultados bastante aproximados em relação à solução exata. É o método utilizado pela grande maioria dos softwares comerciais.

Pode-se em alternativa, em vez de desacoplar os modos de vibração, aplicar a integração diretamente sobre a equação matricial de equilíbrio dinâmico. Dessa forma, está-se perante a análise dinâmica de integração direta no tempo. Apresenta-se para interesse do leitor desta dissertação, no ANEXO A deste trabalho, o algoritmo de cálculo de integração

1.12 Aproximações usuais - Sismo como ação periódica

Clough e Penzien (1993) explorando as Equações (26) e (27), demonstram que considerando:

- η é suficientemente pequeno para se poder tomar como insignificante a diferença ($\omega_{aj} - \omega_j$), como se pode constatar na Figura 11;
- $e^{-\eta\omega_j t} \approx e^{-\eta\omega} \approx 1$ para um intervalo de tempo t relativamente curto;
- $f_j > 0,4\text{Hz}$ para garantir que os integrais de (26) e (27) sejam próximos (é usual em normas e regulamentos nacionais impedir estruturas com $f \leq 0,5\text{Hz}$);

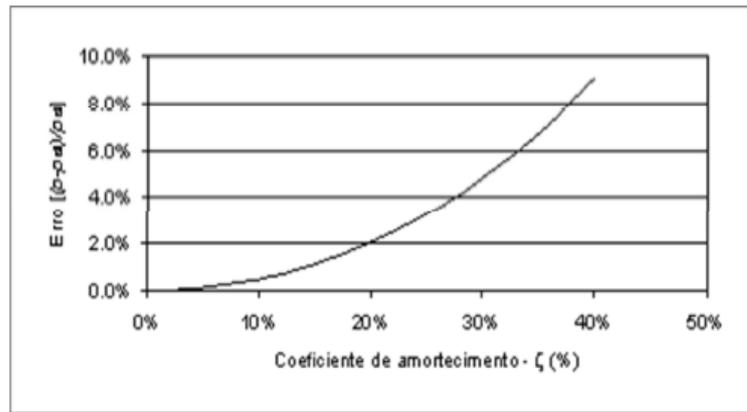


Figura 11 - Erro cometido ao considerar ω em vez de ω_a (Guerreiro, 2010)

pelo que as Equações (26), (27) e (25) podem tomar a forma das Equações (38) a (40)

$$q_{Gj}^*(t) \approx 1/\omega_j \cdot \int_{t_1}^{t_2} AGj(\tau) \cdot \text{sen}[\omega_{aj} \cdot (t-\tau)] d\tau \quad (38)$$

$$V_{Gj}^*(t) \approx \int_{t_1}^{t_2} AGj(\tau) \cdot \text{sen}[\omega_{aj} \cdot (t-\tau)] d\tau = \omega_j \cdot q_{Gj}^*(t) \quad (39)$$

$$a_{Gj}(t) = -\omega_j^2 \cdot q_{Gj}^*(t) \quad (40)$$

que relacionando os seus valores máximos se obtém as Equações (41) e (42)

$$q_{Gj\text{max}}^* \approx V_{Gj\text{max}}^* / \omega_j \quad (41)$$

$$q_{Gj\text{max}}^* \approx -a_{Gj\text{max}} / \omega_j^2 \quad (42)$$

Note-se que a maioria das estruturas civis têm valores de η relativamente baixos, abaixo dos 5% que permite as simplificações acima.

No entanto, como os máximos de cada modo não são em geral concomitantes, não se deve considerar a sobreposição das máximas respostas, se não em condições específicas, sendo mais adequado utilizar métodos de sobreposição modal adequados.

Note-se que uma ação periódica pode ser decomposta em série de Fourier, ou seja, pela sobreposição de infinitas ações harmônicas sobre um valor médio. De fato, a aceleração média do movimento sísmico é zero e a zona central dos acelerogramas A_b (ou A_G) apresentam alguma periodicidade.

1.13 Fatores de participação e contribuição modal e massa modal

Outro aspecto importante que referem Clough e Penzien (1993), é que o estudo anterior foi obtido com a aceleração generalizada da base; ora, se os integrais forem operados sobre o produto da aceleração da base com fator $\Phi^T.M$, e evidenciando este último no integral da Equação (26) fica-se com as Equações (43) e (44)

$$\begin{aligned} q_{Gj}^*(t) &= - e^{-\eta\omega_j t} / \omega_{aj} \cdot \int_{t_1}^{t_2} FPM_j e^{\eta\omega_j \tau} . A_b(\tau) . \text{sen}[\omega_{aj} . (t-\tau)] d\tau = \\ &= FPM_j . S_{dj}(t) \end{aligned} \quad (43)$$

$$\begin{aligned} V_{Gj}^*(t) &= - e^{-\eta\omega_j t} . \left[\int_{t_1}^{t_2} FPM_j . e^{\eta\omega_j \tau} . A_b(\tau) \cos(\omega_{aj} . t - \omega_{aj} . \tau) d\tau \right] + FPM_j . \omega_j \eta . q_{Gj}(t) = \\ &= FPM_j . S_{vj}(t) \end{aligned} \quad (44)$$

Substituindo as equações (43) e (44) na Equação (25) e considerando a Equação (40), obtém-se as Equações (45) e (46)

$$a_{Gj}(t) = FPM_j . [- \omega_j^2 . S_{dj}(t) - 2\eta\omega_j . S_{vj}(t)] = FPM_j . S_{aj}(t) \quad (45)$$

em que

$$S_{aj}(t) = - \omega_j^2 . S_{dj}(t) \quad (46)$$

sendo,

$S_{aj}(t)$ a aceleração de resposta absoluta no tempo, de um oscilador harmônico de 1 grau de liberdade com frequência própria ω_j à ação de aceleração da base.

$S_{vj}(t)$ a velocidade de resposta relativa no tempo, de um oscilador harmônico de 1 grau de liberdade com frequência própria ω_j à ação de aceleração da base.

$S_{dj}(t)$ o deslocamento de resposta relativo no tempo, de um oscilador harmônico de 1 grau de liberdade com frequência própria ω_j à ação de aceleração da base.

FPM_j o Fator de Participação Modal Normalizado do modo j, obtido pelo produto $\Phi^T.M$ e pode ser expresso para cada modo j pela Equação (47)

$$FPM_j = \frac{\sum_i (m_i \cdot \Phi_{ij})}{\sum_i (m_i \cdot \Phi_{ij}^2)} = \frac{\sum_i (m_i \cdot \Phi_{ij})}{\sum_i (m_i \cdot \Phi_{ij}^2)} \quad (47)$$

em que

Φ_{ij} é o deslocamento modal normalizado em relação à matriz de massas do grau de liberdade i no modo j, ou seja, elemento ij da matriz Φ anteriormente mencionada.

O numerador da Equação (47) designa-se de Fator de Contribuição Modal Normalizado do modo j (FCM_j) e ao denominador de Massa Modal Normalizada do modo j (MM_j), este último por ser normalizado em relação à matriz de massas toma valor unitário para todos os modos de vibração, desta forma FCM_j = FPM_j.

O FPM_j representa fisicamente a amplificação que se dá na deformada normalizada de vibração no modo j. É uma propriedade da estrutura e é independente da excitação.

Em suma, a resposta de um oscilador de N graus de liberdade é dado pelo acoplamento, ou sobreposição no tempo dos modos de vibração, das respostas dos N modos de vibração amplificados pelo seus FPM. Quando uma estrutura linear é excitada com uma ação periódica com determinada frequência, a resposta de cada modo é tanto maior quanto mais próxima for a frequência do modo à frequência de excitação, porém pode suceder que o modo de maior resposta tenha menor participação na resposta global da estrutura, ou vice-versa, pois é uma característica inerente à própria estrutura. É por esta razão que estruturas diferentes respondem de modo seletivo a sismos de natureza idêntica. E o contrário, estruturas idênticas respondem de modo seletivo a sismos de natureza diferente. Por conseguinte, a

resposta de uma estrutura depende além das suas características intrínsecas também das características do sismo que por sua vez depende do tipo de solo superficial e seu nível de saturação, estratificação, sismicidade e outras tantas, como se vai analisar adiante.

2. ZONAMENTO SÍSMICO DO BRASIL

2.1. Breve histórico de eventos sísmicos

É possível observar, na Figura 12, a localização dos principais sismos em território brasileiro ocorridos entre 1811 a 2008. Os sismos de maior magnitude, de acordo com a informação do SISBRA (2022) terão sido:

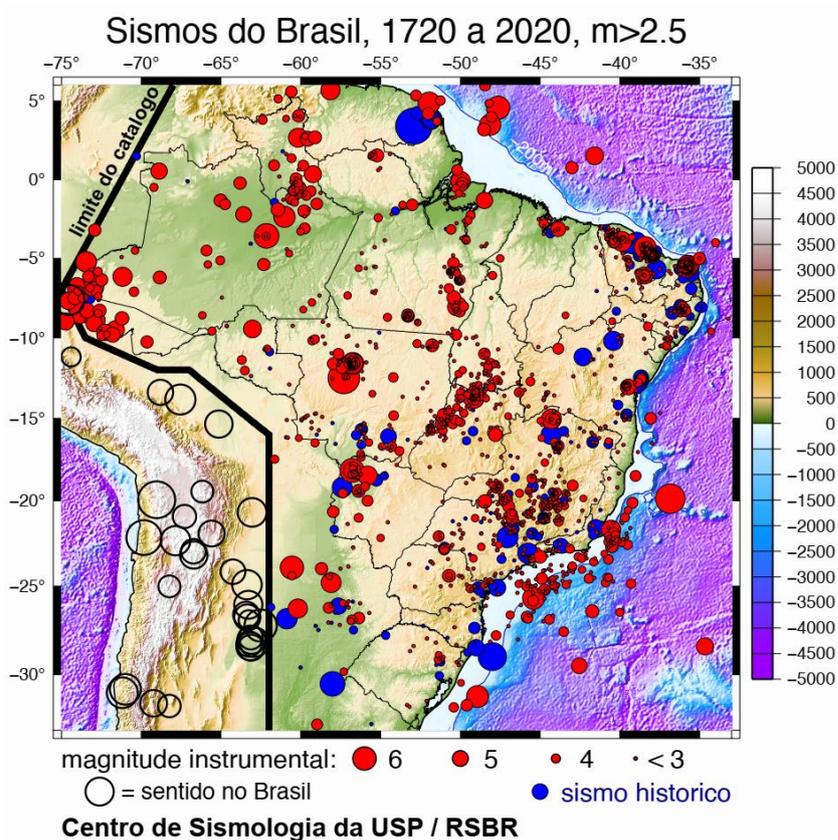


Figura 12 - Mapa da ocorrência de sismo no território brasileiro. (SISBRA, 2022).

- Espírito Santo, 1955 – 6.3 pontos na escala Richter;
- Mato Grosso, 1955 – 6.2 pontos na escala Richter;
- Acre, 2007 - 6,5 pontos na escala Richter;
- Acre, 2010 – 6,5 pontos na escala Richter;

- Amazonas (divisa com Acre), 2010 – 7,1 pontos na escala Richter.
- Acre, 2011 – 7,0 pontos na escala Richter;
- Rio Grande do Norte, 2011 – 6,0 pontos na escala Richter;
- Amazonas, 2011 - 7,0 pontos na escala Richter;
- Acre, 2015 – 7,6 pontos na escala Richter;
- DF, MG, RS, SP, RR, – 7,3 pontos na escala Richter;
- Acre, 2019 – 6,8 pontos na escala Richter;

Devido à baixa ocorrência de sismos de média a grande magnitude, existem poucos estudos publicados pelo meio técnico acerca deste assunto. Apesar disso, há um estudo importante coordenado pelo Prof. Allaoua Saadi que deu origem ao primeiro Mapa Neotectônico do Brasil contribuindo para o “World Map of Major Active Faults (International Lithosphere Program Project II-2)” elaborado por Trifonov at Michael (1993) e que se apresenta parcialmente nas Figuras 13 E 14. Este mapa permite um entendimento extenso da localização de falhas ativas, do deslocamento das placas tectônicas da crosta terrestre e as tensões possivelmente geradas na crosta terrestre.

Note-se que a dinâmica tectônica de placas é, em geral, a principal responsável pelo surgimento dos fenômenos sísmicos nas zonas interplacas.

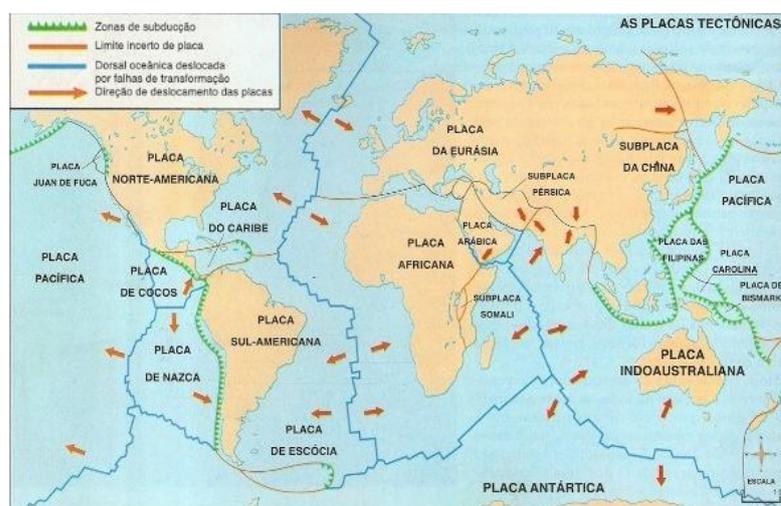


Figura 13 – Placas tectônicas – características e movimentos.
(Trifonov at Michael, 1993).

Como se pode constatar no mapa tectônico mundial, Figura 13, a totalidade do território brasileiro encontra-se no interior da placa sul-americana, pelo que o risco sísmico proveniente da dinâmica tectônica é relativamente pequeno, porém ainda existente. De fato, apesar de menos frequente do que com origem na movimentação interplacas, é comum haver libertação de pressões acumuladas, originando sismos de média magnitude, seja por deslocamento das falhas geológicas existentes, como também, pelo surgimento de novas falhas. Esta situação ocorre em quase todo o território brasileiro.

No trabalho de Saadi (2013), identificam-se, pelo menos, 48 falhas ativas no território Nacional, estando as mais importantes representadas na Figura 14.



Figura 14 - Mapa das principais falhas brasileiras. Saadi (2013) .

Nela, pode-se observar que existe um maior número de falhas nas Regiões Sudeste e Nordeste (onde se encontra a falha de Samambaia), seguidas pela Região Norte e Centro-Oeste. Contrastando, a Região Sul é a que apresenta o menor número de falhas.

É importante referir a ocorrência frequente de sismos de baixa magnitude nos últimos anos no estado de Minas Gerais e que este é recortado por algumas falhas geológicas de grande extensão. Uma delas, a falha BR 47 está localizada no norte do Estado e situada à margem esquerda do rio São Francisco, exatamente abaixo da cidade de Itacarambi, onde ocorreu um sismo de 4,9 graus em 2007.

Nesta conjuntura, detalhou Saadi (2013) três regiões com atividade sísmica diversa, são elas:

- Região sísmica norte, composto pelos estados do Acre, Amazonas, Rondônia e Mato Grosso – apesar de apresentarem um menor número de falhas geológicas do que a região nordeste, é a que apresenta atividade sísmica de maior magnitude, devido à proximidade de falhas geológicas importantes existentes nos territórios vizinhos e à relativa proximidade da descontinuidade interplacas da costa ocidental do continente sul-americano;
- Região sísmica nordeste, composto pelos estados Ceará e do Rio Grande do Norte – existe um grande número de falhas geológicas, pelo que a frequência de ocorrência sísmica nestes é maior do que em relação ao restante país, porém de menor magnitude. Pode-se referenciar a falha “Carnaubais” como a mais extensa delas que se estende pelos dois estados. É no Rio Grande do Norte onde ocorrem mais sismos.
- Região sísmica sudeste, composto pelos estados de Minas Gerais, Espírito Santo e São Paulo – há pequeno número de falhas, pelo que a atividade sísmica é baixa, no entanto, só no ano de 2016 ocorreram 88 sismos em MG. A falha BR47 é bastante ativa originando, por vezes, a ocorrência de sismos que podem atingem magnitudes moderadas, acima de 6 pontos da escala de Richter.

Para melhor se entender os danos associados aos indicados 6 pontos da escala Richter faz-se necessário definir a grandeza de Magnitude e sua escala. Refere Kramer (1996) que a Magnitude é uma grandeza física que expressa a quantidade de energia libertada por um evento sísmico e cujo valor é, por definição, a relação em escala logarítmica das amplitudes das ondas sísmicas tipo P e S, medidas a uma distância epicentral de 100Km.

É então a Magnitude de Richter expressa pela Equação (79)

$$M = \log A - \log A_0 = \log (A/A_0) \quad (79)$$

sendo

A a amplitude máxima da onda P ou S a 100Km do epicentro medida por um sismógrafo de torção do tipo Wood-Anderson em mm;

A_0 uma amplitude de referência que é igual a $\Delta t^3/1,62$, em que Δt é o intervalo de tempo que decorre entre o surgimento das ondas P até a das ondas S, em segundos, conforme se pode entender pela Figura 15.

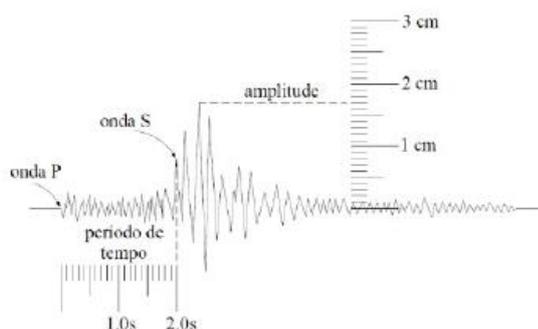


Figura 15 – Cálculo do intervalo de tempo entre chegada das ondas P e S (Δt). Gentil et al (2000).

Note-se que pelos logaritmos o acréscimo em 1 ponto na escala de Richter corresponde ao aumento da amplitude das ondas sísmicas em 10x, em 2 pontos a um aumento de 100x, 3 pontos aumento de 1000x, por aí adiante.

No entanto, quando um sismo tem uma magnitude superior a 7 na escala de Richter é impossível a leitura das amplitudes do movimento sísmico no sismógrafo Wood-Anderson, pelo que, segundo Kramer (1996), a magnitude poderá ser avaliada utilizando o conceito de Momento Sísmico M_0 , sendo esta equivalente em energia à da magnitude de Richter.

Assim, a Magnitude de Richter também poderá ser expressa pela Equação (80), medida pelo Momento Sísmico M_0 , ao invés das amplitudes das ondas sísmicas.

$$M = 2/3 \cdot \log(10^7 \cdot M_0) - 10,7 \quad (80)$$

sendo

M_0 o momento sísmico que é determinado por $\mu \cdot S \cdot D$, expresso em N.m.

μ o módulo de cisalhamento das rochas envolvidas no sismo em N/m², usualmente aproximado a 30 GPa;

S a área de ruptura ao longo da falha geológica onde ocorreu o terremoto em m²

D o deslocamento médio de S em m

Note-se que por definição M_0 é proporcional à Energia libertada no sismo.

Da Equação (80) conclui-se que para uma diferença de 1 ponto na escala de Richter temos a seguinte relação

$$\begin{aligned} M_{w2} - M_{w1} &= 2/3 \log(10^7 \cdot M_{o2}) - 10,7 - 2/3 \log(10^7 \cdot M_{o1}) + 10,7 = 1 \\ &\text{logo} \\ \Delta M_w &= 2/3 \cdot [\log(10^7 \cdot M_{o2}) - \log(10^7 \cdot M_{o1})] = 2/3 \log(10^7 \cdot M_{o2} / 10^7 \cdot M_{o1}) = 1 \\ &\text{por isso} \\ \Delta M_w &= \log(M_{o2} / M_{o1}) = 1,5 \\ &\text{que é o mesmo que} \\ M_{o2} / M_{o1} &= 31,6 \end{aligned}$$

isto é, um aumento da energia libertada pelo sismo de 31,6x, em 2 pontos um aumento de 999x, 3 pontos aumento de 31555x, por aí adiante.

Estima-se que para o ponto 1 da escala de Richter a energia libertada seja de 2,0 MJ, pelo que para os restantes valores da escala de magnitude teremos

Tabela 1 - Relação na Escala de Richter entre amplitudes das ondas sísmicas e energia libertada.

Escala de Richter	Relação entre amplitude da onda sísmica e de referência A/A_0	Estimativa da energia libertada
1	10	2,0 MJ
2	10^2	63,2 MJ
3	10^3	2,0 GJ
4	10^4	63,1 GJ
5	10^5	2,0 TJ
6	10^6	63,0 TJ
7	10^7	2,0 PJ
8		62,9 PJ
9		2,0 EJ

A escala de Richter é uma escala aberta, no entanto, será pouco provável a existência de sismos acima dos 9 pontos de magnitude.

2.2 Sismicidade e zonamento sísmico do Brasil

O zoneamento sísmico de um território é caracterizado pela definição de zonas do território com sismicidade idêntica. Pode-se entender que a sismicidade expressa o risco de dano sísmico para as estruturas, devendo ser ponderado entre a frequência de ocorrência dos sismos e das suas magnitudes. Por esse motivo, as normas estruturais, caracterizam a sismicidade pela aceleração de referência do solo a_{gR} nessa zona.

Tanto a norma NBR15421 (2006) como EN1998-1 (2004) definem a_{gR} como a aceleração máxima do solo num período de retorno de 475 anos, ou então, com uma probabilidade de ser excedido de 10% num período de 50 anos ou de 19% num período de 100 anos, considerado o requisito de não ocorrência de colapso estrutural.

Para estruturas cuja importância econômica, social e risco de perda de vida humana, seja diferente do considerado mediano, indicam as normas a utilização de valores diferentes dos indicados, o que se reflete pela modificação de a_{gR} para $a_g = a_{gR} \cdot \gamma_f$, sendo γ_f designado de coeficiente de importância da estrutura. Melhores informações acerca deste assunto pode ser obtida no ANEXO B deste trabalho, quando referido a estruturas de pontes.

Foi estabelecido que essa aceleração deverá ser tida em conta em solos com características do tipo B para a NBR15421 (2006) e do tipo A para a EN1998-1 (2004), cujas definições se apresentam no final deste subcapítulo.

O zoneamento sísmico brasileiro foi estabelecido na norma NBR15421 (2006) segundo as zonas 0 a 4, conforme se apresenta na Tabela 2, em que a_g é a aceleração de referência do solo, conforme a mesma definição aplicável na EN1998-1 (2004).

Tabela 2 - Zonamento sísmico brasileiro segundo NBR15421 (2006)

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

O mapeamento efetuado para a NBR15421 (2006) foi o que se apresentou na Figura 5 da introdução deste trabalho.

Nesse mapeamento, pode-se constatar que a generalidade do território brasileiro está classificada na zona 0, sendo as zonas 1, 2, 3 e 4, localizadas a Oeste em faixas estreitas com direção norte-sul ao longo dos estados do Acre, Amazônia, Rondônia e Mato Grosso e a Nordeste, em semicírculos concêntricos com centro em aproximadamente Macau, nos estados de Rio Grande do Norte, Ceará e Paraíba.

2.3 Classificação do território por categorias sísmicas segundo EN1998-1 (2004)

Classificando por categorias o zoneamento sísmico brasileiro, conforme a metodologia estabelecida pela EN1998-1 (2004), que define como zonas de muito baixa sismicidade aquelas em que $a_{gR} < 0,04g$ e de baixa sismicidade onde $0,04g < a_{gR} < 0,08g$, pode-se afirmar que as zonas 0 e grande parte da zona 1 da NBR15421 (2006) correspondem a zonas de muito baixa sismicidade e a restante parte da zona 1 e metade da zona 2 corresponde a zonas de baixa sismicidade.

As restantes zonas 3 e 4 da norma brasileira, e a restante metade da zona 2, correspondem a zonas de média a alta sismicidade. Esta forma de zoneamento por categorias, segundo a EN1998-1 (2004), é importante a fim de se poder aplicar as regras normativas dessa norma, relativas a dimensionamento sísmico e detalhamento estrutural.

Na Tabela 3 resume-se o exposto.

Tabela 3 - Categorias do zoneamento sísmico brasileiro segundo EN1998-1 (2004).

Categoria Sísmica EN1998-1 (2004)	Zona Sísmica NBR15421 (2006)	Valores de a_{gR} (m/s^2)
Muito Baixa sismicidade	0	$a_{gR} < 0,4$
	1	
Baixa sismicidade	1	$0,4 < a_{gR} < 0,8$
	2	
Média e Alta sismicidade	2	$0,8 < a_{gR} < 1,5$
	3 e 4	

3 ESTADO DA ARTE

Com a finalidade de aplicar os conceitos anteriormente explanados, organizações nacionais e internacionais elaboraram normas para uniformidade de aplicação das regras de análise, dimensionamento e pormenorização de estruturas para a ação sísmica, dentro do grau de fiabilidade pretendidos no âmbito da segurança pública instituída por cada país.

Nesse contexto, analisando as diversas normas existentes acerca deste tema tais como: EN1998-1 (2004), EN1998-2 (2005), CALTRANS (2019), ATC40 (1996), FEMA440 (2005) , FEMA356 (2000), ASCE41-13 (2014), verifica-se uma certa uniformidade de conceitos, porém, em algumas normas, uns temas um pouco mais aprofundados do que noutros, alguns até com explanação didática, mas na sua generalidade equivalentes nos seus conteúdos e referências.

Os conceitos por elas recorridos provêm dos grandes estudiosos do tema tais como Clough e Penzien (1993), Chen e Duan (2003), Housner e Jennings (1964), Ren et al. (2005), entre outros tantos com estudos importantes.

Ora, sendo então uma norma um documento orientativo para os projetistas poderem seguir um procedimento lógico e coerente de verificações, pode-se resumir o estado da arte a qualquer uma das normas citadas, pois de facto, as orientações pouco variam umas das outras e onde uma é omissa outra a complementar.

Por esta razão, optou-se por apresentar, nesta dissertação, o estado da arte, no que concerne à análise sísmica de pontes, com as normas europeias, complementando-a em alguns temas com outras.

Nesse sentido, vai-se neste capítulo apresentar, comparar e averiguar a aplicabilidade dos conceitos e das prescrições da norma europeia à realidade brasileira.

3.1 Análises sísmicas lineares

Retornando ao anterior, às Equações (1), (19) e (20) e considerando que

$\frac{d^2}{dt^2}q(t) = \sqrt{\frac{d^2}{dt^2}}q^*(t) + a_s(t)$, sendo $a_s(t)$ o vetor da aceleração de cálculo do solo, entra-se nas análises sísmicas lineares.

Quanto à Equação matricial (1), integrando-a no tempo, obtém-se a análise sísmica dinâmica linear de integração direta no tempo.

As Equações (26) e (27) e (31) a (37) em conjunto com (28) a (30) passam a dizer respeito à análise sísmica dinâmica modal linear de integração no tempo e as Equações (43) a (47) à análise sísmica modal espectral linear.

Nos casos em que haja um modo fundamental preponderante, que se possa considerar que a estrutura vibra de acordo com esse modo, é possível utilizar apenas esse modo de vibração, entrando na análise sísmica estática linear.

Em todos processos acima, é necessário considerar o amortecimento viscoso dos materiais.

3.1.1. Análise sísmica modal espectral

Desenvolvendo o exposto sobre a análise sísmica modal, consideradas as Equações (41) e (42), constata-se a necessidade de definir os máximos de resposta de osciladores lineares em cada modo j quando sujeitos a uma ação sísmica.

Pode-se definir, como descreve Guerreiro {3} (2010), o espectro de resposta de um oscilador linear de 1 grau de liberdade, como um gráfico das respostas máximas de uma dada quantidade (deslocamento, aceleração, momento flexor, etc) em função do período (ou da frequência) quando atuado por uma ação (força, deslocamento, aceleração de solo, etc) descrita no tempo.

Introduzindo as Equações (41) e (42) nas Equações (43) a (46) e considerando isoladamente cada direção independente da aceleração do solo $\xi(x; y; z)$, obtém-se as respostas máximas relativas dos graus de liberdade da estrutura pelas Equações (49) a (53), isto é, pelas respostas modais espectrais para o sismo na direção $\xi(x; y; z)$

$$q_{Gjmax,\xi}^* = -FPM_j \cdot S_{aj,\xi} / \omega_j^2 \quad (49)$$

$$V_{Gjmax,\xi}^* = -FPM_j \cdot S_{aj,\xi} / \omega_j \quad (50)$$

$$q_{Gjmax,\xi}^* = - FPM_j \cdot S_{vj,\xi} / \omega_j \quad (51)$$

$$V_{Gjmax,\xi}^* = - FPM_j \cdot S_{vj,\xi} \quad (52)$$

$$q_{Gjmax,\xi}^* = - FPM_j \cdot S_{dj,\xi} \quad (53)$$

sendo,

$S_{aj,\xi}$ a aceleração máxima de resposta absoluta, de um oscilador harmônico de 1 grau de liberdade com frequência própria ω_j à ação de aceleração sísmica da base $a_s(t)$ na direção $\xi(x; y; z)$;

$S_{vj,\xi}$ a velocidade máxima de resposta relativa, de um oscilador harmônico de 1 grau de liberdade com frequência própria ω_j à ação de aceleração sísmica da base $a_s(t)$ na direção $\xi(x; y; z)$;

$S_{dj,\xi}$ o deslocamento máximo de resposta relativa, de um oscilador harmônico de 1 grau de liberdade com frequência própria ω_j à ação de aceleração sísmica da base $a_s(t)$ na direção $\xi(x; y; z)$;

Este tipo de análise apenas devolve os valores máximos de resposta em cada modo de vibração e direção atuante.

3.1.1.1 Combinação modal e direcional – SRSS e CQC

Como os máximos de cada modo de vibração e direção não são simultâneos, o valor máximo global poderá ocorrer sem que ocorra qualquer um dos máximos modais ou direcionais. Assim, é recomendável, para estimativa do máximo global no grau de liberdade i , que se faça uma combinação quadrática (SRSS) dos modos de vibração e das direções da ação sísmica x,y,z . Este processo está descrito e desenvolvido por Clough e Penzien (1993). Nesse caso a resposta do grau de liberdade i com sismo na direção $\xi(x; y; z)$ no modo j é avaliado pela Equação (54)

$$q_{ij,max,\xi} = \Phi_{ij} \cdot FPM_j \cdot S_{aj,\xi} / \omega_j^2 \quad (54)$$

onde, aplicando a SRSS nos modos e nas direções, se obtém a Equação (55)

$$q_{i,max} = [\sum_{\xi=x,y,z} \{ [\sum_{j=1,N} (\Phi_{ij} \cdot FPM_j \cdot S_{aj,\xi} / \omega_j^2)^2]^{0,5} \}^2]^{0,5} \quad (55)$$

que introduzindo a definição do FPM_j, reescreve-se com a Equação (56)

$$q_{i,max} = [\sum_{\xi=x,y,z} \{ [\sum_{j=1,N} (\Phi_{ij} \cdot [\Sigma(m_i \cdot \Phi_{ij}) / \Sigma(m_i \cdot \Phi_{ij}^2)] \cdot S_{aj,\xi} / \omega_j^2)^2]^{0,5} \}^2]^{0,5} \quad (56)$$

Porém, a SRSS só é aplicável quando a resposta de dois quaisquer modos de vibração, incluindo os modos de translação e os de torção, possam ser consideradas independentes entre si, o que implica satisfizerem a condição

$$T_{j+1} \leq 0,90 \cdot T_j \quad (57)$$

Se os períodos não estiverem suficientemente afastados, o efeito da ação sísmica deverá ser obtido segundo um conceito mais rigoroso como a combinação quadrática completa (CQC), também apresentada no trabalho de Clough e Penzien (1993). Assim, os efeitos máximos da ação sísmica para o grau de liberdade *i* e em cada direção ξ (*x* ; *y* ; *z*) da aceleração sísmica, deverão ser calculados pelas Equações (58), (59) e (60)

$$q_{imax,\xi} = [\sum_{\xi=x,y,z} \sum_{j=1,N} q_{ik,\xi} \cdot \mu_{kj} \cdot q_{ij,\xi}]^{0,5} \quad (58)$$

$$V_{imax,\xi} = [\sum_{\xi=x,y,z} \sum_{j=1,N} V_{ik,\xi} \cdot \mu_{kj} \cdot V_{ij,\xi}]^{0,5} \quad (59)$$

$$a_{imax,\xi} = [\sum_{\xi=x,y,z} \sum_{j=1,N} a_{ik,\xi} \cdot \mu_{kj} \cdot a_{ij,\xi}]^{0,5} \quad (60)$$

sendo

$$\mu_{ij} = [8\eta^2(1+r)r^{3/2}] / [(1-r^2)^2 + 4\eta^2r(1+r)^2]$$

(61)

os coeficientes de correlação modal, em que

$$r = \omega_j / \omega_k \quad (62)$$

η o amortecimento

De salientar que os termos cruzados das equações (58) a (60) podem tomar valores positivos ou negativos consoante correspondam a respostas modais com o mesmo sinal ou sinais opostos.

3.1.1.2 Modos participativos na análise modal

Prosseguem Clough e Penzien (1993) que os modos de vibração a considerar nestas combinações, SRSS ou CQC, deverão ser todos aqueles que contribuam significativamente para a resposta global da estrutura.

As EN1998-1 (2004) e EN1998-2 (2005), bem como, Clough e Penzien (1993) sugerem que sejam considerados todos aqueles em que:

- a soma das suas massas modais (não normalizadas), seja pelo menos, 90% da massa total da estrutura;
- a massa modal (não normalizada) seja individualmente superior a 5% da massa total.

A EN1998-2 (2005), no ponto 4.2.1.2.(3), prevê a possibilidade de se considerar menor número de modos de vibração participantes, conforme abaixo se transcreve:

(2) Para pontes onde a massa total M pode ser considerada como uma soma das “massas modais efetivas”, M_i , o critério do ponto (1) acima é considerado satisfeito se a soma das massas modais efetivas dos modos considerados, $\sum M_{jc}$, constitui pelo menos 90% da massa total da ponte.

(3) Se depois de considerar todos os modos com $T \geq 0,033s$ ($f \leq 30\text{Hz}$) a condição do ponto anterior não for satisfeita, o número de modos considerados pode ser considerado aceitável, desde que as duas condições a seguir sejam satisfeitas:

- $\sum M_{jc} / M \geq 0,70$
- Os valores finais dos efeitos da ação sísmica sejam multiplicados por $M/\sum M_{ic}$.

O SRSS para combinar os efeitos direcionais deverá seguir a Equação (63)

$$q_{imax} = [\sum_{\xi=x,y,z} q_{imax,\xi}^2]^{0,5} \quad (63)$$

3.1.1.3 Espectro de resposta elástica e classificação dos solos

Guerreiro {3} (2010) aponta alguns pormenores que caracterizam os espectros de resposta e que importa aqui sumarizar para melhor entender a forma dos mesmos prescritos em norma:

- O espectro de resposta de acelerações absolutas tende para zero quando a frequência própria dos osciladores tende para zero (ou o período a tender para infinito).
- O espectro de resposta de acelerações absolutas tende, para valores muito elevados de frequência (ou o período a tender para zero), para o valor de pico de aceleração do solo.
- Os espectros de resposta de velocidades ou deslocamentos relativos tendem, para valores elevados de frequência (ou o período a tender para zero), respectivamente, para a velocidade máxima do solo e para o deslocamento máximo do solo.

A Figura 16 ilustra as três situações acima expostas. Em detalhes, esclarece Guerreiro {3} (2010), que os espectros de resposta regulamentares (ou de norma) não traduzem um sismo real, mas antes se tratam de curvas idealizadas que permitem caracterizar o tipo de eventos sísmicos possíveis de ocorrer nesse local, sendo por isso, obtidos por meio da suavização pela média ou envoltória de espectros de resposta de sismos reais, definidos a partir de uma análise de registros de sismos significativos ocorridos na região.

Por esta razão, as formas dos espectros de norma são definidas pelas características de propagação do sismo no solo local da estrutura, que são diretamente influenciados, conforme diz Guerreiro {1} (2010), da forma que abaixo se resume:

- pela sismicidade, através dos valores de aceleração do movimento do solo $a_s(t)$ determinados para um tipo de solo de referência, considerado do tipo A na EN1998-1 (2004) ou tipo B na NBR15421 (2006);

- pela forma como as ondas se propagam no solo local, através da definição de pontos extremos do espectro nos pelos períodos (T_B , T_C e T_D), que adiante se menciona, para cada tipo de solo local;

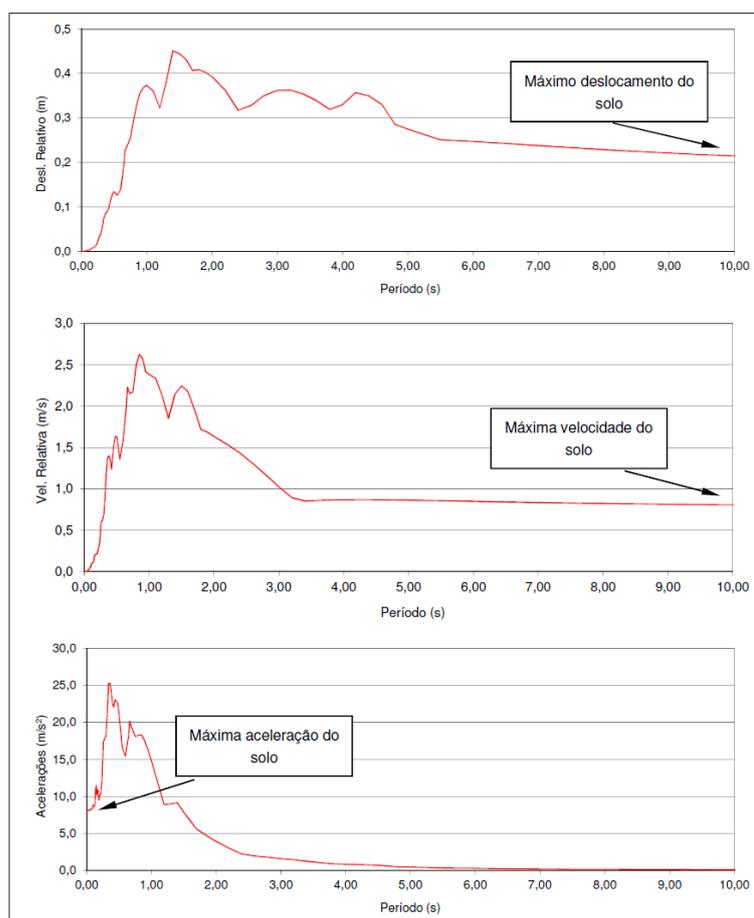


Figura 16 - Espectros de resposta de aceleração absoluta, velocidade e deslocamento relativo e suas propriedades. Guerreiro (2010).

Note-se que um sismo de curta distância epicentral, isto é, gerado próximo das estruturas, deverá provocar um efeito mais severo em estruturas mais rígidas (menores períodos) do que um sismo de longa distância epicentral. Este fato está relacionado com uma maior atenuação da energia associada às componentes de mais baixo período das ondas sísmicas que percorrem maiores distâncias do que às componentes correspondentes aos altos períodos de vibração. Quanto mais afastado for o sismo, menor energia este deverá apresentar nos baixos períodos de vibração.

Assim, a relação da distância focal no espectro de resposta reflete-se na consideração de espectros diferentes, através da mudança do valor da aceleração de referência do solo e da alteração da forma do espectro modificando T_B , T_C e T_D , para cada tipo de solo.

Por esta razão, pode justificar-se a consideração de mais de um tipo de sismo se houver fontes distintas de origem sísmica, como por exemplo, consta nas normas europeias e na antiga regulamentação portuguesa, no RSA (1983), 2 tipos de sismo em que:

1. um tem grande distância focal e alta magnitude;
2. outro com pequena distância focal e baixa magnitude.

Estes caracterizam as duas principais fontes distintas de sismos no território português, o banco de Gorringe, um maciço montanhoso submerso ao largo do cabo de Sagres no Oceano Atlântico, e as falhas dentro da microplaca ibérica.

No caso brasileiro, a norma NBR15421 (2006) apresenta apenas um só tipo de sismo, não sendo necessário considerar a possibilidade da existência de outros tipos de sismos com distância focal e magnitudes diferentes.

- pela tendência do espectro para o valor máximo do deslocamento do solo com o crescimento do período;
- pela tendência do espectro para o valor máximo da velocidade do solo com o crescimento do período;
- pela tendência do espectro para a máxima aceleração do solo com a diminuição do período;
- pelo amortecimento estrutural (estruturas em concreto de 5% e em aço 2%);

Assim, tomam os espectros de resposta elásticos prescrito pelas duas normas para amortecimento $\zeta = 5\%$ os valores obtidos nas Equações (64) a (67) e de (68) a (70)

EN1998-1 (2004)

$$\bullet S_a = [1 + 1,5.T/T_B].S_{.a_g} \quad 0 \leq T \leq T_B \quad (64)$$

$$\bullet S_a = 2,5.a_g.S \quad T_B \leq T \leq T_C \quad (65)$$

$$\bullet S_a = 2,5.a_g.S.T_C/T \quad T_C \leq T \leq T_D \quad (66)$$

$$\bullet S_a = 2,5.a_g.S.(T_C.T_D/T^2) \quad T_D \leq T \quad (67)$$

S_a – ordenada do espectro de resposta elástico das acelerações (m/s^2);

a_g – valor da aceleração de cálculo do solo ($a_g = a_{gR} \cdot \gamma_f$);

T – período de vibração;

S – fator de amplificação sísmica do solo, depende da classe do terreno local

T_B, T_C, T_D – valores de períodos de referência;

NBR15421 (2006)

$$\bullet S_a = (18,75.T.F_a/F_v + 1,0).F_a.a_{gR} \quad 0 \leq T \leq 0,08.F_v/F_a \quad (68)$$

$$\bullet S_a = 2,5.F_a.a_{gR} \quad 0,08.F_v/F_a \leq T \leq 0,4.F_v/F_a \quad (69)$$

$$\bullet S_a = F_v.a_{gR}/T \quad 0,4.F_v/F_a \leq T \quad (70)$$

sendo

F_a e F_v os fatores de amplificação sísmica do solo, para os períodos de 0,0s e 1,0s ($F_a = S_a.a_{gR}(0)$ e $F_v = S_a.a_{gR}(1)$), respectivamente, e dependem do tipo de sismo, nomeadamente da aceleração característica do solo a_{gR} , nesses instantes, e da classe do terreno local. Tomam os valores da Tabela 4.

Tabela 4 - Definição dos fatores F_a e F_v de amplificação sísmica no solo. NBR15421 (2006)

Classe do Terreno	Fator F_a		Fatos F_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

Comparando os dois espectros, verifica-se que:

- $F_a = S$, quando $T=0$ as comparações estabelecem essa igualdade;
- $F_v = 2,5.S.T_c$, do mesmo modo, quando $T = 1$ s as comparações estabelecem essa igualdade;
- $T_B = 0,08.F_v/S$;
- $T_c = 0,4.F_v/S = 5T_B$;

Por conseguinte, pode-se reescrever na forma paramétrica do espectro de resposta elástica da EN1998-1 (2004) o espectro da NBR15421 (2006), tomando a forma das Equações (71) a (73):

$$\bullet S_a = [(2,5\eta - 1) \cdot T/T_B + 1,0] \cdot S \cdot a_g \quad 0 \leq T \leq T_B \quad (71)$$

$$\bullet S_a = 2,5 \cdot \eta \cdot S \cdot a_g \quad T_B \leq T \leq T_c \quad (72)$$

$$\bullet S_a = (2,5T_c/T) \cdot \eta \cdot S \cdot a_g \quad T_c \leq T \quad (73)$$

sendo

$$\eta = [10/(5+\zeta)]^{0,5} \geq 0,55 \quad (74)$$

um fator de correção para levar em conta o amortecimento viscoso, em que

ζ é o amortecimento viscoso da estrutura, expresso em percentagem.

T_B e T_c tomam os valores dos Tabelas 5 e 6.

Tabela 5 - Valores de S , T_B e T_c (para solos tipo E apenas quando $a_{gR} \leq 0,10g$).

CLASSE DE TERRENO (NBR)	S	T_B	T_c
A	0,8	0,08	0,4
B	1,0	0,08	0,4
C	1,2	0,11	0,57
D	1,6	0,12	0,6
E	2,5	0,11	0,56

Tabela 6 - Valores de S, T_B e T_C apenas para solos tipo E em que a_{gR}= 0,15g

CLASSE DE TERRENO (NBR)	S	T _B	T _C
E	2,1	0,13	0,65

Constata-se que a NBR15421 (2006) não define a última zona com o ponto de referência T_D a que corresponde à zona espectral de deslocamentos constantes.

Nas Figuras 17 a 20 apresentam-se os traçados dos espectros de resposta da NBR15421 (2006) e EN1998-1 (2004).

Pode-se constatar que em todos os tipos de solo, à exceção do solo tipo C, o espectro da NBR15421 (2006) é envoltório dos espectros da EN1998-1 (2004), sendo para o solo do tipo E (correspondente ao solo do tipo D na norma europeia), no patamar de acelerações constantes de resposta, cerca de 40% superior.

Note-se que o solo do tipo E é o mais corrente no território brasileiro.

Denuncia-se assim como falsa a ideia de que os espectros considerados em países de risco sísmico moderado a alto serem mais gravosos do que no Brasil.

Há também a considerar, os valores da aceleração de referência do solo que comparados com os desses países também não são de menosprezar. De fato, por exemplo, em Portugal, país tradicionalmente visto como de risco sísmico elevado, tem-se que a_{gR} varia, para o sismo do tipo 1 entre 0,035 g a 0,15 g, pontualmente em algumas poucas localidades atinge o valor de 0,20 g, somente em Portimão os 0,25 g, quanto ao sismo do tipo 2, entre 0,08 g e 0,17 g. Lisboa apresenta valores de 0,15 g e 0,17 g, para o sismo do tipo 1 e tipo 2, respectivamente.

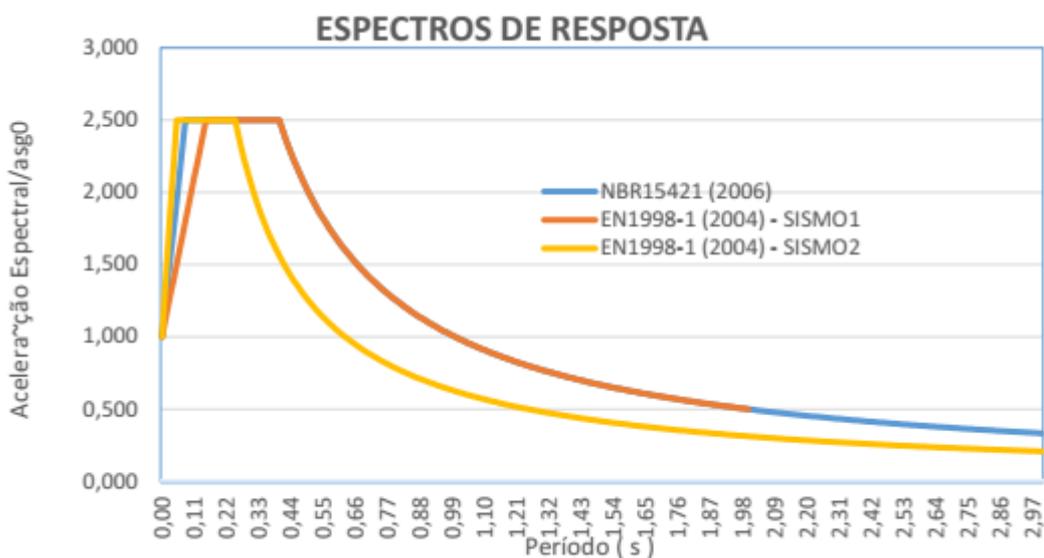


Figura 17 – Forma e pontos de contorno do espectro de resposta de aceleração absoluta de projeto ($S_a/ g s_0$) em solos do Tipo A e B, respectivamente da EN1998-1 (2004) e NBR15421 (2006).

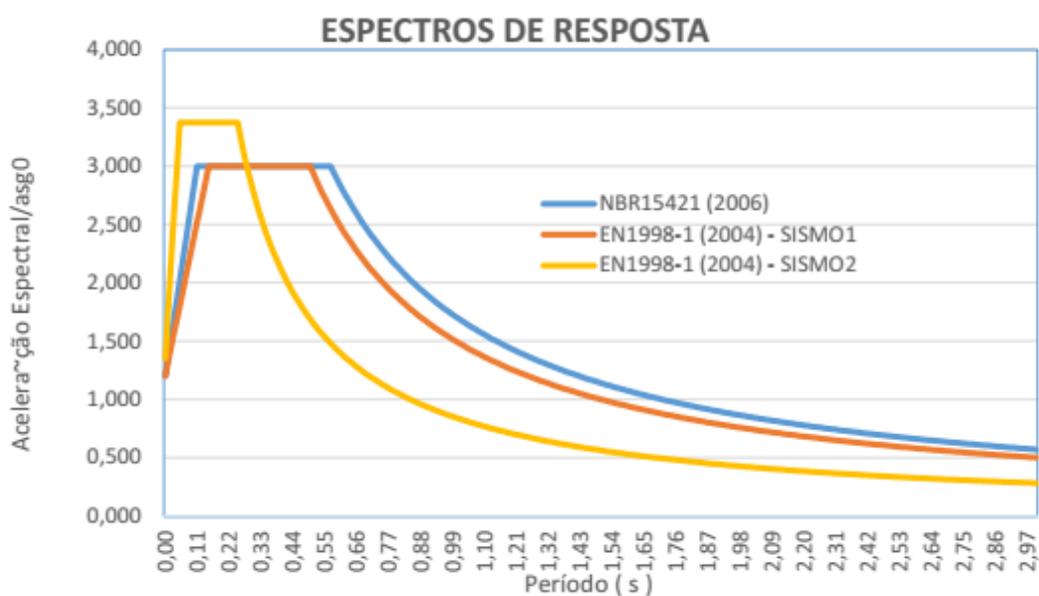


Figura 18 – Forma e pontos de contorno do espectro de resposta de aceleração absoluta de projeto ($S_a/ g s_0$) em solos do Tipo B e C, respectivamente da EN1998-1 (2004) e NBR15421 (2006).

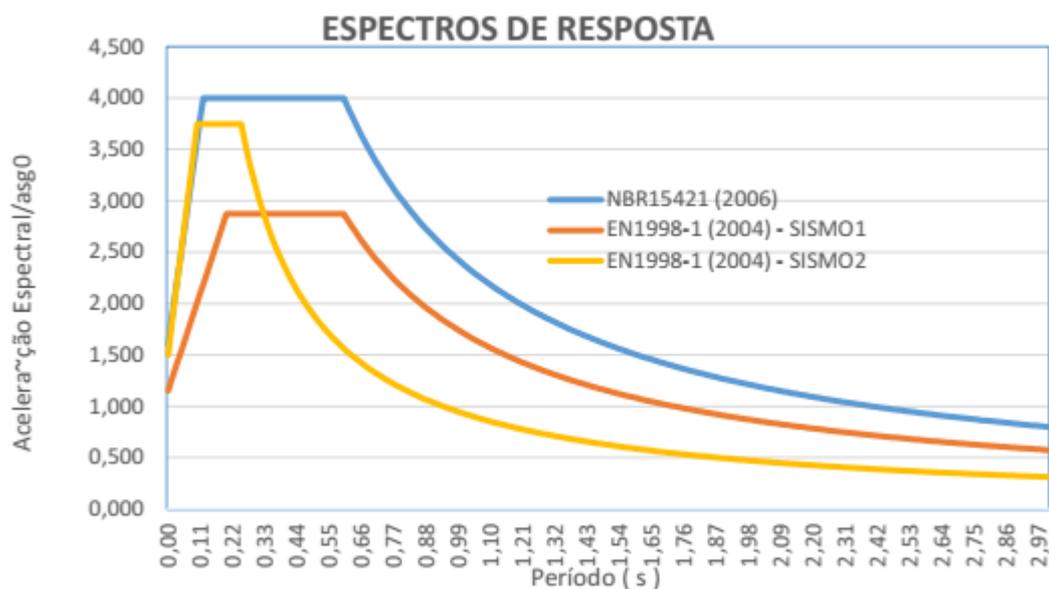


Figura 19 – Forma e pontos de contorno do espectro de resposta de aceleração absoluta de projeto (S_a/ g_0) em solos do Tipo C e D, respectivamente da EN1998-1 (2004) e NBR15421 (2006).

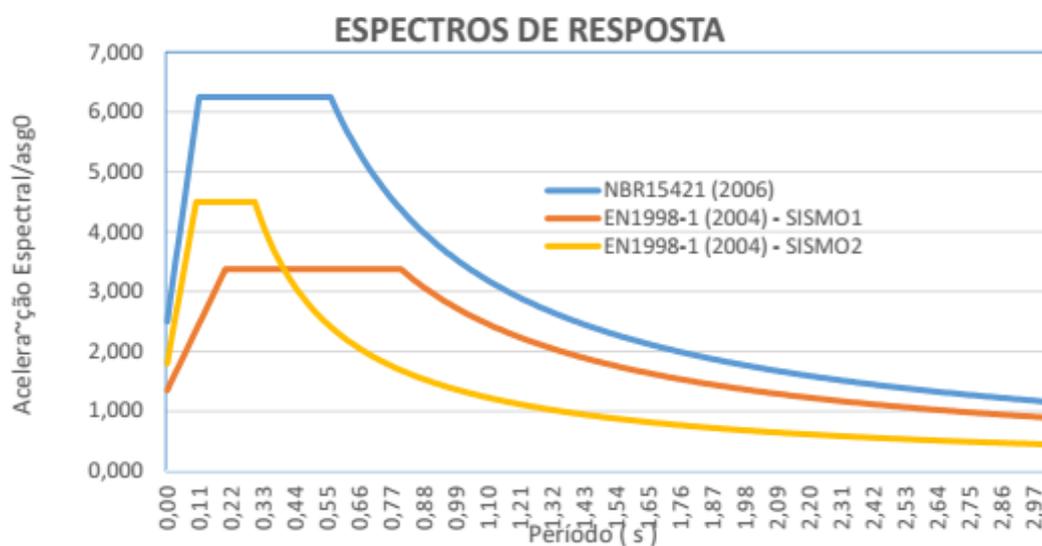


Figura 20 – Forma e pontos de contorno do espectro de resposta de aceleração absoluta de projeto (S_a/ g_0) em solos do Tipo D e E, respectivamente da EN1998-1 (2004) e NBR15421 (2006).

Já o território brasileiro apresenta em algumas regiões, em especial no Acre e Rio Grande do Norte, valores de 0,15 g.

Como foi referido, as acelerações de referência do solo na NBR15421 (2006) e EN1998-1 (2004) dizem respeito a solos do tipo B e A, respectivamente para cada uma das normas.

A classificação dos solos nessas normas está sumariamente apresentada nos Tabelas 7 e 8.

Tabela 7 – Classificação dos solos segundo NBR15421 (2006)

Classe terreno	Designação	Propriedades médias nos 30m superiores	
		V_s	N
A	Rocha sã	> 1500 m/s	NA
B	Rocha	1500 a 760 m/s	NA
C	Rocha alterada ou solo muito rígido	760 a 370 m/s	≥ 50
D	Solo rígido	370 a 180 m/s	50 a 15
E	Solo mole	≤ 180m/s	≤ 15
		Qualquer perfil, incluindo camada com mais de 3,0m de argila mole	
F		Solos liquefativos, argilas muito sensíveis e solos colapsáveis fracamente cimentados Turfas ou argilas muito orgânicas Argilas muito plásticas Estratos muito espessos de argila mole ou média com mais de 35m	

Tabela 8 – Classificação dos solos segundo EN1998-1 (2004)

Tipo	Descrição do perfil estratigráfico	Parâmetros		
		V_s (m/s)	N	c_u (KPa)
A	Formação geológica rochosa que inclua no máximo 5m de material fraco à superfície	> 800		
B	Areia muito compacta, de seixo ou argila muito rija, com espessura de vários metros e aumento em profundidade das propriedades mecânicas.	360 a 800	> 50	> 250
C	Depósitos profundos de areia compacta a medianamente compacta, de seixo ou argila rija, com espessura de várias dezenas a centenas de metros.	180 a 360	15 a 50	70 a 250
D	Solos não coesivos de compactidade média a baixa, com ou sem estratos coesivos moles, ou solos predominantemente coesivos de consistência mole a dura	< 180	< 15	< 70
E	Estrato aluvionar superficial com valores de V_s dos solos do tipo C e D, com espessura entre 5 a 20m, sobre um estrato mais rígido com $V_s > 800$ m/s			
S ₁	Estrato constituído, ou contendo, pelo menos 10m de espessura de argilas ou siltes moles com IP>40 e elevado teor em água	< 100 indicativo		10 a 20
S ₂	Solos com potencial liquefação, de argilas sensíveis ou qualquer outro perfil não incluído nos anteriores.			

Da análise das duas Tabelas, pode-se verificar que os dois tipos de solo são equivalentes, pois ambos têm classificação geológica de rocha e devem satisfazer uma velocidade mínima de propagação a ondas de corte (tipo S) para os 30m superficiais do maciço em aproximadamente 800 m/s na EN1998-1 (2004) (na NBR 760 m/s).

Detalham ambas as normas que essa velocidade de propagação das ondas de corte na rocha deverá ser determinada pela Equação (75)

$$v_{s,30} = 30 / \sum h_i / v_i \quad (75)$$

sendo,

h_i a espessura em metros da camada i

v_i velocidade de propagação das ondas de corte da camada i , num total de N camadas existentes nesses 30 m superficiais. Segundo Kramer (1996), as ondas de corte são ondas profundas da difusão do evento sísmico no hipocentro (local em profundidade onde ocorre a causa do evento sísmico) cuja propagação até a superfície se faz com movimentos perpendiculares à direção de propagação em que provocam a mudança de forma, mas sem alterar o volume (distorção) e originam, por isso, efeitos significativos na forma e distribuição da camada de solo. Em sismos graves pode até provocar a deformação plástica de camadas rochosas.

Pelas suas características de distorção este tipo de onda apenas se consegue propagar em meios sólidos.

As principais consequências deste tipo de onda serão uma maior amplificação sísmica dos deslocamentos dos solos em relação às ondas P, como também, a liquefação dos solos saturados por falta de resistência destes aos efeitos de distorção.

As ondas S deslocam-se a velocidade mais lenta que as ondas P cujo modo de transmissão se faz por efeito de compressão e tração dos solos no sentido da sua propagação, sendo por consequência menos nefastas.

Importa referir, que uma vez chegando as ondas P e S à superfície, estas se transformam em ondas de superfície, cujas características são alteradas em relação às ondas originais, resultando em:

- Ondas Rayleigh - com movimento circular das partículas de solo análogo às ondas do mar;
- Ondas Love - com movimento horizontal transversal à direção de propagação.

A EN1998-1 (2004) permite para classificação dos solos do tipo A existência de uma espessura máxima de solo mais fraco à superfície na ordem dos 5m, enquanto que a NBR15421 (2006) limita a 3m. Esta pequena diferença não parece ser significativa a modo de inviabilizar a equivalência entre as duas definições.

Os tipos de solo não rochosos são mais sensíveis às ondas de superfície do que às ondas S

3.1.1.4 Forma ADRS do espectro de resposta elástica

Refere Guerreiro {3} (2010) que uma forma de representar os espectros de resposta em acelerações e em deslocamentos será a designada por formato ADRS (Acceleration and Displacement Response Spectrum). De acordo com este formato, os valores espectrais de resposta elástica de aceleração S_a , são representados em função dos valores espectrais de deslocamento S_d , conforme a Equação (76)

$$S_{aj} = -4\pi^2/T_j^2 \cdot S_{dj} \quad (76)$$

e, por conseguinte, é possível relacionar as acelerações absolutas com os deslocamentos relativos espectrais para cada período (ou frequência), definido através de uma linha reta que passa pela origem e tem declive $4\pi^2/T^2$.

Na Figura 21, está representado um espectro de resposta de um sismo no formato ADRS e onde estão indicadas as retas representativas dos períodos de 0,50, 1,0 e 2,0 segundos.

De acordo com esta representação, os pontos de intersecção entre as retas representativas dos períodos e a função ADRS definem a resposta do oscilador em termos de aceleração (valor de S_{aj} lido no eixo vertical) e deslocamento relativo (valor de S_{dj} lido no eixo horizontal) para o período T_j correspondente ao selecionado através da reta escolhida.

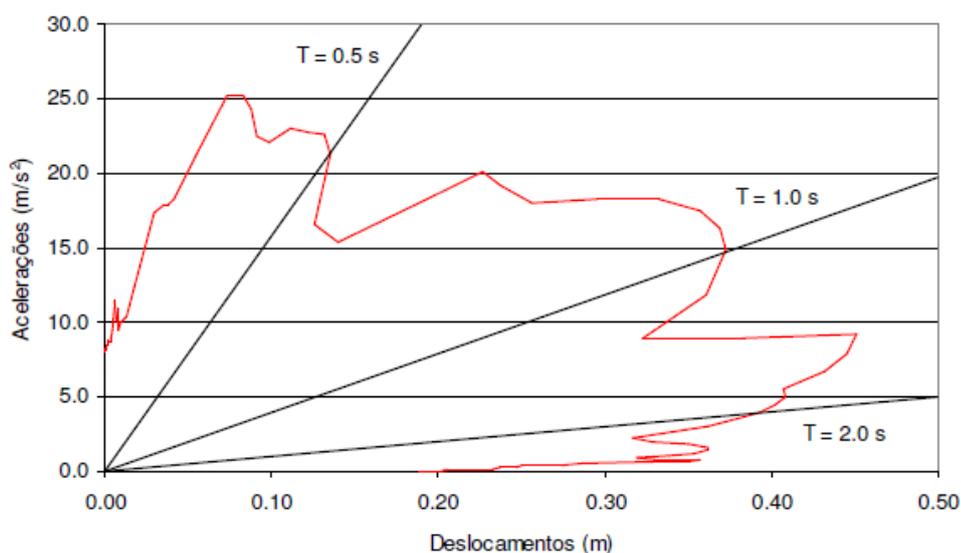


Figura 21 - Espectro ADRS (deslocamento relativo – aceleração absoluta). Guerreiro {3} (2010).

3.1.2. Análise sísmica estática linear

Em geral, nas estruturas regulares (ver definição em 3.5.4) e simétricas, verifica-se que os primeiros modos de vibração são predominantes, e sem acoplamento, em cada uma das direções principais da estrutura (eixos de simetria), concentrando neles massa modal superior a 90% da massa modal total. Os modos de vibração superiores, caracteristicamente, atuam concomitantes nas duas direções, manifestando, ao contrário dos modos inferiores, uma resposta de torção da estrutura, porém com muito baixa participação na resposta estrutural.

Este comportamento permite definir para cada uma das direções um modo e período de vibração “fundamental” (o de maior período para cada direção), com comportamento plano, isto é, sem torção. Cada um desses modos “fundamentais” concentra em si massa modal superior a 90% da massa total excitável nessa direção, a restante massa modal encontra-se distribuída pelos restantes modos superiores, sem haver, em nenhum deles, concentração de massa superior a 5%.

Mediante estas condições, é possível analisar a estrutura com duas análises, uma para cada direção, considerando os maiores períodos de vibração em cada direção como períodos fundamentais, sem considerar os efeitos de torção na estrutura.

Isto permite aplicar o método de Rayleigh simplificado para cálculo aproximado dos períodos e forças máximas de inércia em cada direção de análise considerando um modelo de massas discretas. Deste modo, a força sísmica máxima (que terá assim caráter estático) atuante sobre uma massa discreta M_i da ponte pode-se obtida pela Equação (77):

$$F_{Ei,\xi,max} = [\omega_{o,\xi}^2 \cdot (S_a(T_{o,\xi}) / g) \cdot M_i \cdot d_{i,\xi}] \quad (77)$$

sendo,

$d_{i,\xi}$ o deslocamento da massa M_i por atuação gravítica sobre a estrutura na direção ortogonal ξ considerada;

$\omega_{o,\xi}$ a frequência própria angular da ponte (determinada pelo método de Rayleigh) na direção ortogonal ξ considerada, desta obtém-se $T_{o,\xi}$;

$S_a(T_{o,\xi})$ resposta espectral na direção ξ . Do mesmo modo que as restantes análises lineares equivalentes deve-se utilizar o espectro de cálculo para determinação de $S_a(T_{o,\xi})$.

O efeito de torção numa estrutura é aproximadamente equivalente a um momento com direção do eixo vertical que passa pelo centro de gravidade do piso, em edifícios, ou do tabuleiro, em pontes, e cujo valor corresponde ao produto entre a força de corte basal por uma excentricidade. Indicam as EN1998-1(2004) e EN1998-2 (2005) que o efeito do momento de torção referido, sobre os elementos de suporte, pode ser estimado por equilíbrio e considerando o piso, ou tabuleiro no caso das pontes, como rígidos, independentemente de serem, ou não, flexíveis.

Apesar da participação dos modos superiores ser muito baixa, torna-se cauteloso introduzir esses efeitos de torção, mesmo que de forma indireta, pois podem introduzir amplificações dinâmicas significativas dos esforços obtidos. Essa amplificação é introduzida por uma excentricidade de cálculo designada de excentricidade adicional (e_a). A excentricidade adicional a considerar é segundo EN1998-2 (2005) de 5% do comprimento total do piso, ou tabuleiro. O sentido a considerar para essa excentricidade deverá ser o mais desfavorável para cada elemento estrutural.

Apesar de o método ser conceptualmente aplicado a estruturas simétricas e regulares é permitida uma certa aproximação a estruturas que não cumpram essa

condição, dentro de certos limites. Assim, de modo análogo à excentricidade adicional, se procede para levar em conta eventuais desvios entre a distribuição de posição de massas (ou centro de massa) e de rigidez (ou centro de rigidez), através da excentricidade teórica (e_0). Esta excentricidade poderá ser ignorada desde que utilizado um modelo tridimensional da estrutura.

3.1.3. Análises dinâmicas lineares

O método já foi descrito em 1.11, 1.12, ANEXO A e em 3.1, onde se pode constatar da necessidade de conhecer a variação de valores da aceleração do solo, $a_s(t)$, em, pelo menos, num número suficiente de instantes de tempo, afastados em passos iguais, que permitam fazer a análise com suficiente rigor. A forma usual de se representar graficamente essa variação é pôr acelerogramas que são gráficos de registro real das acelerações do solo ao longo do tempo.

Aplicam-se às análises dinâmicas modais no domínio do tempo o descrito entre 3.1.1.1 e 3.1.1.3. no que concerne aos modos participativos, espectro de resposta elástico e combinações modais e direcionais, CQC e SRSS, com a particularidade de estas serem realizadas em cada instante de tempo da análise.

Nas análises dinâmicas deve ser considerado o valor do amortecimento viscoso da estrutura.

Em alternativa aos acelerogramas registrados reais característicos da zona onde se localiza a estrutura, podem, conforme EN1998-1 (2004) e EN1998-2 (2005), serem usados acelerogramas artificiais, ou outros registrados em locais diferentes desde que devidamente ajustados para que sejam compatíveis com a ação sísmica de cálculo, isto é, com o espectro de resposta elástico ($q=1$) da norma.

A distribuição de energia em um acelerograma não é homogênea, pelo que, ao se utilizar apenas um acelerograma corre-se o risco de que este registro em particular não tenha energia suficiente na frequência principal da estrutura avaliada. A alternativa é empregar um número maior de acelerogramas independentes estatisticamente, de forma que, na média, o conteúdo energético do conjunto cubra a faixa de frequências de interesse.

A NBR 15421 (2006) exige que sejam utilizados, em cada análise, um conjunto de acelerogramas distintos em direções ortogonais entre si, mas não estipula a quantidade mínima total de registros necessários.

O manual EM 1110-2-6051 do COE (2016) estipula que, para uma análise linear, apenas um conjunto com acelerações independentes nas três direções ortogonais é suficiente; já para uma análise não linear, pelo menos cinco conjuntos são necessários.

A USNRC (1973), além de exigir que a média dos espectros de potência dos acelerogramas empregues supere o espectro de densidade de potência dado pela mesma norma, exige também uma verificação do fator de correlação entre os acelerogramas, de forma a garantir a independência estatística entre os registros.

A EN1998-2 (2005), estipula que concomitantemente:

- devem atuar simultaneamente 2 acelerogramas distintos em 2 direções horizontais ortogonais;
- devem ser utilizados no mínimo 3 acelerogramas.

Com estas condições, designando os 3 acelerogramas a utilizar de A, B e C, conclui-se a necessidade mínima de se fazer os pares A-B + B-A + A-C + C-A + B-C + C-B. Serão, por isso, analisadas, no mínimo, 6 situações de cálculo.

Os esforços sísmicos de cálculo em análises dinâmicas serão então obtidos pela média, dos valores máximos e mínimos obtidos.

Para mais informação acerca da construção de acelerogramas artificiais e forma de ajuste de acelerogramas reais ao espectro de cálculo, remete-se ao ANEXO C.

3.2. Análises sísmicas lineares equivalentes

Quando a atuação da ação sísmica introduz, em comportamento elástico estrutural, esforços elevados na estrutura, deve-se levar em conta, segundo Guerreiro (2010), à contribuição da dispersão da energia de deformação estrutural devido ao comportamento inelástico dos materiais, a fim de se alcançar uma

diminuição desses esforços. Para isso, tal como Clough e Penzien (1993) expõem, as normas estruturais introduzem um coeficiente de redução do espectro de resposta elástico, transformando-o num espectro de resposta inelástico aproximado, também designado de espectro de cálculo ou reduzido, que afetará os valores esperados para os esforços na estrutura.

A esse fator de redução designa-se de coeficiente de comportamento da estrutura.

Como explica Guerreiro {2} (2010) e Clough e Penzien (1993), o valor desse fator de redução deverá garantir que não são ultrapassadas as deformações plásticas disponíveis pela estrutura para o carregamento sísmico e garanta a dissipação de energia cinética num número suficiente de rótulas plásticas, de tal modo que o deslocamento (de um ponto de referência) não ultrapasse o deslocamento correspondente ao de uma análise sísmica elástica. Esta última condição se deve a razões que se prendem pela necessidade de limitar os deslocamentos, pois de outro modo ficariam em aberto condições para a criação de efeitos indesejáveis não previstos, como também, e por essa mesma razão, permitir o controle desses deslocamentos sem necessidade de um cálculo não linear da estrutura.

Recordando a noção de ductilidade, a EN1998-2 (2005) refere que:

- a ductilidade de um material é expressa pela razão entre a deformação última e a deformação plástica (tensão de escoamento);
- a ductilidade de uma seção pela razão entre a curvatura última e a curvatura de plástica;
- a ductilidade de uma estrutura pela razão do deslocamento, de um ponto referência, correspondente ao colapso estrutural e ao início da plastificação das seções da estrutura.

Portanto, o coeficiente de comportamento da estrutura deverá ter valores que dependem essencialmente da ductilidade disponível por esta, bem como, do tipo de comportamento com que ela responde à ação sísmica, sendo por isso atribuído às estruturas de acordo com essas características.

Na próxima seção, valores do coeficiente de comportamento para as pontes na Tabela 9 serão reportados.

Em resumo, a introdução do coeficiente de comportamento na análise sísmica linear, traduz indiretamente, e de forma aproximada, o comportamento não linear dos materiais, sendo-lhe por isso equivalente, havendo, porém, determinadas restrições para essa aproximação que mais adiante se refere. Pelo exposto, as análises sísmicas lineares equivalentes para obtenção de:

- esforços - deverão adotar o espectro de cálculo, a menos que se faça diretamente uma análise dinâmica linear, em que se procede à redução direta dos esforços com o coeficiente de comportamento.
- deslocamentos - deve-se recorrer ao espectro elástico ($q=1$)

3.2.1. Espectro de cálculo - reduzido ou inelástico

O espectro de cálculo proposto pela EN1998-1 (2004) toma a forma:

$$\bullet S_a = [(2,5\eta/q - 2/3) \cdot T./T_B + 2/3] \cdot S_{ag} \quad 0 \leq T \leq T_B \quad (78)$$

$$\bullet S_a = 2,5 \cdot \eta \cdot S_{ag}/q \quad T_B \leq T \leq T_c \quad (79)$$

$$\bullet S_a = (2,5T_c/T) \cdot \eta \cdot S_{ag}/q \quad T_c \leq T \quad (80)$$

sendo

q o coeficiente de comportamento atribuído à estrutura.

Do mesmo modo, que anteriormente referido, para adaptação do espectro da NBR bastará utilizar os valores de S , T_B e T_c das Tabelas 7 e 8.

3.3 Análise sísmica não linear

A não linearidade física dos materiais pode ser introduzida na análise sísmica de modo concentrado ou distribuído nos elementos estruturais, usualmente com recurso ao primeiro, visto se obter resultados muito próximos e não se justificar a aplicação do segundo que exige elevadíssimos custos computacionais.

Realmente, sucede que a distribuição de esforços na estrutura se faz por redistribuição após alcançado o comportamento inelástico dos materiais em determinadas regiões designadas de zonas críticas dos elementos.

Considera a EN1998-1 (2004) e EN1198-2 (2005) que o comportamento inelástico numa seção é alcançado quando o momento atuante é superior a 70% do momento resistente, formando-se potencialmente nessa região uma rótula plástica, em que a curvatura das seções não será mais proporcional ao momento atuante, sendo as relações tensão-deformação dos materiais não lineares. Por essa razão, dever-se-á levar em conta a localização, comportamento e comprimento das rótulas plásticas, pelo que este método de análise tem como foco as estruturas dúcteis. Fora dessas zonas considera-se, sem grande erro, o comportamento elástico dos elementos.

Para melhor esclarecimento acerca da consideração do comportamento não linear dos materiais nos modelos de cálculo, remete-se à leitura do ANEXO D.

Note-se também, que nas análises não lineares não é possível a determinação de modos e períodos de vibração, pois estes não são independentes entre si. Por esta razão, as análises modais não lineares não são viáveis.

Para superar esta dificuldade, Chopra e Goel (2002) sugerem, utilizar por aproximação, os modos e períodos de vibração linear, considerando, no entanto, o comportamento não linear dos materiais, e desde que adequadamente sejam considerados e combinados com SRSS/CQC modal e direcional, aborda-se este assunto em 3.5.3.2.1.

Assim, pode-se considerar existirem as seguintes análises não lineares:

- Estáticas - realizadas considerando as respostas obtidas por espectros inelásticos (de osciladores de 1GL) nos modos de vibração lineares da estrutura.
- Dinâmicas que podem ser:
 1. Modais no domínio do tempo - quando realizadas por integração passo a passo no tempo em cada modo linear e acopladas em cada passo no

tempo, mas tendo em conta o comportamento não linear dos materiais nas rotulas plásticas;

2. Integração direta no domínio do tempo - neste caso os esforços obtidos são os mais exatos, pois não são influenciados pelo erro introduzido de se considerar os modos de vibração linear.

Em ambos os processos acima, é necessário considerar o amortecimento dos materiais por histerese devido à ação da carga cíclica sobre os materiais.

Nestas análises, estática ou dinâmica, a verificação das armaduras de elementos dúcteis passa somente pela comprovação de deformações/deslocamentos sem necessidade de alguma comprovação de resistências dos elementos.

Quando utilizados acelerogramas artificiais ou ajustados, estes deverão ser gerados com compatibilidade ao espectro elástico da norma.

3.3.1 Análise sísmica estática não linear – *Pushover*

O método consiste, em procurar atingir um deslocamento máximo da estrutura, através de análises estáticas planas não lineares sucessivas, com forças laterais de inércia ao nível das massas induzidas pela componente horizontal da ação sísmica, segundo determinado modo de vibração, predominante nessa direção, cujo valor também seja alcançado por um sistema de 1GDL que responde a um espectro de resposta inelástico, de igual amortecimento, obtido a partir do espectro elástico de cálculo.

Imaginar proceder a uma análise não linear multimodal recorrendo à possibilidade de realizar o CQC/SRSS para obtenção dos esforços máximos não lineares, também não tem nenhum fundamento teórico, pois apesar de combinar esforços modais extremos, ignora o efeito do comportamento de um modo sobre os restantes modos, bem como, a dependência direcional existente entre eles. Mesmo assim, como solução para essas dificuldades, recorre-se a aproximações em analogia ao método linear. De fato, a análise estática não linear - *Pushover*.

- utiliza para análise modos lineares;
- considera que as cargas laterais de inercia são inalteradas durante toda a atuação sísmica (apesar de haver métodos adaptativos que consideram a variação das cargas de inércia ao longo do processo incremental de carregamento. Nas normas e regulamentos nacionais, predomina a recomendação dos métodos convencionais, pois, de fato, os adaptativos não conseguem trazer maior rigor do que os convencionais);
- estabelece o alcance por Pushover da resposta estrutural (deslocamento de um ponto de referência) em modo de vibração elástico, à resposta não linear de um sistema de 1GDL a um espectro de resposta inelástico, de igual amortecimento, obtido a partir da redução do espectro elástico de cálculo.
- considera a análise multimodal não linear com acoplamento por CQC/SRSS como se de uma resposta linear se tratasse.

Apesar destes procedimentos não serem precisos e pecarem por aproximação, estudos realizados por vários investigadores, Chopra e Goel (2002) e Fajfar e Fischinger (1988), indicam que este tipo de análise leva a resultados aceitáveis.

É importante referir que ao contrário do método estático linear, este método considera apenas as massas modais dos respectivos modos de vibração linear, pelo que, mesmo considerando a participação de alguns modos superiores de vibração, resulta sempre que a massa modal na análise estática não linear é inferior à massa modal total do sistema estrutural, com a consequência de se menosprezar o efeito sísmico na restante massa, o que poderá conduzir a esforços de cálculo inferiores aos reais.

Note-se que a utilização na análise de períodos e respectivos modos de vibração linear do modelo tridimensional da estrutura, obtidos por análise modal, já incorpora os efeitos de excentricidade de massa-rigidez, respectiva variabilidade e a tridimensionalidade da estrutura, pelo que, quanto maiores forem esses efeitos, mais distribuída se poderá encontrar a massa modal pelos modos de vibração superiores, ou mesmo haver uma inversão das características dos modos de vibração, com os modos inferiores apresentarem características de torção. Por essa razão, acrescido o acoplamento forte entre os modos de vibração não linear a dependência

direcional, a análise estática não linear – *Pushover* conduzirá a erros grosseiros para estruturas que não sejam regulares e simétricas.

Mesmo dentro dessa condição, há estruturas que apresentam acoplamento bastante forte entre modos de vibração não linear, afastando a resposta real das aproximações feitas com o modelo de modos lineares, pelo que se deverá delimitar este tipo de análise a esse tipo de estruturas, tais como as pontes estaiadas.

Há exceções no que concerne à condição de regularidade e simetria, apresentando a análise estática não linear - *Pushover* resultados ainda bastante aceitáveis. Nesses casos, deve-se utilizar um modelo tridimensional da estrutura (com atuação das cargas estáticas equivalentes ao sismo na direção predominante do modo, ver adiante em 3.5.3.2.1) e aferir os resultados com uma análise linear equivalente com coeficiente de comportamento reduzido.

Existem diferentes métodos de aproximar a resposta não linear da estrutura (o deslocamento que se pretende alcançar) em um espectro inelástico, sendo alguns deles os seguintes:

- Método do Espectro da Capacidade Resistente - proposto pela *Applied Technology Council* (ATC40) para a análise de estruturas de concreto, ver ANEXO F;
- Método do Coeficiente de Deslocamento - proposto pela FEMA356 (2000);
- Método N2 proposto (não obrigatório) na EN 1998-1-1 (2004).

Por fim, importa dizer, que a introdução do processo incremental de carregamento possibilita a monitorização da formação de rótulas plásticas até ao mecanismo de colapso que é uma das vantagens sobre os métodos lineares equivalentes.

Adiante, em 3.5.3.2.1, apresenta-se em pormenor a metodologia da análise *Pushover* aplicado a pontes.

3.3.2 Análise dinâmica não linear

É importante referir que na análise dinâmica não linear de integração no tempo, o amortecimento hysterético é calculado passo a passo no tempo de acordo com o comportamento dos materiais em cada instante.

Como já se mencionou na seção 3.3, o valor do amortecimento a utilizar, deve ser o viscoso-estrutural, que habitualmente se estima em 5% para estruturas de concreto armado, adicionado do viscoso-hysterético correspondente à perda de energia nos ciclos de histerese. Este tipo de amortecimento é dependente das propriedades inelásticas dos materiais em carga cíclica e por essa razão é variável no decurso do tempo. De fato, haverá instantes em que os materiais estão dentro do limite elástico, em outro inelástico, e dentro deste, com maior ou menor amplitude dos ciclos de histerese corresponde a maior ou menor dissipação de energia.

Em tudo, o restante se aplica o já referido para a análise dinâmica linear, nomeadamente quanto: aos acelerogramas; método de integração no tempo; com acoplamento modal linear ou direta sobre a equação matricial de equilíbrio; passo de integração, no entanto, os diagramas tensão-deformação dos materiais a utilizar não serão mais aqueles idealizados como elasto-perfeitamente plásticos, referidos nas normas, seja da NBR6118 (2014) ou EN1992-1 (2004), mas sim os diagramas representativos do comportamento não linear do aço e do concreto confinado, ver ANEXO D.

Isto tem como efeito que a rigidez dos elementos estruturais inelásticos em cada instante, apesar de possível linearização, dependa sempre do nível de esforço axial atuante, este por sua vez da rigidez estrutural no equilíbrio, por conseguinte, estabelece-se uma relação não linear das equações de equilíbrio só possíveis resolver por métodos numéricos de iteração, encontrando-se a solução de equilíbrio por convergência do processo. Refere-se ao método de Newton Raphson, entre outros, um desses métodos numéricos, mas que nem sempre são de fácil convergência.

O mesmo se aplicará aos efeitos geométricos de 2ª ordem que adiante se referirá. Este fato tem como consequência um enorme esforço computacional para encontrar o equilíbrio em cada instante e integrá-lo no tempo, com processos morosos, adicionados de uma incessante busca pela solução otimizada, por vezes não compatíveis com o tempo e custos orçados para desenvolvimento do projeto estrutural.

3.4 Distribuição espacial dos apoios

Outro aspecto a considerar na análise sísmica é a variabilidade dos movimentos do solo no espaço. De fato, a análise sísmica por espectro de resposta, ou mesmo uma análise no domínio do tempo (análise dinâmica), na forma acima descrita, são apenas aplicáveis quando uma mesma aceleração do solo é válida em todas as bases de ligação ao exterior.

Para contemplar a possibilidade de existência de movimentos independentes aplicados a apoios individuais, serão necessárias algumas alterações à metodologia aqui apresentada, mas que, no entanto, colocou-se fora do âmbito deste trabalho.

O ponto 3.3 ou o ANEXO E da EN1998-2 (2005) dispõem de métodos para consideração de movimentos sísmicos dos apoios.

3.5 Análise sísmica de pontes

Vai-se expor neste subcapítulo as principais prescrições técnicas da EN 1998: 2 (2005) + AC2010 + A1(2009) + A2(2011), referentes à análise sísmica de pontes.

Em detalhes, devem ser tomadas as seguintes considerações para análises sísmicas de pontes:

- o modelo da ponte e a escolha dos graus de liberdade dinâmicos devem representar a distribuição de massa e rigidez, de forma que todos os modos de deformação e forças inerciais significativas sejam mobilizados sob a excitação sísmica do cálculo;
- os valores a utilizar para os coeficientes de importância γ_f para determinar a aceleração de cálculo do solo a_g são de 0,85, 1,0 e 1,3, para pontes de classe de importância I, II e III, respectivamente;
- devem ser considerados os valores médios das massas permanentes e os valores das massas quase permanentes correspondentes às ações

variáveis, pode-se tomar $\psi_2 = 0$ em pontes de tráfego normal e $\psi_2 = 0,20$ em pontes de tráfego intenso;

- não é considerado na combinação sísmica de cálculo, conforme especificado em 5.5. da norma, as ações devidas a deformações impostas, tais como: temperatura; retração; fluência; assentamento de apoios, entre outros;
- as ações de vento e neve também não necessitam de se combinar com a ação sísmica;
- as massas distribuídas podem ser concentradas em nós, de acordo com os graus de liberdade escolhidos, mas levando em conta as propriedades da matriz de massas consistente;
- O amortecimento modal para estruturas de concreto armado e protendido deverá ser de 5%.

As análises sísmicas de pontes dividem-se em dois grandes grupos, sendo eles:

- Análises Lineares Equivalentes - estas são realizadas a partir de uma análise linear, sejam estáticas, modais ou dinâmicas, sendo o comportamento fisicamente não linear introduzido através do coeficiente de comportamento, seja no espectro da norma definido em 3.2.2.5. da EN1998-1 (2005) ou através da redução dos esforços de cálculo. Estas são aplicáveis a estruturas dúcteis regulares e não dúcteis.
- Análises Não Lineares - é contabilizado diretamente na análise dos esforços o comportamento da não linearidade física dos materiais, e por isso, somente aplicáveis a estruturas dúcteis.

Em qualquer dos tipos de análise a componente vertical da ação sísmica pode ser ignorado. No entanto, nas zonas de alta sismicidade, o efeito da componente vertical precisa ser levado em consideração se os pilares estiverem sujeitos a elevados esforços de flexão devido às ações verticais permanentes do tabuleiro, ou quando a ponte estiver localizada a menos de 5 km de uma falha sismotectônica ativa.

3.5.1 Classificação de pontes por ductilidade

A EN1998-2 (2005) define o comportamento das pontes sob ação sísmica em dois tipos, as Dúcteis ou de Ductilidade Limitada/Essencialmente Elástica. O comportamento dependerá das condições impostas no projeto, tais como:

- sistema de isolamento sísmico;
- pormenorização das armaduras;
- confinamento do concreto.

Em áreas de sismicidade moderada a alta, normalmente é preferível, tanto por razões econômicas quanto de segurança, projetar a ponte para um comportamento dúctil, isto é, fornecer-lhe meios confiáveis para dissipar uma quantidade significativa de energia em caso de grandes sismos. Isso é possível através da contribuição de rótulas plásticas como, em alternativa, à colocação de aparelhos de dissipação de energia com localização exata e previamente estudada.

O comportamento de uma ponte (dúctil ou de ductilidade limitada) é caracterizado pela relação carga-deslocamento do ponto de referência da estrutura, aquele mencionado anteriormente na abordagem ao coeficiente de comportamento, conforme se mostra na Figura 22.

As pontes dúcteis são aquelas que apresentam um coeficiente de comportamento $q \geq 1,5$. Se $q = 1$, o comportamento será essencialmente elástico. Para valores intermédios de q o comportamento será de ductilidade limitada.

É de primordial importância referir que a utilização de aparelhos de apoio elastômeros simples de baixo amortecimento geralmente não levam a um comportamento dúctil dessas seções (do aparelho de apoio), pois apresentam um comportamento essencialmente linear e acabam por apenas traduzir uma descontinuidade de menor rigidez estrutural.

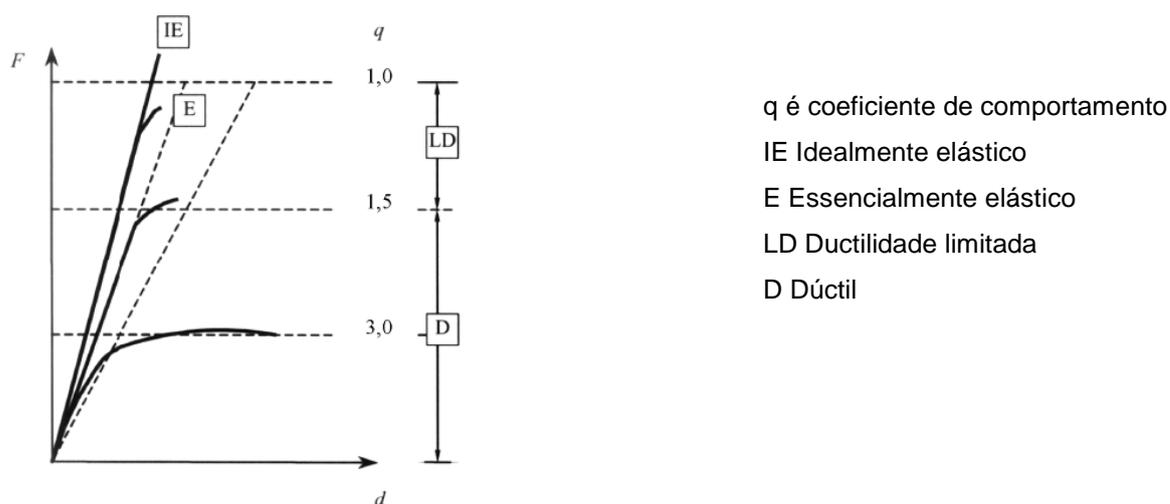


Figura22– Comportamento Sísmico de pontes. EN1998-2 (2005)

A ductilidade de uma estrutura é definida pela Equação (81), a partir de um sistema equivalente de 1GDL com comportamento elasto-perfeitamente plástico, como mostrado na Figura 23, sendo o quociente entre os deslocamentos, do ponto de referência, correspondentes ao estado limite final (d_u) e ao limite elástico (d_y).

$$\mu_d = d_u/d_y \quad (81)$$

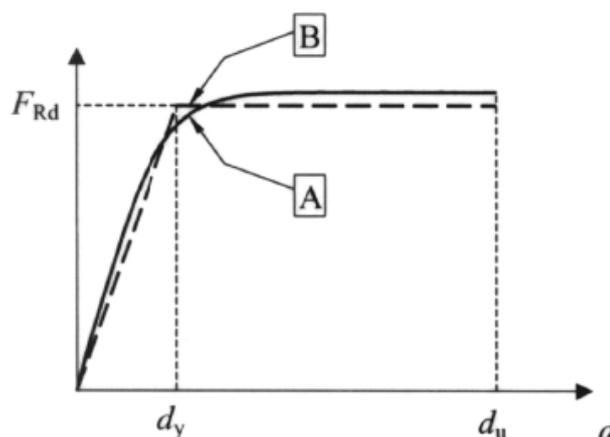


Figura 23 – Diagrama força-deslocamento do ponto de referência para uma carga monotônica
 EN1998-2 (2005)

O valor de d_Y é definido pela intercepção entre o patamar plástico do sistema equivalente de 1 GDL, sendo F_{Rd} a FCB da estrutura equivalente (1 GDL) no colapso, e a linha de continuidade do troço linear do sistema equivalente. Este último deverá interceptar o diagrama real no ponto onde a primeira plastificação da armadura longitudinal na estrutura é excedida. O valor da FCB equivalente é definida de modo tal que o diagrama faça em relação ao diagrama real da estrutura áreas iguais acima e abaixo a partir do ponto onde a primeira plastificação da armadura longitudinal é excedida, isto é, que o sistema de 1 GDL desenvolva igual energia de deformação plástica que o sistema real.

O deslocamento correspondente ao estado limite final, \underline{d}_u , é definido no ponto 2.3.5.2.(3) da EN1998-2 (2005), como aquele em que se verifica as seguintes condições:

- a estrutura já atingiu a resistência máxima, sendo ainda deformada até ao colapso d_c mantendo a carga atuante ($d_c > d_u$);
- a estrutura, atingido \underline{d}_u , ainda deverá ser capaz de suportar pelo menos cinco ciclos completos de deformação até d_u , ou seja, de histerese, nas seguintes condições:
 1. sem iniciar a ruptura das armaduras de confinamento nas seções de concreto armado;
 2. sem produzir uma diminuição superior a 20% na resistência final dos elementos de concreto armado, ver Figura 24.

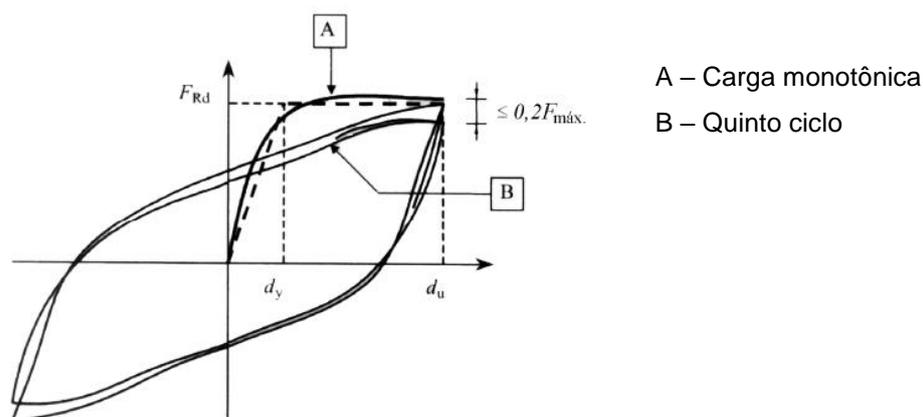


Figura 24 - Ciclos de força-deslocamento nas seções dos elementos (concreto armado)

EN1998-2 (2005)

3.5.2 Rótula plástica - avaliação de ductilidade

As seções dos elementos onde ocorrem deformações plásticas designam-se de rótulas plásticas, já nas zonas onde ocorrem deformações inelásticas, mas ainda não plásticas, designam-se de zonas críticas (ainda não alcançaram a tensão cedente).

A avaliação da capacidade de deformação plástica de um elemento estrutural de concreto, designada de ductilidade, pode ser definida em termos das três formas seguintes:

- ductilidade de deslocamento - neste caso, aplica-se o mesmo conceito que na ductilidade da estrutura, sendo visto o elemento como estrutura e o ponto de referência uma das extremidades desse elemento;
- ductilidade da curvatura última das seções, avaliada pela Equação (82)

$$\mu_{\Phi} = \Phi_u / \Phi_Y \quad (82)$$

sendo,

Φ_u a curvatura da seção do elemento correspondente ao limite das deformações plásticas

Φ_Y a curvatura da seção do elemento correspondente ao final das deformações lineares

- ductilidade da rotação para a curvatura última do elemento é avaliada pela Equação (83)

$$\mu_{\theta} = \theta_u / \theta_Y \quad (83)$$

sendo,

θ_u a rotação do elemento correspondente ao limite das deformações plásticas

θ_Y a rotação do elemento correspondente ao limite das deformações lineares

Procedendo à seguinte alteração algébrica com a Equação (84), obtém-se a Equação (85)

$$\mu_{\theta} = 1 + (\theta_u - \theta_Y) / \theta_Y \quad (84)$$

$$\mu_{\theta} = 1 + \Delta\theta_u / \theta_Y \quad (85)$$

em que,

$\Delta\theta_u$ é a capacidade de rotação plástica última do elemento que pode ser avaliada:

1. com base em testes laboratoriais que satisfaçam as condições do ponto 2.3.5.2.(3) da norma, já mencionado em 3.5.1. Neste caso é possível obter diretamente por ensaios o valor de $\Delta\theta_u$, existindo publicações técnicas onde se apresentam tabelas que sumarizam os resultados obtidos por inúmeros ensaios realizados, nomeadamente as do ASCE 41-13 (2014).
2. a partir do estudo de curvaturas últimas, dividindo o valor provável da capacidade de rotação plástica $\Delta\theta_{pu}$ pelo coeficiente parcial de segurança $\gamma_{Rp} = 1,4$, para levar em conta a variabilidade dimensional e de comportamento real dos materiais na estrutura.

O valor provável da capacidade de rotação plástica $\Delta\theta_{pu}$ segundo a EN1998-2 (2005) é calculada a partir da estimativa de θ , para a curvatura final Φ_u da seção plástica do elemento e do comprimento de plastificação pelas Equações (86) ou (87). De fato, a amplitude da rotação θ correspondente a um comprimento L (definido pela distância entre a seção da rótula plástica e a de momento nulo), é dado pelo ângulo do deslocamento relativo entre as seções, conforme mostrado na Figura 21. Assim, o valor provável da capacidade de rotação plástica de uma rótula pode ser expresso por

$$\Delta\theta_{pu} = \theta_u - \theta_Y = (\Phi_u - \Phi_Y) \cdot L_p \cdot (2L - L_p) / (2L) \quad (86)$$

$$\Delta\theta_{pu} = \Delta\Phi_p \cdot L_p \cdot (2L - L_p) / (2L) \quad (87)$$

em que, Φ_u e Φ_Y estão referenciadas nas Figuras 25 e 26 e são determinados por meio de uma análise momento-curvatura $M-\Phi$ idealizado da seção sob carga axial, que no caso sísmico corresponde à combinação de projeto sísmico (CP + E +

$\Psi_{2.SC}$) com um diagrama bilinear elástico-perfeitamente plástico, que faz áreas iguais acima e abaixo em relação ao diagrama $M-\Phi$ “real” a partir do ponto onde a primeira plastificação da armadura longitudinal é excedida ($M_y; \Phi_y$), isto é, com igual energia de deformação plástica, conforme mostrado nas Figuras 26 e 27.

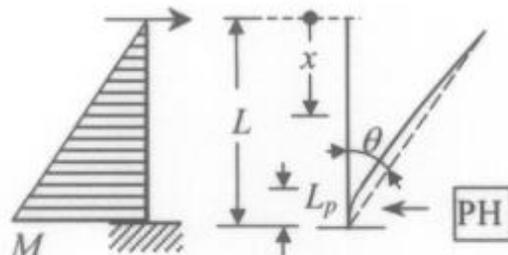


Figura 25 – Amplitude de rotação $\theta = 1/L \cdot \int_{0-L} \Phi \cdot x \, dx$ (EN1998-2, 2005)

É a mesma idealização da adotada pelo Caltrans (2019).

Notar que para construção do diagrama idealizado $M-\Phi$ da seção é necessário conhecer:

- o diagrama $M-\Phi$ “real” da seção em carregamento monotônico sob carga axial, que no caso sísmico corresponde à combinação de projeto sísmico (CP + E + $\Psi_{2.SC}$), que pouco mais adiante se refere;
- Φ_y que é a curvatura da seção quando ocorre a primeira plastificação da armadura de tração ($M_y; \phi_y$) sob carga axial correspondente à combinação de projeto sísmico (CP + E + $\Psi_{2.SC}$);
- Φ_u que é a curvatura última da seção plástica do elemento sob carga axial correspondente à combinação de projeto sísmico (CP + E + $\Psi_{2.SC}$), que pode ser expressa pela Equação (88)

$$\Phi_u = (\epsilon_c - \epsilon_s) / d \quad (88)$$

sendo,

ϵ_c é a deformação do concreto (deformação por compressão, negativa) que toma um dos seguintes valores últimos:

1. ϵ_{cu1} para a deformação à compressão do concreto não confinado, Tabela 3.1 da EN1992-1-1 (2005), para rótulas frágeis
2. ϵ_{cuc} para a deformação à compressão do concreto confinado, ANEXO D expressão d(1), para rótulas dúcteis, neste caso apenas a seção do núcleo confinado de concreto deve ser considerada

ϵ_s é a deformação do aço das armaduras que pode alcançar o valor último ϵ_{su} para a deformação à tração das armaduras .

d a altura útil da seção de concreto

onde ϵ_c ou ϵ_s , ou ambas, alcancem os valores ultimos anteriores.

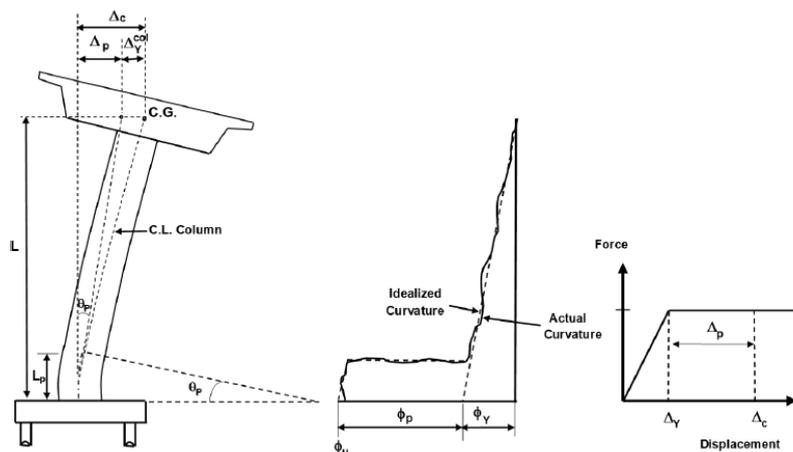


Figura 26a – Definição dos valores Φ_U e Φ_Y - pilar engastado-livre (Caltrans, 2019)

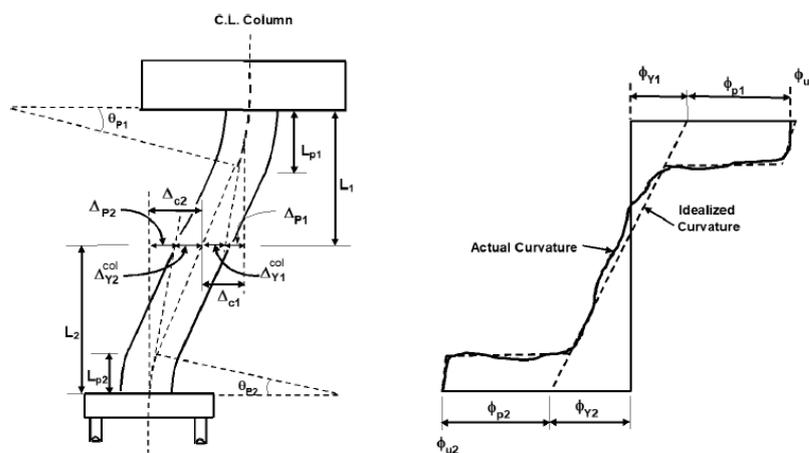


Figura 26b - Definição dos valores Φ_U e Φ_Y - pilar bi engastado (Caltrans, 2019)

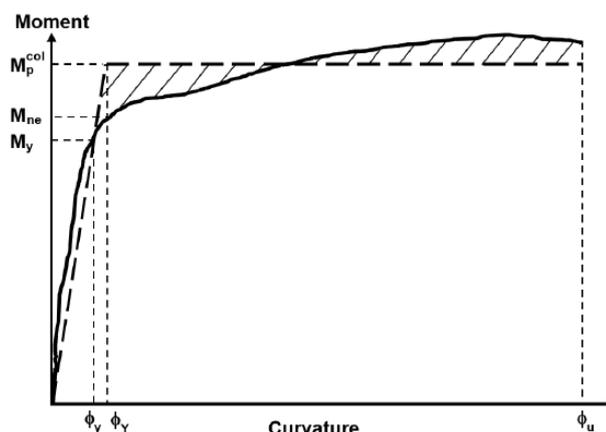


Figura 27 – Diagrama M – Φ idealizado, conforme EN1998-2 (2005) e Caltrans (2019)

É também possível idealizar por um diagrama bi linear substituindo o patamar plástico por um trecho oblíquo que une M_{ne} a M_p , sendo M_{ne} o momento na seção quando $\epsilon_c = 0,3\%$, ver Figura 27. Contudo, a EN1998 (2005) e o Caltrans (2019) propõem o patamar horizontal.

Do diagrama M- Φ idealizado da seção pode-se obter:

- Φ_Y que é curvatura da seção correspondente ao final das deformações lineares idealizadas ou curvatura limite elástico teórico da seção sob carga axial correspondente à combinação de projeto sísmico (CP + E + $\Psi_2.SC$);
- M_p que é o momento plástico teórico da seção sob carga axial correspondente à combinação de projeto sísmico (CP + E + $\Psi_2.SC$).

Note-se que nesta idealização do diagrama M- Φ não é necessário considerar a perda de resistência da seção do elemento por ação dos ciclos de histerese referidos em 3.5.1., pois o modelo tensão-deformação de Mander, adotado pela EN1998-2 (2004) e Caltrans (2019), se baseia que a extensão e tensão última do concreto confinado se verifica com a primeira ruptura do aço de confinamento, situação que ocorre sempre com uma perda inferior a 20% da resistência do elemento.

A obtenção dos diagramas M- Φ “real” da seção pode-se fazer através de:

- modelo real, por ensaios;
- por integração - estabelecendo o equilíbrio das tensões com os esforços atuantes, por integração no contínuo, considerado o comportamento do material de forma individualizada (que compõe o elemento infinitesimal a integrar) através dos diagramas tensão-deformação dos materiais. Este processo só admite o recurso a carregamento monotônico, visto que a consideração de cargas cíclicas torna o processo complexo e moroso;
- modelo aproximado por fibras - discretizando-se a seção da rótula plástica em pequenas fibras, ver Figura 28, em que cada uma terá tensão uniforme, e estabelecendo o equilíbrio de tensões com os esforços atuantes, considerado o comportamento do material de forma individualizada (que compõe a fibra) através dos diagramas tensão-deformação. Este método admite carregamentos monotônicos ou cíclicos sem dificuldade.
- Através do MEF (Método dos Elementos Finitos).

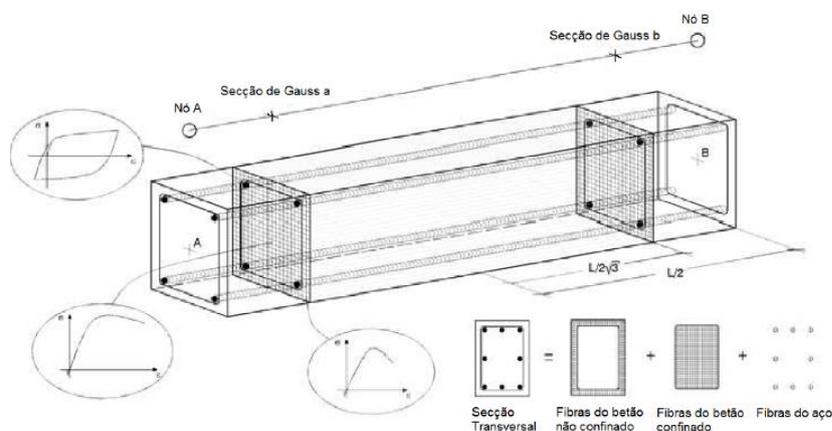


Figura 28 – Discretização no modelo de fibras de uma secção transversal. Ermida (2016)

Em todos os métodos assinalados, as seguintes hipóteses de cálculo são admitidas:

- a seção transversal permanece plana após deformar-se (Hipótese de Bernoulli);

- na compressão e na tração antes da fissuração há aderência rígida (sem deslizamento) entre a armadura e o concreto circundante. O mesmo já não se pode afirmar na tração após a fissuração, pois há deslizamento entre os dois materiais. No entanto, pode-se afirmar que ainda há igualdade de alongamentos médios do aço e do concreto, se para este último for adicionado ao seu efetivo alongamento médio a parcela da abertura da fissuras dividida pelo espaçamento médio entre fissuras;
- sem considerar a fluência e retração do concreto;
- após a fissuração despreza-se, na seção transversal fissurada, a resistência à tração do concreto.

Pode-se proceder de igual forma para vários valores de esforço axial, traçando-se as curvas “reais” da relação momento-curvatura/;esforço axial.

Os modelos de fibra desde que devidamente discretizados oferecem valores muito similares aos obtidos por integração e exigem menor esforço computacional. São também mais versáteis quando se trata de fornecer informação em carga cíclica. De fato, uma vez ser o diagrama $M-\Phi$ “real” da seção obtido por deformação imposta, resulta ser possível, de forma bastante simples e eficiente, introduzir os diagramas de histerese da carga cíclica tensão-deformação e extrair-se os diagramas de histerese $M-\Phi$ da seção, como também, permitirão fornecer de forma direta o comportamento dessas fibras no decurso da carga cíclica.

O diagrama $M-\Phi$ permite obter o diagrama $M-\theta$ pela Equação da Figura 21.

Posto isto, pode-se obter o valor provável da amplitude de rotação plástica última com a Equação (89)

$$\Delta\theta_{pu} = [(\epsilon_c - \epsilon_s)/d - \Phi_Y].L_p.(2L - L_p)/(2L) \quad (89)$$

e por consequência, o coeficiente de ductilidade às rotações definido pela Equação (85) toma o valor da Equação (90)

$$\mu_\theta = 1 + [((\epsilon_c - \epsilon_s)/d - \Phi_Y).L_p.(2L - L_p)/(2L.\theta_Y)] \quad (90)$$

podendo tomar θ_Y o valor da Equação (91)

$$\theta_Y = \Phi_Y \cdot L / 3 \quad (91)$$

para um diagrama de momentos flexores lineares, que é o predominante em pilares.

As Equações (89) e (90) são válidas para um índice de corte $\alpha = L/d > 3,0$.

Nos casos em que o índice de corte seja $1,0 \leq \alpha \leq 3,0$ dever-se-á levar em consideração as seguintes alterações às Equações anteriores

$$\Delta\theta_{pu} = \lambda \cdot [(\varepsilon_c - \varepsilon_s) / d - \Phi_Y] \cdot L_p \cdot (2L - L_p) / (2L) \quad (92)$$

e

$$\mu_\theta = 1 + \lambda \cdot [(\varepsilon_c - \varepsilon_s) / d - \Phi_Y] \cdot L_p \cdot (2L - L_p) / (2L \cdot \theta_Y) \quad (93)$$

com

$$\lambda = (\alpha / 3)^{0,5} \quad (94)$$

Já o valor do comprimento da rótula plástica L_p , no caso de rótulas plásticas formadas nas junções do topo ou base de um pilar com o tabuleiro, ou com a fundação (sapata ou bloco), que são a generalidade dos casos, e dotadas de uma armadura longitudinal com tensão característica de cedência f_{yk} (em KPa) e diâmetro de reforço ϕ_{bL} (em mm), pode ser assumido pelas Equações (95) e (96)

$$L_p = 0,10L + 0,015 \cdot f_{yk} \cdot \phi_{bl} \quad (95)$$

$$L_p \geq L_{p,min} = 0,030 \cdot f_{yk} \cdot \phi_{bL} \quad (96)$$

O segundo termo da Equação (95) visa traduzir o efeito do escorregamento da armadura em relação ao concreto no comprimento da região da rótula plástica, NHI (2014).

A Equação (96) é condição adicional à EN1998-2 (2005) imposta no Caltrans (2019) e trata do comprimento mínimo de rótula plástica a considerar.

Deve-se levar com extrema atenção a limitação do esforço axial reduzido de 0,60 para a localização das rótulas plásticas, pois só deste modo se garante a ductilidade mínima necessária para a seção.

A norma não contém regras sobre o fornecimento de ductilidade a elementos pós tensionados, conseqüentemente, a formação de rótulas plásticas nesses elementos deve ser evitada.

É importante referir que, como adiante veremos em 3.5.3.2., em análises não lineares se deve verificar se as rotações verificadas na estrutura satisfazem a capacidade de rotação plástica das rótulas, ou mesmo, parcialmente essa capacidade, quando levado em conta a limitação de danos na rotação na ação sísmica.

3.5.3 Pontes dúcteis

Como já se mencionou, nas pontes calculadas para comportamento dúctil, devem-se utilizar análises lineares equivalentes, se regulares, podendo ser estáticas, modais ou dinâmicas, ou em alternativa, análises não lineares, estáticas, se regulares, ou dinâmicas.

3.5.3.1 Análises lineares equivalentes

Em análises lineares equivalentes, a rigidez à flexão e torção dos elementos poderá ser estimada por um dos seguintes modos:

- Flexão de pilares em concreto armado – em elementos não dúcteis se considera a rigidez da seção bruta do elemento; em elementos dúcteis se considera no elemento uma rigidez reduzida, estimada por um dos seguintes processos:
 1. rigidez efetiva nas rotulas plásticas, avaliada pela secante do diagrama $M-\Phi$ idealizado da seção no limite elástico teórico que é de $K_Y = M_Y / \Phi_Y$, ver Figura 21. Fora das rótulas plásticas considera-se a rigidez de seção bruta;
 2. rigidez efetiva do elemento avaliada pela Equação (97)

$$EI_{\text{eff}} = E(0,08I^I + I^{II}) \quad (97)$$

sendo,

I' o momento de inércia da seção bruta;

II' o momento de inércia em seção fissurada para $M = M_Y$, ver Figura 23.

Em ambos os casos, a sua determinação exige o conhecimento prévio das armaduras da seção.

De fato, após estimativa inicial da rigidez efetiva, para determinada armadura proposta, procede-se ao cálculo estrutural e, em seguida, à verificação das suas armaduras, podendo a vir ser necessário retificá-las. Este processo implica um procedimento iterativo completo de cálculo estrutural.

- Flexão de tabuleiros, incluindo suas longarinas e transversinas, de concreto armado ou concreto protendido: a rigidez das seções deverá ser a da seção bruta de concreto.
- Torção, independentemente da sua ductilidade, deverá ser para:
 1. perfis abertos ou lajes: 10% da seção bruta de concreto;
 2. caixões em concreto protendido: 50% da seção bruta de concreto;
 3. caixões em concreto armado: 30% da seção bruta de concreto.

Deve-se verificar se as seções nas quais se prevê a formação de rótulas plásticas (zonas críticas), possuem resistência à flexão adequada para suportar os esforços obtidos da respectiva análise sísmica de cálculo. Nestes casos, a resistência última das seções à flexão é avaliada segundo 5.5 da EN1998-2 (2005) e 3.1.6., 3.1.7 e 3.1.9. da EN1992-1-1 (2004), levando em conta a resistência do concreto, aço e das condições de confinamento das seções.

Na verificação de resistência das seções das rótulas plásticas não é considerado o valor da sobre resistência de dimensionamento de capacidade, que mais adiante se descreve.

É ainda necessário verificar se a resistência ao esforço cisalhante das rótulas plásticas, bem como, a resistência à flexão e corte das seções fora do comprimento das rótulas plásticas é adequada para suportar os esforços obtidos com o dimensionamento de capacidade.

De fato, as pontes com comportamento dúctil devem ser dimensionadas de forma a garantir o estabelecimento de uma adequada hierarquia de resistências nos vários elementos estruturais de apoio, garantindo que se forme, até ao colapso da estrutura, um mecanismo de rótulas plásticas evitando que modos de falha frágeis

possam surgir. Assim, quando se recorrer a análises lineares equivalentes, as seções dos elementos fora da localização das rótulas plásticas devem ser dimensionadas com esforços majorados, usando o dimensionamento de capacidade, garantindo que todos os elementos permaneçam elásticos, à exceção nos comprimentos estimados das rótulas plásticas localizadas nesses elementos.

Essa majoração é obtida considerando um mecanismo de rótulas plásticas para o carregamento variável da combinação sísmica de cálculo que nas condições de equilíbrio estático-cinemático a estrutura apresente uma resistência à flexão superior ao momento resistente de cálculo na proporção de um coeficiente de sobre resistência γ_o . A EN1998-2 (2005) recomenda para elementos em concreto armado o valor de $\gamma_o = 1,35$.

Nos casos em que as rótulas plásticas se formem em seções confinadas de acordo com 6.2.1. da EN1998-2 (2005), e com valor de esforço axial reduzido superior a 0,10, o coeficiente de sobre resistência deve ser majorado com k determinado pela Equação (98)

$$k = 1 + 2(\eta - 0,10)^2 \quad (98)$$

sendo

η o esforço axial reduzido.

O valor dessa majoração não deverá ser superior a 2, nem o esforço axial reduzido superior a 0,60.

Os diagramas de momentos fletores resistentes para o dimensionamento por capacidade são estabelecidos com a sobreposição entre o diagrama elástico, das cargas permanentes, com o diagrama obtido por uma análise rígido-plástica da parte do carregamento variável da combinação sísmica de cálculo.

O momento plástico de cálculo, M_p , das seções das rótulas plásticas do mecanismo rígido-plástico, toma o valor da diferença entre o momento elástico, para as cargas permanentes da combinação sísmica de cálculo, e o momento de sobre resistência da rótula plástica M_{pSR} , segundo a Equação (99)

$$M_p = M_{pSR} - M_G \quad (99)$$

com

$$M_{pSR} = k \cdot \gamma_o \cdot M_{Rd} \quad (100)$$

onde,

M_{Rd} , é o momento flexor último da seção da rótula plástica determinado para o esforço axial sísmico concomitante e para as armaduras realmente colocadas na seção em resultado do detalhamento.

Note-se que no caso dos momentos fletores de cálculo da parte permanente da combinação sísmica de cálculo forem bastante inferiores aos momentos de sobre resistência da seção, o que é corrente, pode-se simplificarmente, e do lado da segurança, aplicar a Equação (101) aos elementos de suporte e considerar que o esforço cisalhante no dimensionamento por capacidade do pilar “i” da estrutura toma o valor

$$V_{Ci} = M_{SRPi} \cdot V_{Ei} / M_{Ei} \quad (101)$$

sendo,

M_{Ei} o momento flexor de análise linear equivalente no apoio i

V_{Ei} o esforço transversal da análise linear equivalente no apoio i

e os momentos flexores de capacidade, a aplicar fora da zona das rótulas plásticas, serão:

- nos elementos de suporte: por equilíbrio, ver Figura 29.
- no tabuleiro e vigas, determinados por

$$M_C = (\sum V_{Ci} / \sum V_{Ei}) \cdot M_E \quad (101)$$

É importante referir que o tabuleiro e suas vigas devem apresentar-se sempre, em toda a sua extensão em regime elástico e, por isso, dimensionados com os esforços de capacidade.

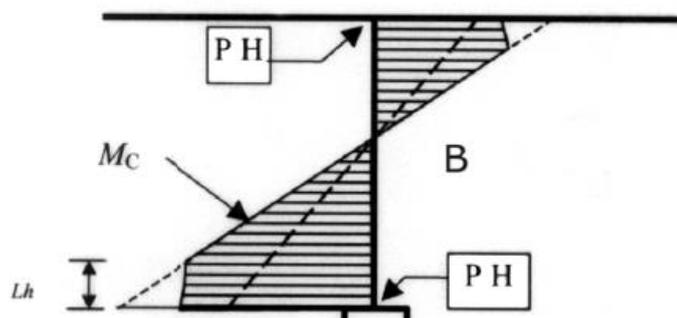


Figura 29 - Momentos de flexão de dimensionamento de capacidade, M_c , dentro do comprimento dos elementos que contêm rótulas plásticas. EN1998-2 (2005).

Observe-se que o diagrama de M_c mostrado nesta figura corresponde a um elemento com seção transversal variável (que aumenta em direção à base). Em seção transversal constante com armaduras uniformes, M_c é constante no comprimento da rótula plástica.

Para cálculo das armaduras ao esforço cisalhante deve-se considerar as seguintes condições adicionais na região das rótulas plásticas em relação ao EN1992-1-1 (2004):

- o ângulo θ entre a biela de compressão e a armadura principal de tração deve supor-se igual a 45°
- as dimensões b_w e d devem tomar-se em relação ao eixo do contorno perimetral do núcleo de concreto armado;
- os valores de resistência do esforço transversal V_{Rdc} , V_{Rds} e V_{Rdmax} devem dividir-se por um coeficiente parcial de segurança a falha frágil γ_{Bd} que toma o valor de 1,25.

Na restante estrutura, deve-se levar em conta os valores do esforço cisalhante por capacidade e o mencionado ponto anterior, referente aos valores de resistência do esforço cisalhante V_{Rdc}/γ_{Bd} , V_{Rds}/γ_{Bd} e V_{rdmax}/γ_{Bd} .

Fica dispensada a verificação em pilares dos efeitos fisicamente não lineares, visto estes estarem considerados na noção de rigidez efetiva.

Devem ser considerados os efeitos geometricamente não lineares.

Independentemente do tipo de análise realizada, linear equivalente ou não linear, em pontes dúcteis deve-se verificar:

- se os nós contíguos dos elementos contendo rótulas plásticas satisfazem as condições 5.6.3.5.1 a 5.6.3.5.4 da EN1998-2 (2005).
- os critérios de confinamento do concreto comprimido no interior de seções das rótulas plásticas, sendo os seguintes :
 1. dispensa do confinamento: quando o esforço axial reduzido for inferior a 8%, ou se maior, poderá ainda ser dispensado o confinamento de pilares se em ELU se obtiver uma ductilidade de curvatura superior a 13 para a deformação unitária máxima do concreto $\epsilon_c = \epsilon_{cu2} = 0,35\%$ (para $f_{ck} \geq 50$ Mpa, consultar o Quadro 3.1 da EN1992-1-1 (2004) ;
 2. confinamento da zona comprimida da seção que se estende em profundidade até que a deformação unitária atinja $\epsilon_c = 0,5 \cdot \epsilon_{cu2}$;
 3. confinamento ao longo do elemento: com uma armadura dimensionada e detalhada do seguinte modo:

DIMENSIONAMENTO

- a) calculo da armadura reduzida de confinamento pela Equação (102a) ou (102b)

$$\omega_{wd,c} \geq \text{maior}\{0,37 \cdot A/A_{cc} + 0,13 f_{yd} \cdot (\rho_L - 0,01) / f_{cd}; 0,12\} \quad (102a)$$

para cintas retangulares

$$\omega_{wd,c} \geq \text{maior}\{0,52 \cdot A/A_{cc} + 0,18 f_{yd} \cdot (\rho_L - 0,01) / f_{cd}; 0,18\} \quad (102b)$$

para cintas circulares

sendo

A área da seção

A_{cc} área do núcleo confinado de concreto medido pelo perimetro interno das cintas

f_{yd} tensão de cálculo do aço

ρ_L armadura longitudinal reduzida

f_{cd} tensão de cálculo do concreto

- b) calculo da armadura de confinamento pela Equação (103a) ou (103b)

$$A_{s\omega} = \omega_{wd,c} \cdot S_L \cdot b \cdot f_{cd} / f_{yd} \quad (103a)$$

para cintas retangulares

$$A_{s\omega} = \omega_{wd,c} \cdot D_{sp} \cdot S_L \cdot f_{cd} / (4 \cdot f_{yd}) \quad (103b)$$

para cintas circulares

sendo,

b a dimensão do núcleo confinado de concreto na direção considerada, medida pelo exterior do confinamento

D_{sp} o diâmetro da cinta medida pelo exterior

S_L o espaçamento longitudinal entre cintas, que deve tomar os seguintes valores:

- i. $\min \{6\phi_L ; 0,20b_{\min}\}$ para cintas retangulares
- ii. $\min \{6\phi_L ; 0,20D_{sp}\}$ para cintas circulares

com,

b_{\min} a menor dimensão do núcleo confinado medido entre eixos das cintas;

ϕ_L o menor diâmetro das armaduras longitudinais.

DETALHAMENTO

- c) o espaçamento interno entre ramos das cintas de confinamento em seções retangulares menor que $\{200\text{mm} ; 0,33b_{\min}\}$
- d) o comprimento de confinamento de rótulas plástica $L_{h,30}$ sujeitas a esforço axial reduzido inferior a 0,30 e com flexão em ξ deverá ser maior que $\{b_{\xi'} ; L_{80}\}$,

sendo,

$b_{\xi'}$ a largura do pilar na direção perpendicular ao eixo da rótula

L_{80} distância entre o ponto de momento máximo e aquele em que o momento de cálculo é igual a 80% do momento máximo

- e) o comprimento de confinamento de rótulas plástica $L_{h,30-60}$ sujeitas a esforço axial reduzido superior a 0,30, mas inferior a 0,60, e com flexão em ξ deverá ser maior que $1,5 \cdot L_{h,30}$
- f) colocar 50% da armadura de confinamento para além de cada extremidade da rótula plástica num comprimento idêntico de L_h ;

- que as armaduras longitudinais não encurvem, para esse efeito se deve:
 1. colocar cintas de travamento no exterior dos varões longitudinais afastadas no máximo de $\delta \cdot \Phi_L$ (diâmetro dos varões longitudinais) em que δ é obtido pela Equação (104)

$$\delta = 2,5 \cdot f_{tk} / f_{yk} + 2,25 \quad (104)$$

no intervalo de 5 a 6

2. que a área dessas cintas de travamento não é menor do que estabelecido pela Equação (105)

$$(A_t/s)_{\min} = \sum A_{Lt} \cdot (f_{ys} / f_{yt}) / 1,6 \text{ (cm}^2/\text{m)} \quad (105)$$

sendo,

A_{Lt} . área das armaduras longitudinais travadas pela cinta (cm²/m)

f_{ys} e f_{yt} as tensões de limite elástico da armadura longitudinal e de travamento

f_{tk} e f_{yk} as tensões de limite elástico da armadura longitudinal e de travamento

3. colocar as cintas de travamento de forma a que cada varão da armadura longitudinal seja abraçado por ramos dessas cintas formando ângulo, em torno dos varões, não superior a 135°.

A condição relativa ao ângulo referido pode ser dispensada no caso de varões que não sejam de canto e que se encontrem alternados em relação a outros que se encontrem abraçados ou a distância inferior a 150 mm. Também não é necessário respeitar a condição do ângulo referido no caso de seções circulares ou a tal assimilável.

4. afastar as cintas de travamento a uma distância máxima de 200 mm.
 - as duas armaduras anteriores, de confinamento do concreto e cintamento das armaduras longitudinais à compressão, serão adicionadas.

3.5.3.1.1 Análise estática linear equivalente

A este tipo de análise está prevista nas NBR15421 (2006), EN1998-1 (2004) e EN1998-2 (2005). A EN1998-2 (2005) estabelece como condições de aplicabilidade deste tipo de análise em pontes o seguinte:

- na direção longitudinal: em pontes aproximadamente retas com tabuleiro contínuo em que as forças sísmicas são resistidas por pilares cuja massa total é inferior a 20% da massa total do tabuleiro;
- Na direção transversal: quando a excentricidade teórica, não exceda 5% do comprimento do tabuleiro.

O valor máximo da excentricidade total é de 10% do comprimento do tabuleiro. Se ultrapassado, a análise torna-se inviável por apresentar valores irrealistas.

A EN1998-2 (2005) diz não ser necessário considerar a torção na direção longitudinal da ponte.

Fica dispensada a verificação em pilares dos efeitos fisicamente não lineares, visto estes estarem considerados na noção de rigidez efetiva.

Devem ser considerados os efeitos geometricamente não lineares.

O resultado final dos esforços é então obtido por SRSS entre as duas direções ortogonais estudadas.

Faz-se notar que existem estruturas regulares e simétricas que apresentam elevado número de modos de vibração superiores com participação significativa, encontrando-se a massa modal distribuída nos vários modos de vibração e sem haver forte concentração de massa modal em qualquer um dos modos fundamentais, o que inviabiliza este tipo de análise. De fato, como esta análise considera toda a massa estrutural no modo fundamental, resultam esforços sobrestimados nas direções de análise em relação aos obtidos por análises modais e dinâmicas, e sem denunciarem os efeitos de torção que lhes deviam estar associados.

Um exemplo desse tipo de estruturas são as pontes estaiadas. Para informação do leitor sobre este tipo de pontes remete-se para o ANEXO E.

3.5.3.2 Análises não lineares

Em análises não lineares, a rigidez à flexão dos elementos deverá ser determinada em seção bruta e regime elástico, fora do comprimento das rótulas plásticas, e de acordo com o comportamento não linear dos materiais nas rótulas plásticas, através dos diagramas de histerese $M-\Phi$ “reais” ou “idealizados” dessas seções, em carregamento cíclico, ou através dos diagramas $M-\Phi$ “idealizados”, em carregamento monotônico de envolvente aos ciclos de histerese, ver ANEXO D.

Assim, para análise dinâmica não linear se pode levar em conta o comportamento histerético da rótula plástica através dos métodos de fibras ou MEF. Na análise estática não linear se fica necessariamente pelo comportamento monotônico da rótula plástica através de qualquer um dos métodos descritos anteriormente.

Devem ser considerados os efeitos geometricamente não lineares.

Deve-se verificar:

- a capacidade de rotação das rótulas plásticas com a Equação (106):

$$\Delta\theta_{pE} \leq (\Delta\theta_u = \Delta\theta_{pu}/\gamma_{Rp}) \quad (106)$$

- se a resistência ao esforço cisalhante das seções da estrutura é adequada para suportar os esforços obtidos da análise, levando em conta aos valores de resistência do esforço transversal V_{Rdc}/γ_{Bd} , V_{Rds}/γ_{Bd} e V_{Rdmax}/γ_{Bd} ;
- as restantes condições comuns às análises lineares equivalentes no que concerne à resistência dos nós e ao confinamento;
- que não ocorre no tabuleiro, ou nas zonas fora das rótulas plásticas dos elementos, qualquer plastificação das suas seções.

3.5.3.2.1 Análise Sísmica estática não linear de pontes - Pushover

A EN1998-2 (2005), prevê a utilização de qualquer método de *Pushover* desde o convencional, multimodal, adaptativo e outros.

Propõe a EN1998-2 (2005) no seu anexo H o seguinte processo:

- realizar uma AENL - *Pushover* no 1º modo de vibração em cada direção;
- realizar nova AENL – *Pushover*, com uma distribuição uniforme de forças de inércia ao longo tabuleiro, acompanhada em simultâneo de uma distribuição triangular invertida ao longo dos pilares, de modo tal, que a aceleração de massas seja idêntica nas extremidades superiores dos pilares e no tabuleiro.

A esta distribuição imposta se designa de “modo de vibração imposto”.

De fato, Duggal (2013), explica que para além de se considerar o 1º modo de vibração é desejável considerar uma distribuição das tensões cisalhantes na estrutura, que leve em consideração a excitação de modos superiores que são ignorados na análise, acima da região que se torna plástica que é geralmente a base da estrutura.

Isso é feito implicitamente fornecendo uma variação do coeficiente de força lateral com a altura da estrutura. Em outras palavras, por uma distribuição da força sísmica local ao longo da altura dos pilares da ponte, correspondendo a uma aceleração uniformemente variável, entre valor zero na base a um máximo no topo.

A distribuição também leva em consideração o fato de que a aceleração local em regiões mais altas da estrutura é maior do que em regiões mais baixas, devido às maiores magnitudes de movimento em função da altura.

- Verificar se o deslocamento do ponto de referência da estrutura (d_r), aquele mesmo ponto referido para o estudo da ductilidade que será o CG do tabuleiro, obtido das análises anteriores nas duas direções ortogonais da ponte, longitudinal e transversal, até serem atingidas as máximas rotações plásticas em todas as suas potenciais rótulas não é inferior ao deslocamento de controle (DC) definido por pelas Equações (107) e (108)

$$DC_L = d_{EL} \quad (107)$$

$$DC_T = d_{ET} \quad (108)$$

com,

d_{EL} o deslocamento na direção longitudinal do ponto de referência, resultante de uma análise espectral multimodal linear equivalente, assumindo $q = 1,0$.

d_{ET} o deslocamento na direção transversal do ponto de referência, resultante de uma análise espectral multimodal linear equivalente, assumindo $q = 1,0$.

Se não inferior se deve redimensionar a estrutura.

Adverte-se que as análises lineares equivalentes devem ser realizadas considerando a rigidez efetiva dos elementos estruturais.

Note-se que o método de análise estática não linear de pontes preconizado pela EN1998-2 (2005), não procura alcançar o deslocamento do ponto de referência (DC) através dos métodos preconizados em 3.3.1. Frère (2012) na sua dissertação de mestrado concluiu que:

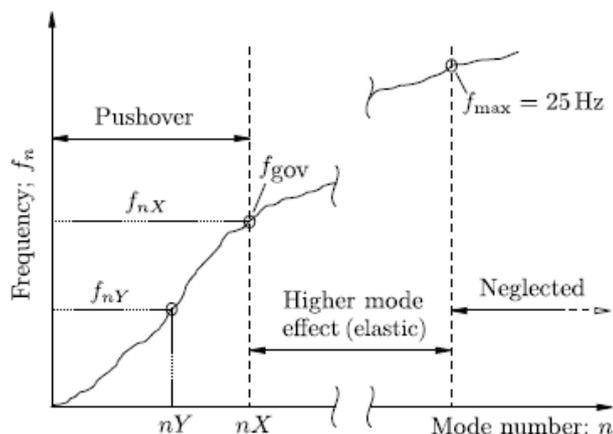
- para períodos curtos, inferiores a $T = 1,3$ s, o deslocamento obtido pelo método ATC40 é superior ao obtido pela metodologia proposta pela EN1998-2 (2005), invertendo-se para períodos superiores.
- o erro do deslocamento relativamente à análise exata (obtida por análise dinâmica não linear no domínio do tempo) tende a decrescer com o período na metodologia do ATC40. Nesta metodologia o valor do erro é positivo para períodos inferiores a $T = 2$ s, tornando-se negativo para períodos superiores. O valor do erro no ATC40 tende a decrescer de forma aproximadamente linear, de $\approx +40\%$ para $T = 0,8$ s a $\approx -30\%$ para $T = 4,5$ s.
- para o método proposto pela EN1998-2 (2005) o valor do erro é de $\approx +50\%$ para o período $T = 2$ s, com tendência crescente para períodos inferiores e inverte essa tendência para além desse período. O valor do erro torna-se ligeiramente negativo, na ordem de $\approx -5\%$, para períodos superiores a $T = 4$ s.
- A precisão para períodos superiores a $T = 4$ s é muito maior no método da EN1998-2 (2005) do que para o método do ATC40.

Segundo Chopra et al. (2004) pode-se, em alternativa às duas análises *Pushover* anteriores, recorrer ao estudo de vários modos de vibração (os participativos do comportamento inelástico, conforme adiante se menciona) associado a uma análise linear dos restantes modos.

Pelos motivos anteriormente referidos, ou em estruturas com forte acoplamento, e com participação significativa de modos superiores, como nas pontes estaiadas, é recomendável a utilização das análises referidas por Chopra et al (2004), combinando os modos de vibração de comportamento inelástico com os de comportamento elástico, através de uma análise estática não linear combinada com uma análise modal espectral, seguindo o seguinte roteiro:

- considerar em cada direção um período fundamental $T_{o\xi}$, como aquele correspondente ao modo que nessa direção imponha maior FCB (não é necessariamente aquele com maior período);
- considerar um período de “governo” o menor dos períodos fundamentais de ambas direções $T_g = T_{o\xi, \min}$;
- considerar atuar em cada direção apenas os modos cujo FPM seja preponderante (maior) nessa direção. Definida a direção preponderante do modo, ignora-se a participação desse modo na outra direção;
- obter as respostas não lineares com análises estáticas não lineares – *Pushover*, para cada um dos modos entre $[T_g ; T_{\xi, \max}]$, sendo $T_{\xi, \max}$ o maior dos períodos de vibração das duas direções. Este é considerado o intervalo dos modos inelásticos, ver Figura 26;
- combinar para cada direção com CQC/SRSS modal as respostas obtidas das análises estáticas não lineares – *Pushover NL* do ponto anterior;
- combinar as respostas com SRSS direcional;
- obter as respostas lineares por análise sísmica modal espectral considerando apenas os períodos entre $[0,04s ; T_{og}]$. Este é considerado o intervalo dos modos elásticos, ver Figura 30, onde os modos superiores ($f > 25\text{Hz}$) podem ser ignorados;
- combinar a solução não linear com a solução elástica através do SRSS para obter a resposta global da estrutura.

Já nas estruturas regulares e simétricas em que não haja a participação significativa dos modos superiores, justifica-se plenamente a utilização de apenas o 1º modo vibração e o modo fictício em cada direção em modelo plano.



(neste caso $nX > nY$ mas pode ser revertido). Chopra et al. (2004)

Figura 30 - Esquema de seleção de modo nos procedimentos de análise para MPA

Devem ser considerados os efeitos geometricamente não lineares.

Apresenta-se, no ANEXO F desta dissertação, o método do espectro da capacidade resistente, proposto pela Applied Technology Council (ATC40), para estruturas de concreto, que permite obter o deslocamento do ponto de controle.

3.5.3.2.2 Análise sísmica dinâmica não linear de integração no tempo de pontes

Na análise dinâmica não linear de integração no tempo os esforços são calculados passo a passo no tempo de acordo com o comportamento de histerese dos materiais em cada instante, através de um modelo de rótulas plásticas.

Como os modelos “idealizados” de histerese (por exemplo de Takeda para seções de concreto armado) já traduzem o amortecimento histerético que lhes está

inerente, o valor do amortecimento a utilizar pode ser o viscoso-estrutural, que habitualmente se estima em 5% para estruturas de concreto armado.

Refere a EN1998-2 (2005) que para se otimizar o comportamento não linear de uma estrutura se deve intervir no dimensionamento a modo a que as rótulas plásticas previstas se desenvolvam quase simultaneamente e em maior número possível.

Devem ser considerados os efeitos geometricamente não lineares.

3.5.4 Classificação de pontes dúcteis por regularidade

Deve-se considerar que uma ponte possui um comportamento sísmico regular na direção horizontal analisada, quando a Equação (109) for satisfeita

$$\rho = r_{\max}/r_{\min} \leq \rho_0 \quad (109)$$

com

$$r_i = |M_{Edi}/M_{Rdi}| \quad (110)$$

sendo,

ρ_0 o limite para que a plastificação sequencial dos elementos dúcteis não conduza a exigências inaceitáveis de ductilidade dos elementos, recomendado utilizar-se $\rho_0 = 2$; q o coeficiente de comportamento;

r_{\min} o mínimo valor de r_i ;

r_{\max} máximo valor do coeficiente de redução de força local r_i associado ao elemento i

M_{Edi} o valor máximo do momento de flexão de cálculo elástico no local da rótula plástica, prevista no elemento dúctil i , obtido da combinação sísmica de cálculo.

M_{Rdi} o momento resistente último da mesma seção, consideradas as suas armaduras, sob a ação do esforço axial resultante de ações não sísmicas da combinação sísmica de cálculo.

Uma ponte que não satisfizer a Equação (109) diz-se de comportamento irregular na direção horizontal considerada. Nesse caso, em pontes dúcteis, deve-se recorrer a uma das seguintes formas de análise:

- Estática não linear - Pushover;
- Linear equivalente com coeficiente de comportamento reduzido dado pela Equação (111) associada a uma análise Pushover

$$q_r = (\rho_o/\rho).q \geq 1,0 \quad (111)$$

Em caso destas duas análises não apresentarem valores semelhantes, nenhuma das duas é considerada como válida, sendo então necessário analisar a estrutura pela análise dinâmica não linear no tempo.

Nas pontes com comportamento sísmico irregular, a plastificação sequencial dos elementos dúcteis pode causar desvios substanciais dos resultados da análise linear equivalente, mesmo realizada com a hipótese de um coeficiente de comportamento reduzido, em comparação com os resultados da resposta não linear da estrutura da ponte. Os desvios são principalmente devidos às seguintes causas:

- após a formação das primeiras rótulas plásticas (geralmente nos elementos mais rígidos), a distribuição de rigidez e, portanto, de forças, pode mudar em relação àquela prevista pela análise linear equivalente de coeficiente reduzido. Isso pode levar a uma mudança substancial na configuração assumida das rótulas plásticas;
- as rótulas plásticas que normalmente aparecem primeiro são as que desenvolvem as máximas deformações em regime pós-elástico, o que pode levar a necessidade de ductilidade inaceitável.

Se a opção for de ductilidade limitada, deve-se recorrer a uma análise elástica ($q = 1,0$).

3.5.5 Pontes de ductilidade limitada/essencialmente elástica - procedimentos

Devem ser utilizadas análises lineares equivalentes com rigidez efetiva equivalente à das seções brutas de concreto, à exceção em seções sujeitas à torção de acordo com o exposto em 3.5.3.

Neste tipo de estrutura a resistência última das seções à flexão é avaliada segundo o item 5.5 da EN1998-2 (2005) e 3.1.6., 3.1.7 e 3.1.9. da EN1992-1-1 (2004), levando em conta a resistência do concreto e do aço.

Fica dispensada a verificação em pilares dos efeitos fisicamente não lineares, visto estes não estarem presentes no comportamento deste tipo de estrutura.

Devem ser considerados os efeitos geometricamente não lineares.

Os esforços cisalhantes de cálculo devem ser majorados com o coeficiente de comportamento utilizado na análise e os valores de resistência V_{Rdc} , V_{Rds} e V_{Rdmax} devem ser afetados com γ_{Bd} , tal como se procede nas estruturas dúcteis.

Não é necessária qualquer verificação adicional ao esforço cisalhante, em relação ao EN1992-1-1 (2004), nos nós da estrutura.

Também não é necessária qualquer verificação de capacidade de rotação das suas seções.

Neste tipo de pontes dever-se-á cumprir os critérios de ductilidade mínima em toda a estrutura, de acordo com o ponto 5 do capítulo 6 da norma EN1998-2 (2005). Assim, deve-se verificar:

- dispensa do confinamento: se em ELU se obtiver uma ductilidade de curvatura superior a 7 para uma deformação unitária máxima do concreto $\epsilon_c = \epsilon_{cu2} = 0,35\%$ (para $f_{ck} \geq 50$ Mpa, consultar o Quadro 3.1 da EN1992-1-1 (2004) ;
- confinamento ao longo do elemento: com uma armadura dimensionada e detalhada do seguinte modo:

DIMENSIONAMENTO

1. calculo armadura de confinamento reduzida pelas Equações (112)

$$\omega_{wd,c} \geq \text{maior}\{0,28.A/A_{cc} + 0,13f_{yd}.(\rho_L-0,01)/f_{cd}; 0,08\} \quad (112a)$$

para cintas retangulares

$$\omega_{wd,c} \geq \text{maior}\{0,39.A/A_{cc} + 0,18f_{yd}.(\rho_L-0,01)/f_{cd}; 0,12\} \quad (112b)$$

para cintas circulares

2. calculo da armadura de confinamento pelas Equações (113)

$$A_{s\omega} = \omega_{wd,c}.S_L.b.f_{cd}/f_{yd} \quad (113a)$$

para seções retangulares

$$A_{s\omega} = \omega_{wd,c}.D_{sp}.S_L.f_{cd}/(4.f_{yd}) \quad (113b)$$

para seções circulares

em tudo o resto se aplica o exposto em 3.5.3.1 no que concerne ao confinamento das seções.

3.5.6 Coeficiente de comportamento de pontes para análises lineares equivalentes

Os valores do coeficiente de comportamento a adotar nas análises lineares equivalentes, para estruturas dúcteis ou de ductilidade limitada/essencialmente elásticas, são os indicados na Tabela 9.

Tabela 9 - Valores máximos dos coeficientes de comportamento. EN1998-2 (2005)

Tipo de elementos dúcteis	Comportamento Sísmico	
	Ductilidade Limitada	Dúctil
Pilares em Concreto Armado:		
Pilares verticais trabalhando à flexão	1,5	$3,5.\lambda.(\alpha_s)$
Pilares inclinados trabalhando à flexão	1,2	$3,5.\lambda.(\alpha_s)$
Pilares em aço		
Pilares verticais trabalhando à flexão	1,5	3,5
Pilares inclinados trabalhando à flexão	1,2	2,0
Pilares com triangulações centradas	1,5	2,5
Pilares com triangulações descentradas	N/A	3,5
Carlingas ligadas rigidamente ao tabuleiro	1,5	1,5
Arcos	1,2	2,0

$\alpha_s = L_s/h$ em que L_s é a distância entre o ponto de momento nulo e a rótula plástica do pilar e h a altura da seção transversal na direção em roda a rótula plástica.

Para $\alpha_s \geq 3,0$: $\lambda.(\alpha_s) = 1,0$, se $1,0 \leq \alpha_s \leq 3,0$: $\lambda.(\alpha_s) = (\alpha_s/3)^{0,5}$

Nas estruturas dúcteis, deve-se ter especial cuidado na aplicação do coeficiente de comportamento atribuído, de modo a garantir-se a capacidade de deformação plástica das seções das rótulas plásticas e a manutenção do regime elástico fora destas.

Esta atenção ficará verificada se cumpridas as três condições seguintes, ou em alternativa, se verifique a rotação plástica para a sobrerresistência e a existência do regime elástico nas restantes seções através da aplicação dos esforços do dimensionamento por capacidade:

- pormenorização das armaduras deve seguir as regras estabelecidas em todo o capítulo 6 da norma EN1998-2 (2005);
- existência do regime elástico nas restantes seções através da aplicação dos esforços do dimensionamento por capacidade;
- comportamento sísmico seja regular e com esforço axial reduzido η_k não maior do que 0,30.

Caso η_k ultrapasse 0,30, mas não superior a 0,60, mesmo que em um só elemento dúctil, o coeficiente de comportamento deve ser reduzido para o valor da Equação (114)

$$q_r = q - (\eta_k - 0,3) \cdot (q - 1) / 0,30 \geq 1,0 \quad (114)$$

Caso η_k ultrapasse 0,60 deve-se tomar $q = 1,0$, ver Figura 31. Esta redução não é cumulativa à redução da Equação (111), pois a Equação (114) aplica-se somente a estruturas regulares.

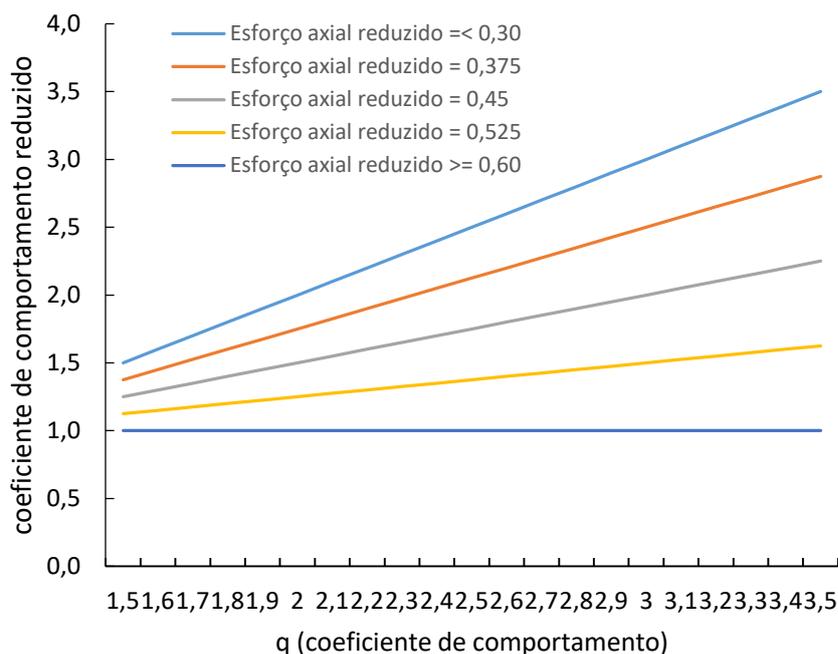


Figura 31 – Redução do coeficiente de comportamento de estruturas dúcteis com o esforço axial.

3.6 Domínios de aplicação dos métodos de análise sísmica de pontes

Os vários tipos de análise sísmicas apresentadas têm, como se viu anteriormente, determinadas condicionantes de validade pelos pressupostos considerados e níveis de aproximação. Assim, a EN1998-2 (2005) delimita para cada categoria sísmica do território os métodos de análise adequados, ou suficientemente aproximados sem comprometer a viabilidade econômica das estruturas, de acordo com a Tabela 10.

Tabela 10 - Categorias do zoneamento sísmico brasileiro segundo EN1998-1 (2004) e métodos de análise permitidos e recomendados utilizar segundo EN1998-2 (2005)

Categoria Sísmica	Métodos de análise sísmica permitidos e recomendados pela EN 1998-2 (2005)
Muito Baixa sismicidade	<p>Não é necessário requisito de ductilidade</p> <p>Não é necessária análise sísmica</p>
Baixa sismicidade	<p><u>Recomendado projetar estruturas não dúcteis:</u></p> <p>Análise por método estático linear equivalente (se simétrica e regular), modal ou dinâmica linear equivalente (nos restantes casos).</p> <p>Para pontes estaiadas utilizar $q= 1$</p> <p>Os métodos não lineares não trazem vantagem nem rigor em relação aos métodos lineares equivalentes.</p>
Média e Alta sismicidade	<p><u>Recomendado projetar estruturas dúcteis.</u></p> <p>Dimensionadas por capacidade com análise estática linear equivalente (se simétrica e regular), modal ou dinâmica linear equivalente (se regulares), ou análise estática não linear (se simétrica e regular), ou análise estática não linear associada a uma análise modal, ou dinâmica linear com coeficiente de comportamento reduzido, se compatíveis (se simétrica e não regular), ou ainda, uma análise dinâmica não linear (nos restantes casos).</p> <p><u>Para estruturas não dúcteis/essencialmente elásticas:</u></p> <p>Análise por métodos estático linear equivalente (se simétrica e regular), modal ou dinâmica linear equivalente (nos restantes casos)</p> <p>Para pontes estaiadas utilizar $q= 1$</p>

3.7 Avaliação de danos em pontes

O grande objetivo da análise e dimensionamento sísmico prende-se não só em assegurar a resistência da estrutura face à possibilidade de ocorrência de um evento sísmico, garantindo a segurança e preservação de vidas humanas, como também, no controle de danos estruturais que se entendam como permitidos. Neste sentido, asseguram-se determinados estados limites de risco para as estruturas, com crescente permissão de danos, que segundo a EN1998-3 (2005) podem ser descritos e categorizados do seguinte modo:

- “Estado Limite de proximidade de colapso” – NC ($T_R= 2475$ anos)

A estrutura está seriamente danificado, com alguma rigidez residual e resistência lateral, mas os elementos verticais ainda são capazes de suportar cargas verticais. A maioria dos elementos não estruturais entraram em colapso. Existem deslocamentos relativos permanentes significativos. A estrutura está prestes a desabar e provavelmente não suportaria outro sismo, nem mesmo moderado.

A estrutura terá de ser demolida.

- “Estado Limite de danos significativos” – SD ($T_R= 475$ anos).

A estrutura está significativamente danificada, com baixa rigidez residual e resistência lateral, os membros verticais suportam cargas verticais. Os elementos não estruturais estão danificados. Existem deslocamentos relativos permanentes moderados. A estrutura pode resistir a tremores secundários de intensidade moderada.

Reparar a estrutura pode ser ainda viável.

- “Estado Limite de limitação de danos” – DL ($T_R= 225$ anos);

A estrutura está apenas ligeiramente danificada, com elementos estruturais que não sofreram plastificação significativa e que mantêm as suas propriedades de resistência e rigidez. Os elementos não estruturais, podem apresentar fissuras generalizadas, mas o reparo é economicamente viável. Os deslocamentos relativos permanentes são insignificantes.

A estrutura não necessita de nenhuma reparação significativa.

A EN1998-2 (2005) refere que para verificação de pontes se deve levar em conta o seguinte:

“2.2.2. - Não colapso, ausência de colapso (**Estado Limite Ultimo**)

(1)P Após a ocorrência da ação sísmica de projeto, a ponte deve manter a sua integridade estrutural e resistência residual adequada, embora algumas partes da ponte possam sofrer danos consideráveis.

...

...

4) Quando a ação sísmica de projeto tiver uma probabilidade significativa de excedência durante a vida útil da ponte, o dimensionamento deve buscar uma estrutura que tolere danos. As partes da ponte suscetíveis a comportar danos devido à sua contribuição para a

dissipação de energia sob a ação sísmica de projeto devem ser dimensionados de forma que, após a sua ocorrência, a ponte possa ser utilizada para tráfego de emergência e que sejam facilmente reparáveis.

...

NOTA: O anexo nacional pode especificar as condições sob as quais o ponto (5) será aplicado, bem como o escopo das condições relevantes para as disposições dos pontos (3) e (4). Recomenda-se aplicar os pontos (3) e (4) quando o período de retorno de referência, T_{NCR} , é aproximadamente igual a 475 anos.

o que sugere que o período de retorno para verificação dos Estados Limites Últimos (resistência ou deformação) é de $T_R = 475$ anos que é o mesmo indicado para a quantificação da sismicidade do território brasileiro e suas acelerações de referência do solo.

No que diz respeito aos Estados Limites de Serviço a EN1998-2 (2005) dispõe

“ 2.2.3. - Limitação de dano (Estado Limite de Serviço)

Uma ação sísmica com probabilidade de ocorrência elevada só poderá produzir pequenos danos nos elementos secundários e naquelas partes da ponte projetadas para contribuir na dissipação de energia. Todas as demais partes deverão permanecer sem danos”

o que sugere que a análise de danos de pontes se faça dentro do Estado Limite DL com um sismo de $T_R = 225$ anos a que corresponde a uma redução da aceleração de referência do solo em 0,78 ($\gamma = [225/475]^{1/3}$).

No ponto 3.2 desta dissertação referiu-se que o cálculo da estimativa de deslocamentos e deformações na estrutura, quando utilizadas Análises Lineares Equivalentes, deverão ser realizadas com $q=1,0$ e consideradas as rigidezes efetivas respeitantes a estruturas de ductilidade limitada ou dúcteis, conforme o caso. Quando utilizadas Análises não Lineares os valores de deslocamentos e deformações encontrados na análise poderão ser utilizados para avaliação de danos sem necessidade de qualquer alteração.

Apresenta-se na Tabela 11 os valores limites de danos definidos na EN1998-3 (2005) aplicáveis a edifícios, que, no entanto, se considerou serem aplicáveis a pontes por ausência de informações mais precisas.

Tabela 11 – Limitação de danos em vigas e pilares (elementos dúcteis) à flexão segundo EN1998-3 (2005) e EN1998-2 (2005)

Limite	Avaliação de ductilidade
NC Proximidade de colapso	$\theta_{2475} \approx \Delta\theta_{pu} = \theta_u - \theta_Y$
SD danos significativos (ELU – T_R= 475 anos)	$\theta_{475} \approx 0,75 \cdot \theta_u - \theta_Y$
DL limitação de danos (ELS – T_R= 225 anos)	$\theta_{225} \approx \theta_Y$

θ_{TR} rotação da corda

θ_u rotação última da corda

$\Delta\theta_{pu}$ rotação plástica última da corda obtido pelas Equações (86) ou (87), ou ainda, pela Equação (92)

O coeficiente de 0,75 em SD em relação a NC foi extraído do anexo A, ponto A.3.2.3. da EN1998-3 (2005) que apesar de ter aplicação para edifícios se propõe aplicar em pilares de pontes.

Da leitura da Tabela 11 obtém-se que para:

- Análises Lineares Equivalentes, a verificação da estrutura ao ELU faz-se por resistência.

A verificação ao ELS é dispensável em estruturas não dúcteis, em estruturas dúcteis faz-se por deformações com limite de danos DL ($\theta_{225} \approx \theta_Y$) reduzindo a ação sísmica para 0,78 da ação sísmica de referência.

- Análises não Lineares, a verificação da estrutura ao ELU faz-se por deformações com limite de danos SD ($\theta_{475} \approx 0,75 \cdot \theta_u - \theta_Y$).

A verificação da estrutura ao ELS faz-se por deformações com limite de danos DL ($\theta_{225} \approx \theta_Y$) reduzindo a ação sísmica para 0,78 da ação de referência.

É importante referir que esta abordagem se pode estender a um dimensionamento por desempenho, isto é, estabelecido pelo “dono de obra” os limites de danos por ele entendido como admissíveis, que não obrigatoriamente

estes definidos em norma e com valores diferentes dos apresentados na Tabela 10, terá a estrutura de satisfazer concomitantemente as deformações máximas em todas as rotulas plásticas. A este processo de dimensionamento é vulgarmente chamado de “Performance based design” que conduz a um design otimizado da estrutura de tal forma que todas as rótulas atinjam as suas máximas deformações (estabelecidas em norma ou pelo dono de obra) de modo concomitante.

Porém, sucede que a metodologia proposta pela EN1998-3 (2005) se baseia em rotações das rotulas plásticas sujeitas a um esforço axial correspondente às cargas verticais da combinação sísmica de calculo ($CP + E + \Psi_2.SC$) o que tem por consequência, como afirma Wei B. et al (2019), que a análise de ductilidade é fortemente distorcida pelo valor do esforço axial que efetivamente carrega o elemento estrutural. Este fato tem levado à desconfiança de alguns críticos deste método com o incremento da pesquisa em modos alternativos de quantificação de danos em pontes.

Atualmente, pesquisadores como Nielson et al (2007) e Wei B. et al (2019) apontam estudos para a metodologia de avaliação de danos a partir de deformação dos componentes e materiais.

Avaliação pela deformação dos componentes e materiais

Como se mencionou, Nielson et al (2007) apresentou com um estudo de fragilidade sísmica de pontes rodoviária valores para deformação de alguns componentes de pontes que asseguram os limites de danos segundo a classificação acima e que se sumariza na Tabela 12.

Tabela 12 - Definição de índices de danos de diferentes componentes (Wei et al, 2020)

Componente	Estados Limites (de danos)			
	ND	DL	SD	NC
DESLOCAMENTO (mm) apoio com rolamento deslizante	200	300	600	1500
DESLOCAMENTO (mm) Apoio deslizante sem rotação	2	6	20	40
DESLOCAMENTO (mm) entre vigas	200	300	1180	2180
DEFORMAÇÃO (‰) Recobrimento em pilares, estacas e encontros	0,06	0,20	0,35	0,60
VARIAÇÃO FORÇA AXIAL (%) Cabos - protendidos e estais	80	100	200	250

Em relação à força axial em cabos, essa variação é medida entre os máximos esforços axiais na ação sísmica de cálculo (CP + E+ Ψ_2 .SC) e em serviço (CP + Ψ_2 .SC).

O conceito de “Performance based design” continua aqui a ser aplicado, agora não por obtenção concomitante das máximas rotações admissíveis das rótulas plásticas, mas por obtenção concomitante das máximas deformações dos seus componentes. Esse objetivo conduz a um design “otimizado” da estrutura.

3.8 Influência vento versus sismo em pontes

Concluíram Filho et al (2018) que em parte da zona sísmica 2 e nas zonas 3 e 4, aproximadamente correspondentes à zona de categoria de média e alta sismicidade (entre $0,8\text{m/s}^2$ e $1,5\text{m/s}^2$), conforme definição da EN1998-1 (2005) e reproduzida na Tabela 2, a influência da ação sísmica é bastante superior à do vento em qualquer local do território nacional. Fato adiante corroborado nesta dissertação entre $0,5\text{m/s}^2$ a $1,5\text{m/s}^2$ para a ação do vento de Salvador da Bahia.

4 – ESTUDO DE CASO

Um dos objetivos desta dissertação é averiguar se em território brasileiro poderá haver, ou não, necessidade de se considerar a ação sísmica no dimensionamento de pontes de grandes dimensões. Nesse sentido, selecionou-se uma ponte de grande porte localizada em Salvador e averiguou-se o seu comportamento nas zonas de sismicidade 2, 3 e 4 da NBR15421 (2006), apurando em quais as zonas se torna essencial essa análise, bem como, expor os métodos de análise sísmica a utilizar e comparar os seus resultados.

4.1 Estudo de caso - Ponte Salvador (Ilha de Itaparica)

Para consulta do projeto base encaminha-se o leitor para SEINFRA (2021).

4.1.1 Descrição da ponte de Itaparica

Trata-se de uma ponte estaiada, Figura 32 e 323 com vão central de 550 m e vão laterais de 225 m. Construída em concreto armado e protendido na zona central do tabuleiro e junto aos mastros, bem como, nos pilares laterais externos. Nestes últimos também apoiam os trechos laterais de desenvolvimento da passagem fluvial.

Possui transversinas em chapa de aço de altura varável entre 1,70 m aos 2,10 m e carlingas em concreto armado protendido ligadas monoliticamente com os mastros.

O tabuleiro tem largura total de 36 m, ver Figura 34, com cerca de 25 cm de espessura, constituída por placas pré-moldadas apoiadas nas transversinas metálicas e posteriormente concretadas até a sua espessura final, apoiado lateralmente por 2 vigas protendidas com dimensões a meio vão de 1,75 m x 3,50 m e junto às carlingas de 1,75 m x 7,00 m.



Figura 32 - Ponte de Salvador – Itaparica (Vista lateral). (Ribeiro et al, 2022).



Figura 33 - Ponte de Salvador – Itaparica (Vista do tabuleiro). (Ribeiro et al, 2022).

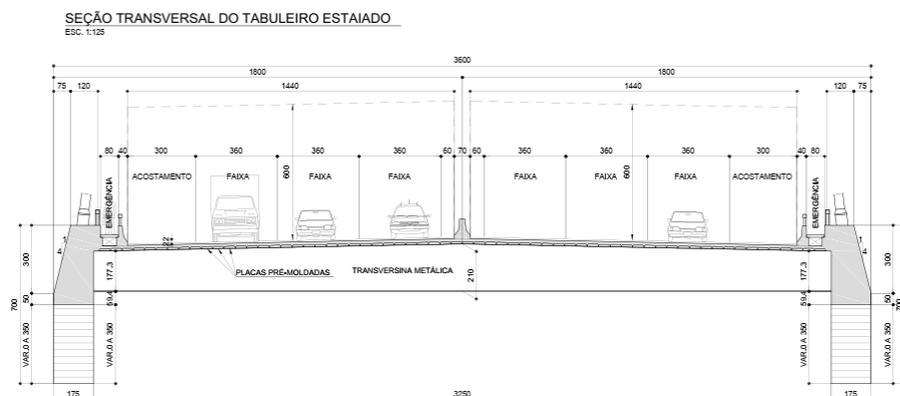


Figura 34 – Corte transversal do tabuleiro da Ponte de Salvador – Itaparica. Projeto base – Desenho B-OAE-001-DE-10101-EN-RA. (SEINFRA, 2021).

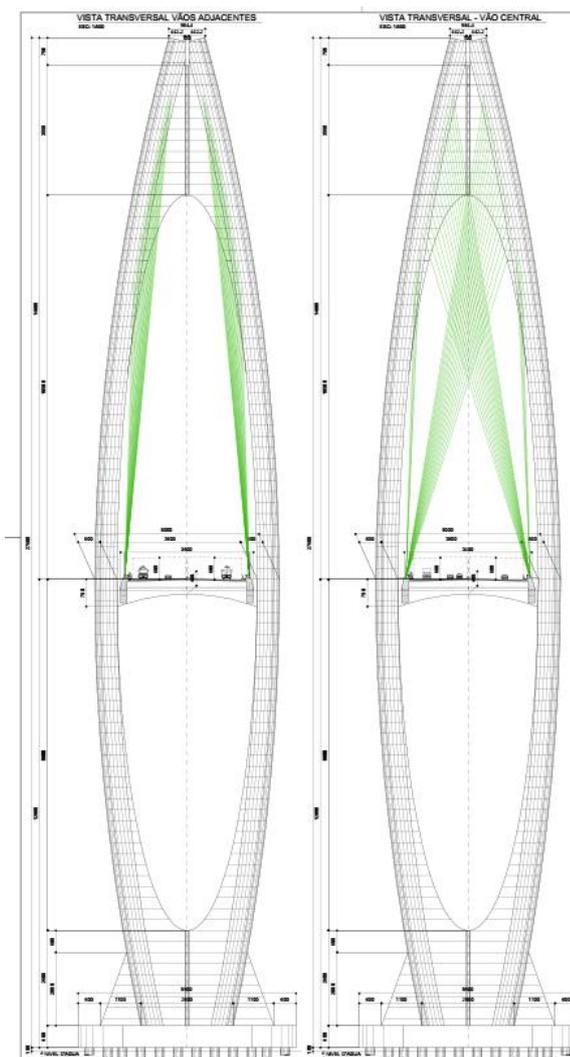


Figura 35 – Vista das torres da Ponte de Salvador – Itaparica.
 Projeto base – Desenho B-OAE-001-DE-10111-EN-RA. (SEINFRA, 2021)

Será suspensa em dois planos de suspensão com 168 tirantes protendidos de aço cruzados fazendo um efeito gracioso e com extraordinário nível estético. Ver Figuras 33 e 35.

A infraestrutura é constituída por grandes blocos de coroamento e estacaria de concreto armado revestido com tubo de aço. As estacas encontrarão o firme a cerca de 70m a 80m de profundidade em rocha arenítica.

4.1.2 Modelação da ponte de Itaparica

As análises foram desenvolvidas em software comercial CSI – SAP2000 v.22 (2020) desenvolvido segundo as normas EN1990 (2002), EN1991-1 (2002), EN1992-1 (2004) e EN1998-1 (2004).

O projeto base foi desenvolvido com base nas normas brasileiras, nomeadamente das NBR 6118 (2014), NBR7187 (2003) e NBR8681 (2003).

A escolha da utilização do SAP2000 v.22 (2020) em vez do CsiBridge (software específico para pontes da CSI) deveu-se a que este possui todas as ferramentas necessários à análise da estrutura, de facto, tendo em conta que:

- a ponte a analisar é de tirantes e de grande diamante, pelo que terá uma extensa participação dos modos de vibração superiores;
- em toda a estrutura, os detalhes construtivos projetados não seguiram as prescrições do capítulo 6 da norma EN1998-2, exigível para estruturas dúcteis;
- o vão central é muito grande (550 m), pelo que conduzirá a uma baixa relação cortante-vão;
- os pilares exteriores da ponte são protendidos, pelo que possivelmente apresentarão elevadas tensões axiais;
- o detalhamento das torres e pilares está realizada, em quase toda a sua extensão, com armaduras mínimas longitudinais e transversais, pelo que, se os esforços sísmicos forem superiores aos mínimos resistentes, poderá haver ruptura frágil desses elementos, uma vez essas armaduras não satisfazem em quantidade e em detalhe o prescrito no capítulo 6 da EN1998-2 (2005) para estruturas dúcteis, a ponte deve ser classificada como de ductilidade limitada. Nessa classificação a EN1998-2 (2005) prescreve que a análise deverá ser realizada pelo método linear equivalente na seguinte condição de análise, segundo o ponto 2.3.2.3.(2):

“Para pontes nas quais a resposta sísmica pode ser dominada pelos efeitos de modos de vibração mais elevados (por exemplo, pontes estaiadas) ou nas quais os detalhes de construção das rótulas plásticas dispostas para fornecer ductilidade podem não ser confiáveis (por exemplo, devido a uma alta força axial ou uma baixa relação de cortante-vão), o coeficiente de comportamento recomendado é $q=1$, correspondendo a um comportamento elástico.”

A EN1998-2 (2005) recomenda para esta ponte uma análise elástica, pelo que:

- não se prevê o aparecimento de rotulas plásticas;
- não se torna necessário o dimensionamento por capacidade dos elementos;
- somente o esforço cortante resistente deverá ser afetado do coeficiente parcial de segurança à falha frágil;

e nesse caso o SAP2000 v.22 (2020) tem todas as ferramentas necessárias para realizar a análise.

O projeto base não apresenta a pormenorização das armaduras passivas, mas somente a quantidade destas com os respetivos diagramas de interação dos esforços resistentes $N-M_2-M_3$. Em relação às armaduras ativas, existe informação da pormenorização como quantidade, localização e valores do pré-esforço inicial introduzido. Em relação às fundações, estas são profundas, sendo apresentado nas peças desenhadas o corte geotécnico do solo com os valores de SPT, cotas de profundidade de estratos, classificação dos estratos.

Posto isto, procedeu-se à modelação da ponte de Itaparica com introdução de seções do concreto e dos estais, com forma geométrica bastante similares às do projeto base, cujas diferenças passam somente por aproximação das seções curvilíneas a poligonais, mas com introdução posterior de retificação das características geométricas.

Levou-se também em conta no modelo o descrito pelo projetista no ponto 15.1 da memória descritiva do projeto base, ver SEINFRA (2021), citando:

“A vinculação do modelo foi feita por meio de apoios elásticos lineares posicionados ao longo do comprimento da estaca, de modo a simular a interação “estrutura – solo”. Também foi utilizado um apoio rígido em sua extremidade (engastamento perfeito) de modo a considerar a indeslocabilidade da ponta das estacas. A união do topo das estacas junto a base do pilar é simulada através de uma ligação perfeitamente rígida (simulação de bloco rígido). Da mesma forma, a ligação da extremidade dos estais junto ao mastro e ao tabuleiro foi simulada por meio de elementos indeformáveis. As barras que simulam os estais atuam exclusivamente na direção axial (elementos de treliça), sendo sua rigidez determinada com base na tensão atuante sobre a mesma durante cada fase construtiva estudada.”

4.1.2.1 Materiais

Apresentam-se de seguida os valores de projeto, e conseqüente o que foi introduzido na modelação da ponte no SAP2000 v.22 (2020).

Concretos

- Estacas $f_{ck} = 20$ MPa
- Blocos $f_{ck} = 45$ MPa
- Pilares das torres $f_{ck} = 45$ MPa
- Pilares dos apoios adjacentes $f_{ck} = 45$ MPa
- Torre acima do tabuleiro $f_{ck} = 45$ MPa
- Tabuleiro $f_{ck} = 45$ Mpa

Aços

- Aço para armaduras passivas: CA – 50 - $f_{yk} = 500$ MPa
- Aço para armaduras ativas: CP–190RB – $f_{p0,1k} = 1670$ Mpa; $f_{pk} = 1860$ MPa
- Aço para estais: CP-177RB - $f_{yk} = 1600$ Mpa

O projetista considerou para módulos de elasticidade, E , a utilizar no cálculo, os valores de curto prazo constantes na NBR6118 (2014), mas respeitante a $f_{ck} = 40$ MPa ao invés do concreto de $f_{ck} = 45$ MPa. Esta decisão terá sido certamente tomada por uma questão de segurança uma vez incrementar os valores das deformações.

Como neste subcapítulo se pretende averiguar a compatibilidade entre os modelos gerados pelo projetista e o da presente dissertação, manter-se-á esse valor nessa averiguação.

4.1.2.2 Seções, elementos estruturais e fundações

O projeto base foi gerado no software MidaSoft - Midas Civil 2011 (2011) com importação externa das propriedades dos elementos estruturais cujo arquivo terá sido gerado pela empresa projetista. A eles coube a concepção da forma dos

mastros, sendo por isso singular. Por esta razão, foram introduzidas, no modelo do SAP2000 v.22 (2020), seções aproximadas dos mastros, de perímetro poligonal exterior à seção do projeto, com posterior acerto das suas características geométricas para aproximá-las às do modelo Midas Civil 2011 (2011). As diferenças registradas entre áreas de seção reta, áreas de corte e momentos de inércia das seções do SAP2000 v.22 (2020) foram ajustadas por coeficientes de modificação. Esses coeficientes registram as diferenças dessas propriedades de forma numérica, ou seja, se for +5% será 0,95, se pelo contrário, for -5% será 1,05.

Note-se que as seções introduzidas no SAP2000 v.22 (2020) foram definidas pelo perímetro exterior médio (nas zonas curvas da seção) pelo que as rigidezes (axial, cortante e flexor) das seções introduzidas se apresentam maiores do que as do projeto base. Remete-se o leitor para SEINFRA (2021) para identificação e reconhecimento dos elementos estruturais que seguidamente se fazem referência.

Apresenta-se na Tabela 13 a apuração dos desvios encontrados nos mastros.

Tabela 13 –Variação percentual no SAP2000 v.22 (2020) das propriedades das seções AA a II em relação aos valores de projeto.

P. Geométrica	SEÇÃO A	SEÇÃO B	SEÇÃO C ¹	SEÇÃO D ²	SEÇÃO E ³	SEÇÃO F ⁴	SEÇÃO II
Área	+2,7%	+5,0%	+5,3%	+12,6%	+8,9%	+12,3%	+10,4%
Asy	+16,4%	+9,4%	+6,7%	+14,6%	+14,6%	+25,4%	+90,0%
Asz	+9,7%	+19,4%	+55,1%	+78,7%	+50,1%	+27,5%	+32,4%
Izz	+8,1%	+10,7%	+16,9%	+28,9%	+30,7%	+50,5%	+28,1%
Iyy	+0,7%	+19,6%	+13,6%	+38,4%	+20,1%	+24,9%	+13,6%

Nota1: Seção do 1º NÍVEL INTERMÉDIO entre a base do diamante do mastro e o tabuleiro.

Nota2: Seção do 2º NÍVEL INTERMÉDIO entre a base do diamante do mastro e o tabuleiro.

Nota3: Seção ao NÍVEL DO TABULEIRO

Nota4: Seção ao NÍVEL DA AMARRAÇÃO DOS 1ºs estais.

No tabuleiro, pilares de extremidade e estais as diferenças são irrelevantes, pois foram introduzidas nas dimensões reais.

4.1.2.3 Cabos protendidos

Apesar de ser intuitivo que o fenômeno vibratório age sobre o valor das tensões nos cabos protendidos, de fato, sabe-se que não é de forma significativa que possa implicar a quebra do princípio da sobreposição dos efeitos, pelo que se pode considerar o fenômeno vibratório independente do protensão.

A introdução do protensão no modelo do SAP2000 v.22 (2020) fez-se através das cargas equivalentes à protensão mínima no elemento obtida após dedução dos valores aproximados de perdas instantâneas e diferidas do tensionamento dos cabos instalados.

Nas aduelas de disparo também foram colocados cabos protendidos visto o processo construtivo se tratar de avanços sucessivos.

No ANEXO G apresenta-se o cálculo dos valores de protensão introduzida no modelo do SAP2000 v.22 (2020) através das armaduras ativas constantes no projeto base.

4.1.2.4. Elementos finitos e ligações estruturais

Expõe-se de forma sucinta a criação do modelo no SAP2000 v.22 (2020) da ponte em análise.

Mastros

Os mastros foram simulados com elementos finitos do tipo barra (elemento linear com deformabilidade axial, flexão e torção, contendo cada uma das suas extremidades 6 graus de liberdade) cujas rigidezes ao esforço normal, cortante e flexor variam linearmente entre seções, sendo por isso que essa variação é diferente entre cada duas seções, à exceção das seções G e H, ver SEINFRA (2021), que estão dentro de uma dessas variações.

As ligações dos estais aos mastros foram consideradas com distancias aproximadas do eixo geométrico dos estais ao centro de massa do mastro através de comportamento de corpo rígido. Não foi considerada o afastamento na direção longitudinal por efeito do espessamento do elemento. Esta simplificação não afetará significativamente os resultados, pois apenas implica uma insignificante variação no comprimento final dos estais e dos seus ângulos de “ataque”.

A discretização destes elementos permite a consideração dos efeitos locais e globais de 2ª ordem nas análises geometricamente não lineares, pois de outra forma apenas seriam contabilizados os efeitos globais de 2ª ordem.

Carlingas, transversinas e tabuleiro

Os apoios do tabuleiro da ponte sobre os pilares de extremidade fazem-se através de carlinga com forma de L, de forma monolítica, e simulada no projeto base e no SAP2000 v.22 (2020) como elemento rígido, ver Figura 36.

Como se pode ver na figura os tabuleiros dos vãos adjacentes também se apoiam nessas mesmas carlingas. Estão equipadas com dois aparelhos de apoio que apenas transmitem cargas verticais. Os esforços de atrito destes elementos são desprezáveis face aos valores de projeto, por conseguinte, no modelo de carregamento sísmico, considerou-se inexistir transmissão de cargas horizontais, sendo apenas necessário levar em conta as cargas verticais sobre a carlinga e a excentricidade dessas sobre o pilar de extremidade que liga monoliticamente à carlinga.

O modelo de transmissão de cargas criado foi de um ponto comum entre o eixo do pilar de extremidade e tabuleiro da ponte, ver Figura 36. Nesse mesmo ponto foi considerado descarregar verticalmente o tabuleiro do vão isostático adjacente, bem como, o momento devido à excentricidade dos aparelhos de apoio em relação ao eixo do pilar de extremidade. Foi omitido o comportamento de corpo rígido da carlinga entre o pilar e o tabuleiro da ponte, ou seja, desprezou-se o efeito binário entre as forças axiais no tabuleiro com a indução de momento fletor de extremidade do pilar. O pilar foi considerado com um comprimento ligeiramente maior em aproximadamente 1%. Pensa-se que estas aproximações não são relevantes no resultado final das análises, pois de fato, foi o modelo adotado no projeto base.

As transversinas do tabuleiro constituídas por vigas de aço transversais espaçadas de acordo com a ligação dos estais ao tabuleiro foram simuladas do mesmo modo que no projeto base, com comportamento de corpo rígido. Por isso considerou-se que, os pontos centrais do tabuleiro e os seus dois pontos laterais extremos, correspondentes à ligação dos estais, irão comportam-se solidariamente à translação e rotação.

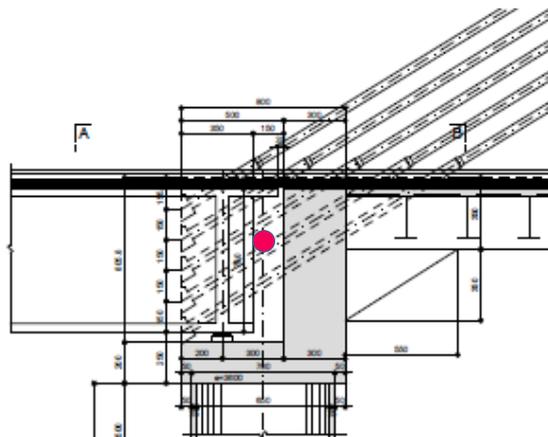


Figura 36 – Carlinga do tabuleiro sobre pilar de extremidade.

Ponto de ligação tabuleiro – pilar de extremidade.

(SEINFRA, 2021)

As ligações dos mastros ao tabuleiro fazem-se também por carlinga, simulada por elementos finitos barra, sendo uma parte em seção constante e outra parte de seção variável curvilínea que se considerou parabólica do 2º grau.

As seções de tabuleiro têm a mesma forma e características geométricas que as introduzidas no cálculo do projeto base.

Entre as duas seções do tabuleiro, a corrente e a de apoio nos mastros, a variação de rigidez também se considerou linear como no projeto base. Sucede por isso que sendo o elemento tabuleiro simulado por elementos finitos barra e representado pela linha dos centros de massa das seções, nos apoios a posição do eixo dos centros de massa do tabuleiro não é coincidente com o eixo do centro de massa das carlingas de apoio nas torres, pelo que se consideraram dois pontos sobrepostos na vertical, cada um pertencente a cada um dos elementos, mas ligados rigidamente com comportamento de corpo rígido.

Pilares de extremidade

Nos pilares de extremidade apoiam-se o tabuleiro da ponte e o vão de acesso. Esta seção tem a mesma forma e características geométricas que a introduzida no cálculo do projeto base. É um elemento protendido.

Foi simulado por 5 elementos finitos barra para permitir a consideração dos efeitos locais e globais de 2ª ordem nas análises geometricamente não lineares.

Estais

No projeto base recorreram ao modelo de elementos treliça para simular os estais. Note-se que o modelo de treliça é, à partida, somente resistente a tensões de compressão, no entanto, é possível no Midas Civil 2011 (2011) limitar as tensões de compressão dos elementos treliça a zero

No projeto base limitaram a tensão máxima nos estais para as cargas permanentes entre 25% a 45% da tensão de ruptura, consoante o comprimento dos estais, pelo que $E_{D,\min} \geq 0,93E_s$ (módulo de elasticidade equivalente dos estais por efeito de catenária) e ser, sem grande erro, admissível considerar $E_D = E_s$. Para melhor entendimento se recomenda a leitura do ANEXO G desta dissertação onde se apresenta uma metodologia para utilização de elementos treliça em modelação de elementos cabo.

No modelo desenvolvido no SAP2000 v.22 (2020) os estais foram simulados por elementos finitos cabo, ligados entre si por rótulas esféricas livres, onde as massas são consideradas discretamente concentradas em cada um desses nós de união, de modo a poderem considerar-se o efeito de ação de forças de inércia em cada nó devido à ação sísmica. Foram considerados 10 segmentos de cabo ou 11 nós de concentração de massas ao longo do comprimento do cabo. O efeito de catenária é neste modelo considerado por equilíbrio.

Blocos de coroamento e estacas

Em relação aos blocos de coroamento das estacas, como estes têm grandes espessuras, cerca de 6,0 m e 2,0 m, para as torres e pilares de extremidade, respectivamente, foram simulados, na zona da ligação do pilar com o bloco de coroamento, com comportamento de corpo rígido, na restante zona que se apresenta em balanço fora da ligação com o pilar foi modelado com elementos SHELL-Thick (abordagem de Reissner-Mindlin) para consideração do esforço de corte.

As estacas também foram simuladas por elemento barra de seção circular com 2,5 m de diâmetro, dividido em cinco troços, permitindo a consideração dos efeitos locais e globais de 2ª ordem nas análises geometricamente não lineares.

A reação do solo nas estacas foi modelada por molas com rigidez equivalente à reação do solo, para cada direção ortogonal (longitudinal e transversal ao eixo da ponte). Não foi possível avançar com a modelagem utilizada pelo projetista (projeto base), uma vez não haver informação no projeto base que permitisse a montagem

desse modelo, por essa razão, não restou outra solução senão utilizar os dados reais de campo.

Não se considerou a existência de efeitos cinemáticos no conjunto solo-estaca em qualquer um dos estratos.

Para concluir, faz-se referência que devido à profundidade das fundações e à espessura dos estratos na zona de cada suporte serem diferentes, a ponte deixa de ser uma estrutura simétrica, contrariamente à concepção do projetista que considerou a estrutura totalmente simétrica nos dois eixos ortogonais. Ver no ANEXO H o desenvolvimento teórico realizado para considerar o comportamento do solo nestes elementos.

O autor deste trabalho, entende que apesar de poder haver divergência entre modelos, essa diferença não é significativa quando se trata do cálculo dos esforços estáticos, que são aqueles que importam à comparação dos modelos criados no SAP2000 v.22 (2020) e no Midas Civil 2011 (2011).

Já em relação à ação sísmica, a consideração dessa diferença é importante uma vez poder gerar significativos esforços de torção em relação ao eixo vertical.

4.2 Comparação dos modelos SAP2000 v.22 (2020) e Midas Civil 2011 (2011)

Por fim, aborda-se a questão se o modelo criado no SAP2000 v.22 (2020) é suficientemente similar ao do projeto base elaborado no Midas Civil 2011 (2011) para se poder considerar que se trata da mesma estrutura e que os resultados futuros obtidos a partir do SAP2000 v.22 (2020) serão aplicáveis à verificação estrutural na ação sísmica da ponte em análise.

Note-se que o modelo criado no SAP2000 v.22 (2020) visa apenas obter os esforços atuantes nas combinações sísmicas, sendo a verificação da segurança estrutural posteriormente realizada a partir dos ábacos N-M₂-M₃ apresentados na memória descritiva do projeto base, ver SEINFRA (2021).

Sendo assim, considerou-se que a verificação dessa similaridade estrutural poderá incidir nos seguintes pontos:

- similaridade geométrica, isto é, se geometricamente os modelos são semelhantes;
- se os máximos deslocamentos nos dois modelos, quando sujeitos à sobrecarga distribuída (de multidão) são suficientemente próximos entre os dois modelos. Escolheu-se o topo da torre esquerda e o centro do tabuleiro para comparação, visto haver informação disponível no projeto base;
- se os esforços máximos axiais e máximos momentos flexores longitudinais dos dois modelos, quando sujeitos à sobrecarga distribuída (de multidão), são suficientemente próximos entre os dois modelos. Escolheu-se a base das torres por haver informação disponível no projeto base;
- se as frequências próprias da estrutura são similares nos dois modelos quando sujeitos às cargas permanentes e sobrecarga e a curto prazo.

Como adiante se verá, as imprecisões em nível de fundações e da localização exata e desenvolvimento das seções ao longo dos eixos dos elementos estruturais, não implicam diferenças significativas de esforços e deslocamentos às ações estáticas entre os dois modelos, como também, a nível dos períodos e modos de vibração natural.

4.2.1 Ações e combinações do projeto base

Foi considerado atuarem no modelo do SAP2000 v.22 (2020) as mesmas ações e combinações atuantes no modelo do Midas Civil 2011 (2011) do projeto base:

- peso do concreto armado: 25 KN/m³
 - peso de equipamentos e revestimentos no tabuleiro: 186,4 KN/m
1. peso das transversinas metálicas: 49,6 KN/m
 2. peso das barreiras centrais e laterais: 18,2 KN/m
 3. peso do pavimento - base: 47,9 KN/m
 4. peso do pavimento – recapa: 56,6 KN/m
 5. peso do gradil: 10,3 KN/m

- 6. peso do passeio: 3,8 KN/m
- sobrecarga distribuída (de multidão): 149,4 KN/m
- sobrecarga móvel: TB45

Foi também considerada no projeto base a combinação de ações para determinação dos períodos e modos de vibração da estrutura: $E = CP + SC$ (CP o somatório das cargas permanentes e SC a sobrecarga distribuída (de multidão) não reduzida, em todo o tabuleiro).

4.2.2 Similaridade geométrica

Nas páginas seguintes apresentam-se as Figuras 37 e 38 que dão uma apresentação geral em 3D do modelo produzido no SAP2000 v22.

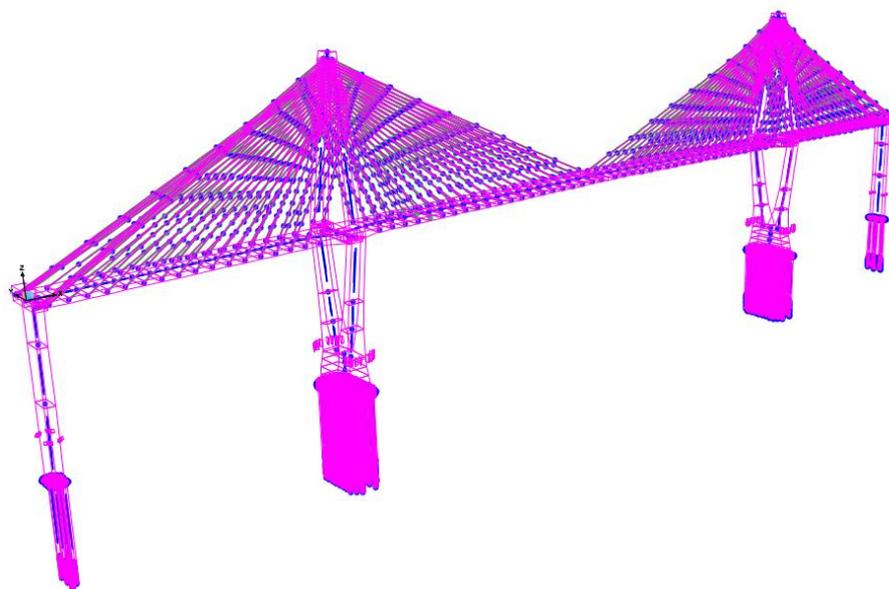


Figura 37 – Vista em 3D do modelo SAP2000 v.22 (2020)

É notória a semelhança do modelo do SAP2000 v.22 (2020) com o do projeto base. Por este critério se pode considerar os modelos semelhantes.



Figura 38 – Vista em 3D do modelo real. (Ribeiro et al.,2022)

4.2.3 Comparação entre os máximos deslocamentos

Através de linhas de influência encontrou-se a posição da sobrecarga distribuída que leva aos máximos deslocamentos do topo da torre esquerda e do meio vão do tabuleiro.

Máximo deslocamento do topo da torre esquerda

O resultado obtido no SAP2000 v.22 (2020) foi de 38cm. O valor do projeto base foi de 41cm, existindo entre os modelos uma diferença de apenas 3cm a que corresponde a 7,3% do deslocamento do projeto base.

Máximo deslocamento a meio vão do tabuleiro

O resultado obtido no SAP2000 v.22 (2020) foi de 111cm. O valor de projeto base foi de 119cm, existindo entre os modelos uma diferença de apenas 8cm a que corresponde 6,7% do deslocamento do projeto base.

Estas diferenças são bastante pequenas e deverão ter as seguintes causas possíveis:

- diferenças de concepção entre softwares;
- alguma inexatidão da forma das seções resistentes, suas localizações e desenvolvimento ao longo do eixo dos elementos;
- diferenças conceituais de modelo dos estais.

Mesmo assim, visto o maior erro ser de 7,3%, considera-se segundo este critério os modelos como semelhantes.

4.2.4 Comparação entre os máximos esforços

De modo semelhante ao subcapítulo anterior, através de linhas de influência encontrou-se a posição da sobrecarga distribuída que leva ao maior esforço axial e ao maior momento flexor longitudinal na base das torres.

Máximo esforço axial

O resultado obtido no SAP2000 v.22 (2020) foi de 81.647KN. O valor de projeto base foi de 82.334KN, existindo entre os modelos uma diferença de apenas 687,1KN a que corresponde 0,8% do esforço axial máximo do projeto base.

Máximo momento flexor longitudinal

O resultado obtido no SAP2000 v.22 (2020) foi de 280.437KNm. O valor de projeto base foi de 287.374KN, existindo entre os modelos uma diferença de apenas 6.937KNm a que corresponde 2,4% do momento flexor na base da torre esquerda do projeto base.

Por este critério também se pode considerar os modelos semelhantes.

4.2.5 Comparação entre frequências próprias da estrutura

As frequências e períodos próprios dos dois modelos estão apresentados na Tabela 14 para os modelos SAP2000 v.22 (2020) e do projetista Midas Civil 2011 (2011). As diferenças registradas dos períodos de vibração foram as seguintes reportadas na Tabela 14. Na mesma tabela se apresenta o FPM (Fator de Participação Modal Normalizado em relação à Matriz de Massas) e o Rácio de Participação de Massa Modal.

Tabela 14 – Diferenças entre períodos próprios de vibração determinados no projeto base e SAP2000 V22 (2020). Fatores de Participação Modal Normalizado. Rácio de Massa Modal.

Massas Modais.

Modo	SAP2000 T(s)	Projeto T(s)	Diferença ao projeto base %	FPM U ₁ Knm SAP2000	FPM U ₂ Knm SAP2000	% MM U ₁ SAP2000	% MM U ₂ SAP2000	MM U ₁ ton SAP2000 ≈	MM U ₂ ton SAP2000 ≈
1	8,68	8,29	4,7	--	-361,0	--	43	--	108393
2	8,15	8,22	-0,9	-487,5	--	78	--	196621	--
3	7,87	7,86	-0,1	--	311,7	--	32	--	80665
4	6,62	6,29	5,2	--	-28,2	--	--	--	--
5	4,26	4,10	3,9	3,2	--	--	--	--	--

FPM - Fator de Participação Modal Normalizado

%MM - Rácio de Massa Modal: MM/M

MM – Massa Modal (ton)

M – Massa Estrutural (ton)

Nota₁: Massa Estrutural: 304.809,5 ton.

Nota₂: $\Sigma\%MM$ é de $\approx 82,7\%$ em ambas as direções.

Nota₃: ΣMM (total massa modal): ≈ 252.078 ton em ambas as direções.

No projeto base não foi apresentado o valor das massas modais pelo que na Tabela 14 apenas se apresenta os valores obtidos no SAP2000 v22 (2020).

Constata-se que os valores dos períodos próprios são bastante próximos entre os modelos, sendo no modo fundamental superior a 4,7% e no 2º e 3º modos inferiores em 0,9% e 0,1%, respectivamente. A maior diferença encontra-se no 4º modo com 5,2%.

Nas Figuras 39 a 44 apresentam-se os três primeiros modos de vibração da estrutura.

Notar que estes modos de vibração estão a ser obtidos para cargas permanentes e módulo de elasticidade do concreto a curto prazo para $f_{ck} = 40$ MPa.

Por estes resultados, entende-se que por este critério os dois modelos também são semelhantes.

Finalizando, como se verifica globalmente uma boa aproximação entre os dois modelos, pode-se considerar o modelo gerado no SAP2000 v.22 (2020) equivalente ao desenvolvido no Midas Civil 2011 (2011) para o projeto base.

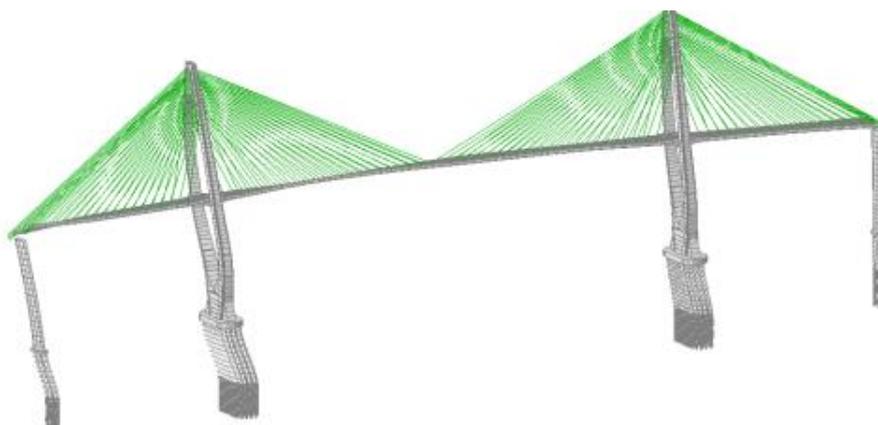


Figura 39a – 1º modo de vibração da estrutura – Projeto base (SEINFRA, 2021)

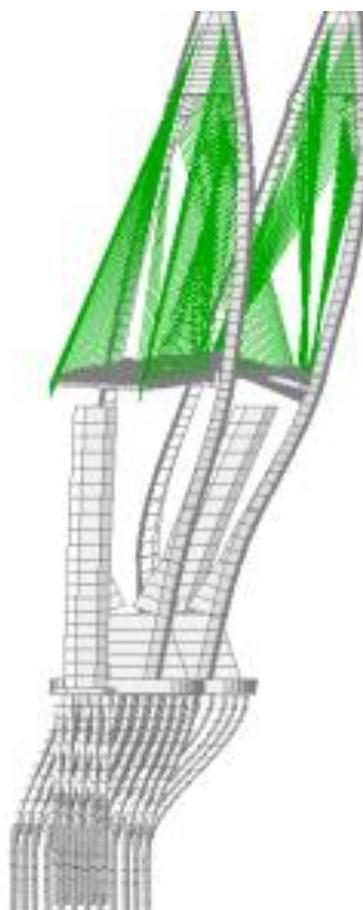


Figura 39b – 1º modo de vibração da estrutura – Projeto base (SEINFRA, 2021)

O 1º modo caracteriza-se essencialmente por uma translação na direção horizontal transversal ao eixo da ponte com uma pequena rotação vertical do tabuleiro, mas com deslocamentos dos mastros no mesmo sentido.



Figura 40a – 1º modo de vibração da estrutura – SAP2000. (SAP2000 V22, 2020)

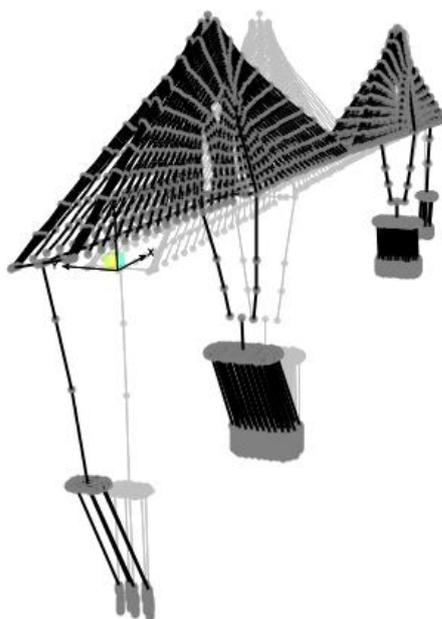


Figura 40b – 1º modo de vibração da estrutura – SAP2000. (SAP2000 V22, 2020)

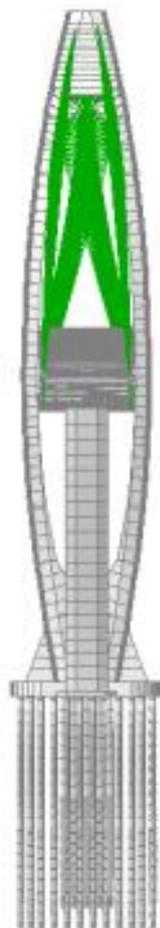


Figura 41a – 2º modo de vibração da estrutura – Projeto base. (SEINFRA, 2021).

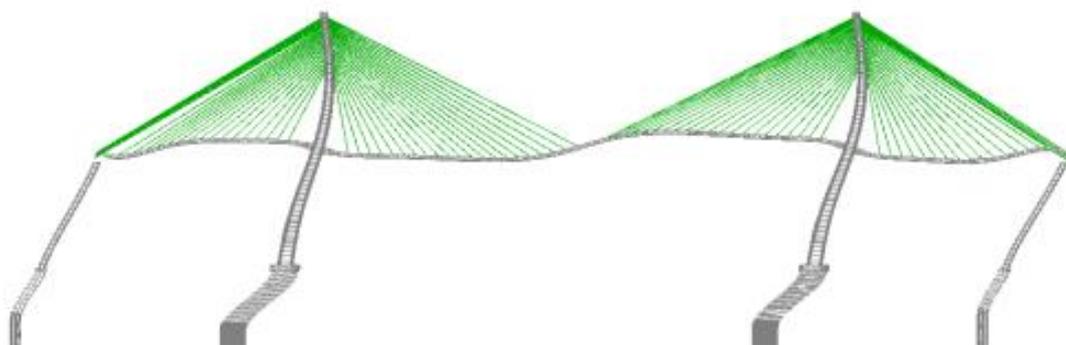


Figura 41b – 2º modo de vibração da estrutura – Projeto base (SEINFRA, 2021).

O 2º modo caracteriza uma translação na direção horizontal longitudinal ao eixo da ponte.



Figura 42a – 2º modo de vibração da estrutura – SAP2000. (SAP2000 V22, 2020).

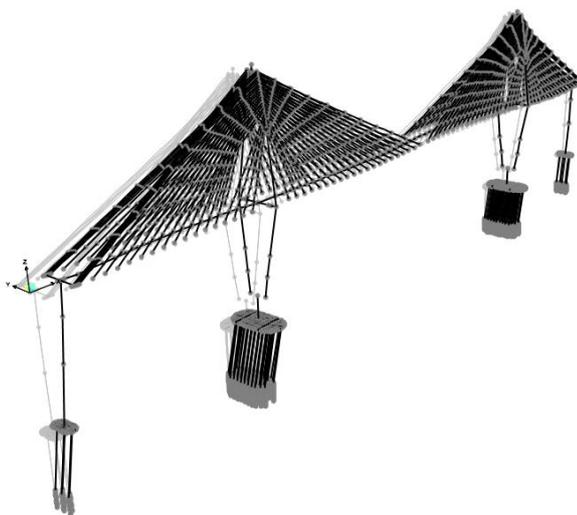


Figura 42b – 2º modo de vibração da estrutura – SAP2000. (SAP2000 V22, 2020).

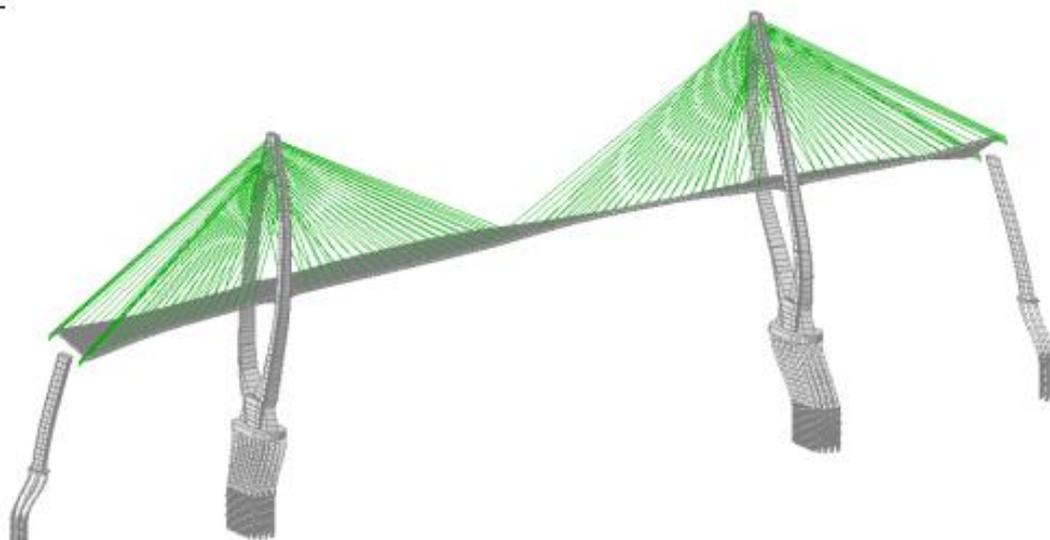


Figura 43a – 3º modo de vibração da estrutura – Projeto base (SEINFRA, 2021).

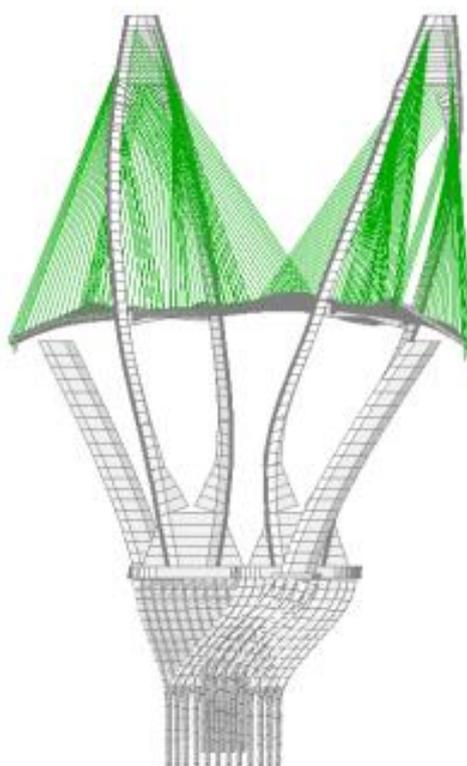


Figura 43b – 3º modo de vibração da estrutura – Projeto base (SEINFRA, 2021).

O 3º modo caracteriza uma translação na direção horizontal transversal ao eixo da ponte associado a uma torção do tabuleiro em relação ao eixo vertical e longitudinal.

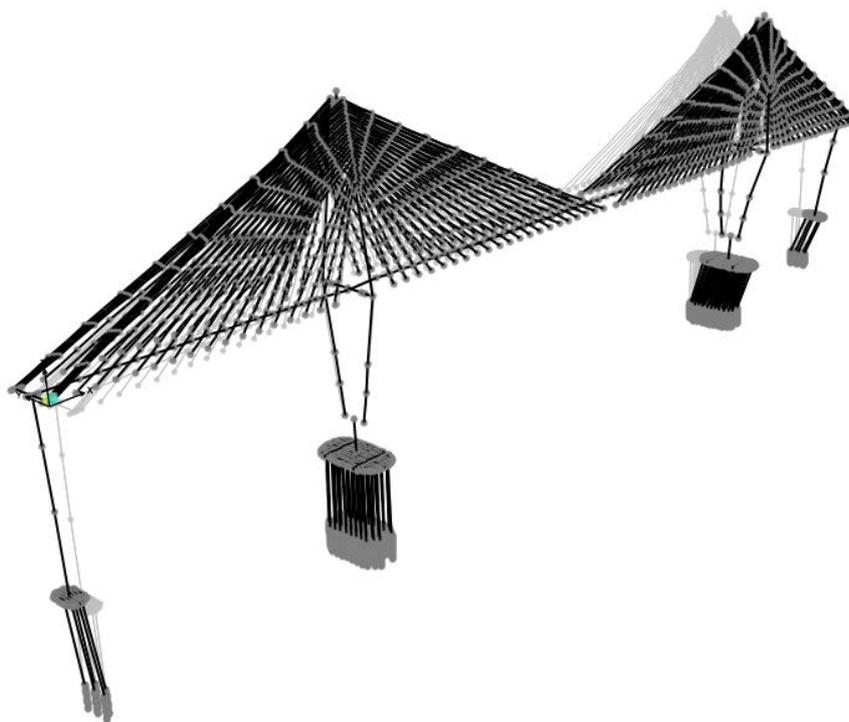


Figura 44a – 3º modo de vibração da estrutura – SAP2000. (SAP2000 V22, 2020).

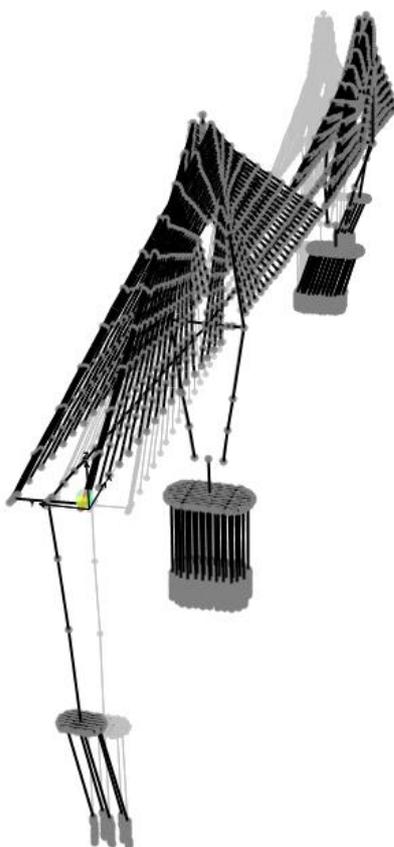


Figura 44b – 3º modo de vibração da estrutura – SAP2000. (SAP2000 V22, 2020).

4.3. Análises sísmicas

Para realizar a análise sísmica teve que se introduzir no modelo analisado algumas alterações conceptuais impostas pelo EN1998-2 (2005), nomeadamente:

- o módulo de elasticidade médio a utilizar, E_{cm} , onde deverá ser o prescrito na EN1992-1-1 (2004), uma vez, ambas as normas, estarem articuladas entre si a se obter, na análise e dimensionamento da estrutura, um determinado nível de confiabilidade por elas pretendido.

Assim, levando em conta o endurecimento do concreto a tempo infinito, obtém-se considerando agregados de quartzito comum em território brasileiro:

- 1) $E_{cm,\infty}(fck= 20\text{Mpa})= E_{cm} \cdot [f_{cm}(t_{\infty})/f_{cm}(t_0)]^{0,3} = 30 \cdot e^{0,60} = 20 \cdot 1,22 = 24,4 \text{ GPa}$
(expressão 3.5 do EN1992-1:2004).
- 2) $E_{cm,\infty}(fck= 45\text{Mpa})= 36 \cdot 1,22 = 43,9 \text{ GPa}$

Note-se que a consideração a tempo infinito implica uma maior rigidez estrutural, pelo que, os períodos de vibração tendem a ser menores, e por consequência, maiores acelerações de resposta e cargas sísmicas.

- coeficientes parciais de segurança $\gamma_F = 1,0$ e respectivos valores reduzidos de sobrecarga em $\psi_2 = 0,20$. Em adição, a ação variável - sobrecarga será de $4,2 \text{ kN/m}^2$ (segundo EN1991-2 (2003), adotando o modelo de carga 1 – LM1, o sistema UDL é definido por: 9 kN/m^2 para a linha de tráfego 1 (LT1), $2,5 \text{ kN/m}^2$ para as restantes linhas de tráfego e $2,5 \text{ kN/m}^2$ para as áreas restantes).

Assim, a sobrecarga a adotar na análise sísmica será $0,84$ da sobrecarga de multidão utilizada no projeto base, que foi de 5 kN/m^2 , tomando o valor integral de $125,5 \text{ kN/m}$.

- a rigidez efetiva do tabuleiro deverá ser zero à torção, ou um valor próximo de zero que traduza a perda de rigidez por efeito do fendilhamento, à flexão o da seção bruta.

Adotou-se o valor de 15% da rigidez à torção da seção bruta.

- os esforços finais de dimensionamento são obtidos através de combinação sísmica expressa pela Equação (115)

$$E = 1,0.CP + 1,0.PE + 0,20.SC + E_w \quad (115)$$

onde,

CP o somatório das cargas permanentes;

PE pré-esforços instalados

SC a sobrecarga distribuída (de multidão) reduzida, em todo o tabuleiro.

E_w ação sísmica atuante

- não será levada em conta na combinação sísmica os efeitos da relaxação de armaduras, fluência e retração do concreto, bem como, variação de temperaturas uniformes ou variáveis ao longo da seção, vento e neve.
- a massa dos pilares submersos (neste caso das estacas) deverá englobar, além da massa própria do elemento estrutural, a massa de água no interior do elemento, se este for oco, e a massa de água aderida ao elemento que vai vibrar conjuntamente com este no valor de $m = \rho \cdot \pi \cdot R^2$, sendo R o raio do pilar ou da estaca e ρ a massa volúmica da água.

Reafirma-se a necessidade de se dimensionar a ponte como de ductilidade limitada pelas razões já apresentadas em 4.1.2.

4.3.1 Espectro de resposta e acelerogramas modificados utilizados

Como anteriormente mencionado, a EN1998-2 (2004) recomenda para o dimensionamento da ponte uma análise linear equivalente com coeficiente de comportamento $q = 1,0$. Por outro lado, pelas características dimensionais, importância econômica e social, a ponte insere-se na Classe de Importância III pelo que $\gamma_f = 1,30$.

O tipo de solo de fundação, conforme se refere no ANEXO I, pode ser dividido nos seguintes estratos significativos:

- na resistência de ponta das estacas (onde estas estão engastadas): Solo tipo C (classificação da NBR15421 (2006)) – “Rocha alterada ou solo muito rígido com $760\text{m/s} \leq v_s \leq 370\text{m/s}$ e $N_{\text{SPT}} \geq 50$ ”
- na envolvente das estacas (zona simulada por molas). Solo tipo D (classificação da NBR15421 (2006)) – “Solo rígido com $370\text{m/s} \leq v_s \leq 180\text{m/s}$ e $15 \leq N_{\text{SPT}} \leq 50$ ”.
- estratos superficiais a ignorar

O efeito sísmico na interação solo-estrutura deve ser considerado levando em conta o movimento dos solos sobre as estacas, porém a EN1998-5 (2004) refere no seu parágrafo 5.4.2.(6)

“Os momentos fletores que se desenvolvem em resultado da interação cinemática devem ser calculados apenas quando ocorrem simultaneamente todas as condições seguintes:

- o perfil do terreno é do tipo D, S1 ou S2 e contém estratos consecutivos cuja rigidez diferem acentuadamente;
- a zona é de sismicidade moderada ou elevada, ou seja, o produto $a_g \cdot S$ é superior a 0,10 g e a estrutura suportada é da classe de importância III ou IV.”

Lembrar que o a classificação de solo do tipo D na EN1998-1 (2004) é equivalente à classificação de solo do tipo E na NBR15421 (2006), bem como, não existe variação acentuada de rigidez dos estratos, pelo que fica dispensada a consideração do efeito cinemático dos solos.

Face ao exposto, optou-se por considerar todo o solo de fundação do tipo D (classificação da NBR15421 (2006)), pelo que serão considerados os seguintes valores espectrais: $S = 1,60$, $T_B = 0,12$ e $T_C = 0,60$.

O espectro de resposta de cálculo, que neste caso é igual ao espectro de resposta elástico, toma a forma da Figura 45.

Os três acelerogramas a utilizar na análise sísmica dinâmica da ponte foram obtidos por ajuste de acelerogramas reais ao espectro de resposta da NBR 15421 (2006) através do SAP2000 v.22 (2020), adotando para sismos de referência os de:

- El Centro (México) de 1940 de magnitude 6,9;

- Pomona (USA) de 2019 de magnitude 7,1;
- Altadena (USA) de 2019 de magnitude 6,4

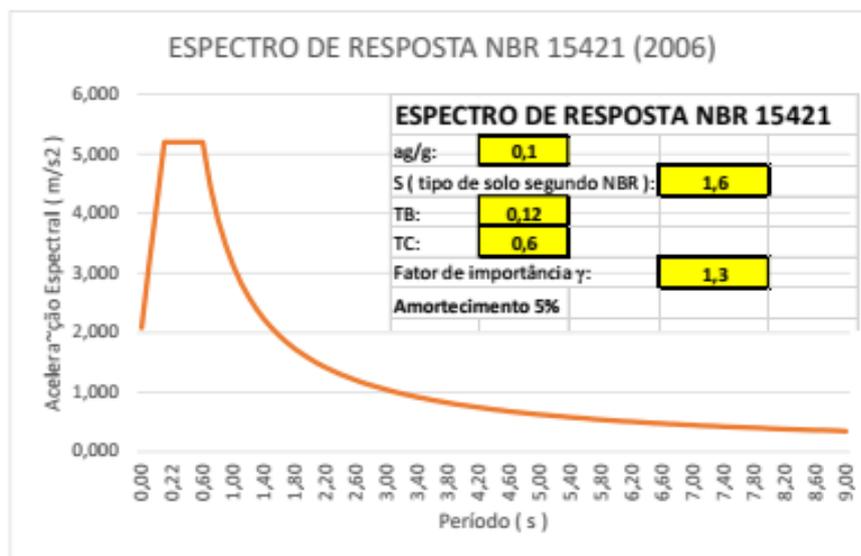


Figura 53 – Espectro de resposta de cálculo NBR15421 (2006)

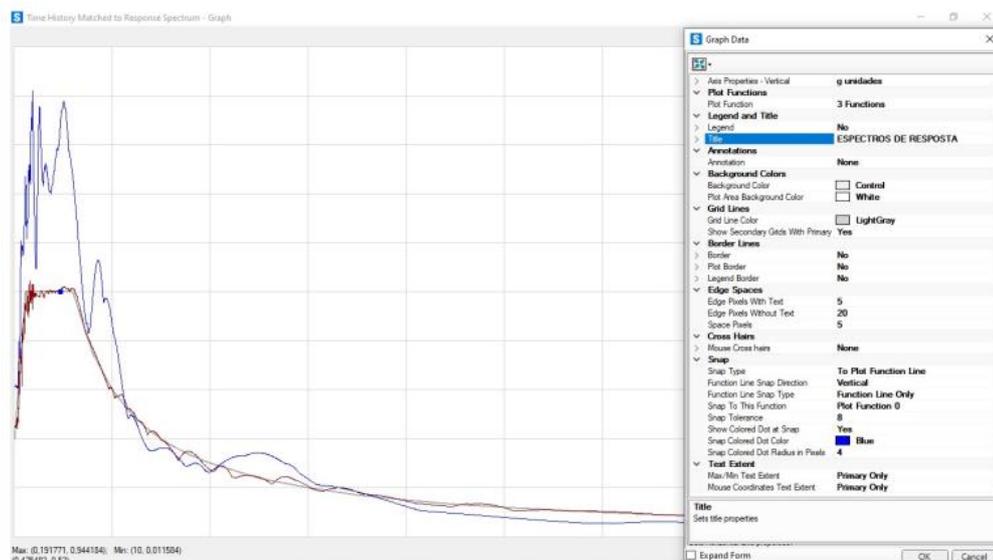
Figura 45 – Espectro de resposta de cálculo segundo a NBR15421 (2006)

Adotou-se para passo dos acelerogramas ajustados um incremento de tempo de 0,01 s.

Na Figura 46 apresenta-se o pseudo-espectro do sismo de El Centro ajustado ao espectro da NBR15421 (2006) com as respectivas acelerações de pico de resposta.

Na Figura 47, apresenta-se o acelerograma ajustado e o de referência de El Centro (1940).

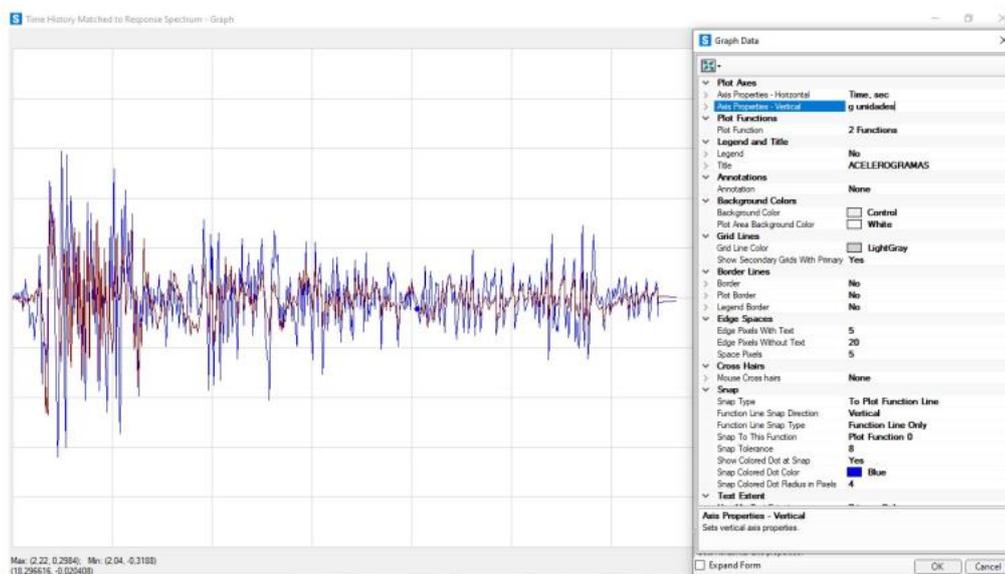
Procedeu-se do mesmo modo para os sismos de Pomona (2019) e Altadena (2019).



$S_{amax} = 9,44 \text{ m/s}^2$ aceleração de pico de resposta El Centro (cor azul)

$S_{amax} = 5,20 \text{ m/s}^2$ aceleração de pico de resposta El Centro ajustado ao espectro de resposta da NBR 15421 (cor marrom)

Figura 46 – Espectro dos sismos de El Centro (azul) da norma NBR15421 (cinza) e El Centro ajustado (marrom). (SAP2000 V22, 2020).



$a_{gmax} = 3,19 \text{ m/s}^2$ aceleração de pico do solo registrada no acelerograma El Centro

$a_{gmax} = 2,33 \text{ m/s}^2$ aceleração de pico do solo registrada no acelerograma El Centro ajustado

Note-se que a aceleração de referência do solo é de $a_g = a_{GR} \cdot S_y = 1,0 \times 1,60 \times 1,3 = 2,08 \text{ m/s}^2$.

Figura 47 - Acelerogramas de El Centro (azul) e El Centro ajustado à NBR15421 (2006) (marrom). (SAP2000 V22, 2020).

4.3.2 Determinação dos modos e frequências naturais da estrutura para a combinação sísmica

Como se mencionou anteriormente, para efeito de análise sísmica da estrutura dever-se-á levar a situação a longo prazo da rigidez da estrutura, $E_{cm\infty}$, como também uma parcela da sobrecarga de multidão (aplicando $\Psi_2= 0,20$), que apesar de pouco significativa face aos valores das cargas permanentes importa considerar. Por essa razão os modos e frequências de vibração estudados quando da verificação do modelo em relação ao criado pelo projetista no Midas Civil 2011 (2011) deixam de ser válidos, sendo necessário averiguar os novos modos e os valores dos seus períodos.

Os valores encontrados na situação sísmica estão resumidos na Tabela 15.

Constata-se que os 10 primeiros modos de vibração são muito próximos, com afastamentos de período superiores a 0,87 na sua generalidade, denotando alguma interdependência entre modos, à exceção para o 5º modo que pode ser considerado independente em relação ao 4º modo, pois nesse caso o afastamento entre períodos é bastante inferior a 0,90, sendo de 0,74, como também do 6º modo, cuja relação é muito próxima de 0,90, mas sendo-lhe inferior, de modo que se pode considerar independente.

Nos modos superiores o afastamento entre períodos vai-se tornando cada vez mais pequeno, havendo por isso uma correlação modal generalizada entre modos, tal como se esperava para ponte estaiada.

Tabela 15 – Períodos e frequências dos modos de vibração da estrutura na situação sísmica

Modo	Período T(s)	Frequência T(s)	Relação entre Períodos
1	6,59	0,15	---
2	6,12	0,16	0,93
3	6,10	0,16	1,00
4	5,33	0,19	0,87 \approx 0,90
5	3,92	0,26	0,74 < 0,90
6	3,43	0,29	0,88 \approx 0,90
7	3,15	0,32	0,92
8	2,82	0,35	0,89 \approx 0,90
9	2,60	0,38	0,92
10	2,55	0,39	0,98

Como esperado as características dos modos também foram alteradas. Nas Figuras 48 a 50 apresentam-se as vistas isométricas dos 3 primeiros modos.

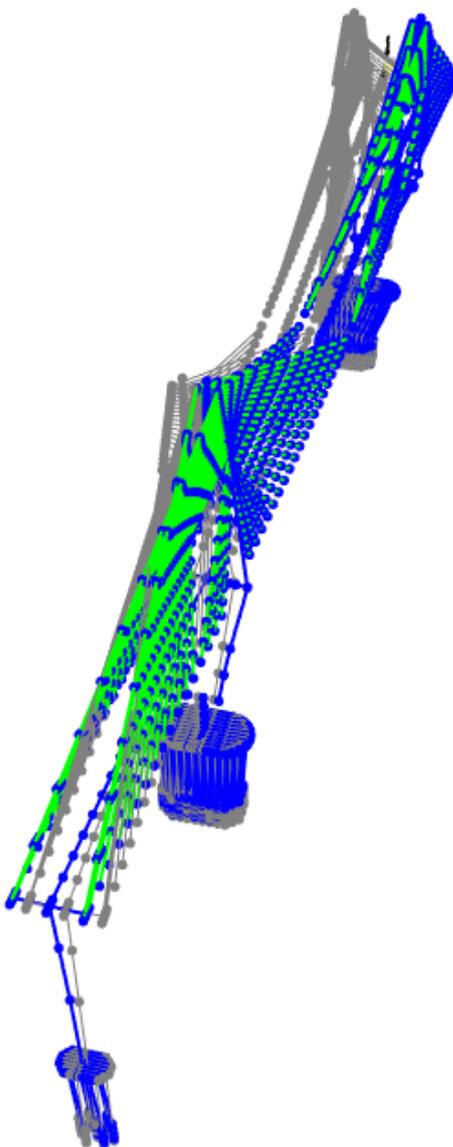


Figura 48 – 1º modo de vibração da estrutura na situação sísmica. (SAP2000 V22, 2020).

O 1º modo manteve as características iniciais com as duas torres a deslocarem-se no mesmo sentido com uma rotação do tabuleiro em relação vertical.

O 2º modo, passou a apresentar deslocamento horizontal transversal de uma das torres com rotação do tabuleiro em relação à vertical (eixo de rotação praticamente coincidente com o eixo vertical da torre direita) e torção da mesma.

O 3º modo passou a apresentar uma translação na direção horizontal longitudinal sem rotação ou torção do tabuleiro.

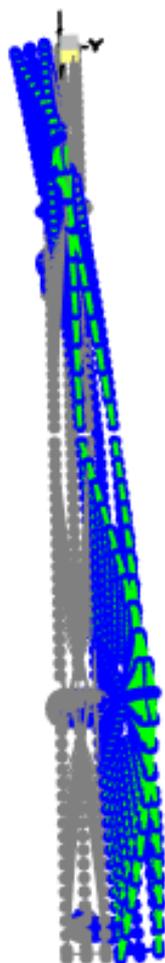


Figura 49 – 2º modo de vibração da estrutura na situação sísmica. (SAP2000 V22, 2020).

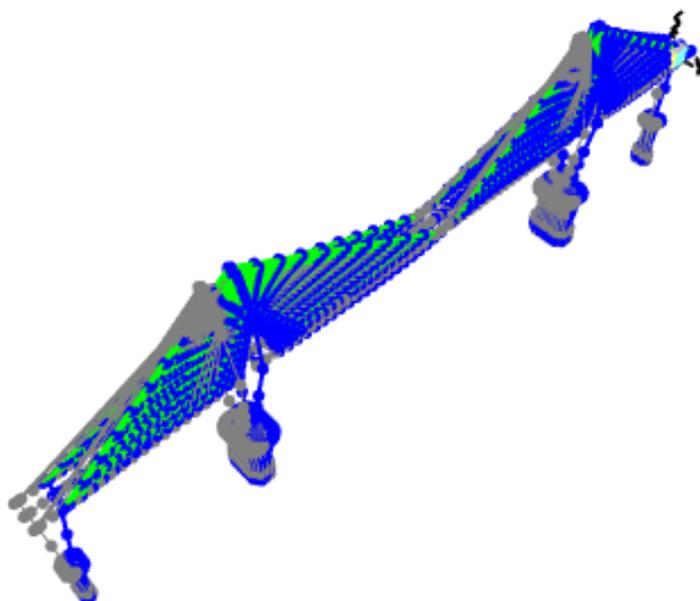


Figura 50 – 3º modo de vibração da estrutura na situação sísmica.
(SAP2000 V22, 2020).

4.3.3 Análise estática linear (AEL) - superestrutura e mesoestrutura

Os esforços foram obtidos por modelo tridimensional da estrutura mas com atuação sísmica plana em cada direção, por isso, com excentricidade teórica nula. Foi considerada uma excentricidade adicional de 5% (ver 3.1.2) e os esforços globais obtidos por uma combinação direcional SRSS.

Note-se que uma vez ter sido considerado um modelo tridimensional e não haver simetria nas fundações verifica-se o aparecimento de uma excentricidade (que seria substituída conservativamente pela excentricidade teórica em modelos planos – desvio do centro de massa em relação ao centro de rigidez), pelo que, os esforços do pilar e torre direita são, em geral, ligeiramente superiores aos da esquerda. Escolheu-se os esforços destes últimos (lado esquerdo) para comparação com os esforços últimos do projeto base.

O valor considerado para o amortecimento viscoso foi de 5%.

Na Tabela 16 apresentam-se os valores das combinações de cálculo, para as seções A, B, C, D, Pilar externo-base (BPE) e Pilar externo-topo (TPE), e para $ag=0,05g$, $0,10g$ e $0,15g$, e os esforços máximos correspondentes do projeto base.

Tabela 16 – Combinações de AEL e do projeto base na torre e pilar esquerdo

Seção	ag= 0,05.g			ag= 0,10.g			ag= 0,15.g			Esforços máximos no projeto base		
	M ₃₃ KNm	M ₂₂ KNm	N KN	M ₃₃ KNm	M ₂₂ KNm	N KN	M ₃₃ KNm	M ₂₂ KNm	N KN	M ₃₃ KNm	M ₂₂ KNm	N KN
A^{1,3}												
Min	-2639160	-3487068	-800135	-5115641	-6974103	-803897	-7592122	-10461171	-807659	-1309910	-1244040	-1159960
Máx	2313802	3487068	-792610	4790284	6974103	-788848	7266765	10461171	-785085	2008290	1246990	-760300
B^{1,3}												
Min	-2303253	-2803134	-725157	-4071942	-5606251	-728920	-5840630	-8409368	-732682	-1030820	-1059060	-1080630
Máx	1234124	2803134	-717633	3002812	5606251	-713870	4771501	8409368	-710108	1865910	1062220	-701540
C^{2,3}												
Min	-1019302	-548944	-363988	-1606446	-1284238	-389562	-2193590	-2019532	-415136	-375260	106600	-513670
Máx	154987	921643	-312840	742132	1656937	-287266	1329276	2392231	-261692	888930	867750	-311220
D^{2,3}												
Min	-895573	-391833	-344497	-1190935	-749299	-370072	-1486297	-1106765	-395646	-263290	394760	-491100
Máx	-304849	323099	-293349	-9487	680565	-267775	285874	1038031	-242201	854830	1063090	-294250
B. Pilar E^{1,3}												

Min	-125112	-351171	-89708	-238168	-702339	-94230	-351224	-1053507	-98891	-136850	-164650	-126850
Máx	101000	351171	-80525	214055	702339	-75933	327111	1053507	-71342	260780	167500	-357200
T. Pilar E ^{1,3}												
Min	-157803	-8305	-59204	-247141	-16605	-63786	-336478	-24905	-68387	-469760	-40160	-113160
Máx	20873	8305	-50021	110211	16605	-45430	199549	24905	-40838	268850	44230	-5580

Nota 1:

Na ação sísmica N varia com M_{33} , sendo insensível a M_{22} .

O mínimo de N é concomitante com o mínimo de M_{33} , podendo ocorrer o máximo ou mínimo de M_{22} .

O máximo de N é concomitante com o máximo de M_{33} , podendo ocorrer o máximo ou mínimo de M_{22} .

Nota 2: Seção do ramo direito.

Nota 3:

Min indica o valor máximo negativo.

Max indica valor máximo positivo

4.3.3.1 Resistência das seções dos mastros e pilares de extremidade

Obtida a análise de esforços, é agora necessário avaliar se as seções tais como elas se encontram reforçadas são suficientemente resistentes à combinação sísmica de cálculo.

Para isso, procedeu-se à verificação se os valores de cálculo dos esforços máximos e mínimos com as seguintes combinações se encontram dentro das envoltórias $M_{RD,33} - M_{RD,22} - N_{RD(max, min)}$ apresentados no projeto base:

- $M_{33max} - M_{22} - N$
- $M_{33min} - M_{22} - N$
- $M_{33} - M_{22max} - N$
- $M_{33} - M_{22min} - N$
- $M_{33} - M_{22} - N_{max}$
- $M_{33} - M_{22} - N_{min}$

Convida-se o leitor desta dissertação à consulta do ANEXO J onde se apresenta o processo de cálculo da relação entre a tensão normal e as envoltórias dos momentos resistentes das seções do projeto base.

Faz-se a observação de que a armadura mínima de flexão é de $\max.\{0,10.N_{sd}/(f_{yd}.Ac) ; 0,2\%.Ac\}$ na EN1992-1-1 (2004) e na NBR6118 (2014) é de $\max.\{0,15.N_{sd}/(f_{yd}.Ac) ; 0,4\%.Ac\}$. No projeto base adotaram os valores da NBR6118 (2014).

Tensões normais

Analisaram-se seções das torres e pilares de extremidade até comprovação de falha na segurança estrutural.

Resume-se na Tabela 17 a relação entre a tensão máxima normal a que as seções indicadas estarão sujeitas segundo a AEL, constatando-se que a partir de um ponto entre $0,05 g \leq a_g \leq 0,10 g$ a estrutura não satisfaz os critérios de segurança estrutural nas seções B, C e BPE, e a seção A estará em comportamento inelástico, mas não plástico dos materiais (zona crítica).

Entre $0,10 g \leq a_g \leq 0,15 g$ haverá um ponto a partir do qual nenhuma seção satisfaz os critérios de segurança estrutural para a ação sísmica.

Neste tipo de análise os esforços normais da combinação sísmica são superiores aos esforços da combinação fundamental do projeto base em todas as seções analisadas.

Tabela 17 – Verificação das seções A, B, C, BPE aos esforços sísmicos da AEL

Seção	$a_g = 0,05 g$			$a_g = 0,10 g$			$a_g = 0,15 g$			Projeto base		
	α	χ	Obs	α	χ	Obs	α	χ	Obs	α	χ	Obs
A	2,0	0,241	OK	2,0	0,915	ZC	2,0	2,016	NOK	2,0	0,106	
B	1,5	0,434	OK	1,5	1,090	NOK	---	---	---	1,5	0,246	
C	2,1	0,604	OK	1,8	1,919	NOK	---	---	---	1,6	0,801	
BPE	1,7	0,416	OK	1,7	1,240	NOK	---	---	---	2,0	0,757	

BPE base pilar esquerdo.

ZC Zona Crítica (zona com comportamento inelástico não plástico $\chi \geq 0,70$).

Nas seções A e B (base das torres) os esforços de projeto base são inferiores a qualquer uma das situações sísmicas

Tensões de cisalhamento

Respeitante aos esforços de cisalhamento, não se dispõe de informação do projeto base que nos permita proceder a comparações, por essa razão esta análise comparativa se fica apenas pela verificação a tensões normais resultantes dos esforços fletores e axiais.

4.3.3.2 Efeitos de 2ª ordem ou geometricamente não lineares.

A EN1998-2 (2005) prevê a consideração dos efeitos geométricos de 2ª ordem de modo simplificado pela Equação (116)

$$M_{\text{final}} = M_{1^{\text{a}}} + d_E \cdot N_E (1+q)/2 \quad (116)$$

sendo,

$M_{1^{\text{a}}}$ os momentos de 1ª ordem, resultantes de uma análise sísmica linear, independentemente do tipo de comportamento, dúctil ou de ductilidade limitada;

d_E os deslocamentos transversais relativos de 1ª ordem, entre topo e base, do elemento estrutural;

N_E esforços axiais de 1ª ordem no elemento.

Uma vez o sismo atuar nos dois sentidos, este método conduz sempre à majoração dos esforços sísmicos de 1ª ordem. Como os resultados obtidos em análise estática são, em geral, superiores aos de análise modal, deixa-se este tema para essa etapa, uma vez ser aí mais pertinente a sua abordagem.

4.3.4 Análise modal espectral (AME) - superestrutura e mesoestrutura

A EN1998-2 (2005) não estabelece restrições de aplicabilidade deste método de análise à estrutura em estudo, a não ser em relação à proximidade entre períodos de vibração para o qual recomenda a aplicação da combinação modal

CQC. Os esforços finais de dimensionamento são obtidos através de combinação sísmica já referida anteriormente. O sismo é considerado atuar simultaneamente nas duas direções principais da estrutura, cujos valores finais são obtidos por SRSS.

O número de modos admitidos foi de 60, tendo sido considerada a correção estática até 100% da massa total da estrutura.

O valor considerado para o amortecimento viscoso foi de 5%.

A correção estática é disponibilizada no SAP2000 v.22 (2020) e consiste em considerar a massa residual do sistema estrutural, que não é dinamicamente excitada num conjunto de n de modos de vibração em determinada direção, na resposta global da estrutura. Clough, R. e Penzien, J. (1993) apresentam a correção estática da seguinte forma:

- Determinar a totalidade das massas modais consideradas com a Equação (117) e a massa residual na direção ζ , de acordo com a Equação (118)

$$MM_{n\zeta} = \sum_j \sum_i MM_{ij\zeta} \quad (117)$$

sendo,

$MM_{ij\zeta}$ a massa modal do modo j de vibração, na direção ζ , e no grau de liberdade i ;
 $MM_{n\zeta}$ a massa modal da estrutura dos n modos de vibração considerados, na direção ζ , e em todos os m graus de liberdade da estrutura;
 n o número de modos de vibração considerados na análise

$$M_{r\zeta} = M - MM_{n\zeta} \quad (118)$$

sendo,

$M_{r\zeta}$ a massa residual do sistema na direção ζ , não incorporada nos n modos de vibração considerados na direção ζ ;
 M massa do sistema estrutural

- Definir um modo de vibração fictício, ou de correção estática, para cada direção ζ de forma a seguir a Equação (119)

$$\forall c.est\zeta = K^{-1}.M_{r\zeta}.\tilde{u}_\zeta \quad (119)$$

sendo,

$V_{c.est. \zeta}$ o modo de vibração fictício, ou de correção estática na direção ζ .

K^{-1} a matriz de flexibilidade

\ddot{u}_{ζ} aceleração unitária na direção ζ

O período a que lhe corresponde pode ser obtido através do método de Rayleigh, introduzindo os deslocamentos do modo de vibração de correção estática correspondente. Desta forma, permite-se considerar, além dos n modos de vibração da análise modal, mais 3 modos fictícios, um para cada direção, correspondentes à participação dos modos suprimidos na análise modal. A cada um desses modos de vibração de correção estática (ou fictícios) corresponde um $FPM_{c.est.}$, $FCM_{c.est.}$ e $MM_{c.est.}$

Com as expressões acima se conclui que se todos os modos de vibração forem considerados, então o vetor do modo de correção estática será nulo.

Recorrendo a este processo, dispensa-se a consideração da majoração dos esforços por M/M_{ic} conforme indicado na EN 1998-2 (2005) e referido em 3.1.1.2.

Apresenta-se na Tabela 18 os valores das combinações de cálculo modal linear, para as seções A, B, C, D, Pilar externo-base, Pilar externo-topo, da torre e pilar de extremidade esquerda, para $a_g = 0,05g$, $0,10g$ e $0,15g$, e os esforços máximos correspondentes do projeto base.

Tabela 18 – Combinações de AMEL e do projeto base na torre e pilar esquerdo

Seção	ag= 0,05.g			ag= 0,10.g			ag= 0,15.g			Esforços máximos no projeto base		
	M ₃₃ KNm	M ₂₂ KNm	N KN	M ₃₃ KNm	M ₂₂ KNm	N KN	M ₃₃ KNm	M ₂₂ KNm	N KN	M ₃₃ KNm	M ₂₂ KNm	N KN
A'												
Min	-1888507	-2629605	-801034	-3614335	-5259194	-805695	-5340163	-7888783	-810357	-1309910	-1244040	-1159960
Máx	1563149	2629605	-791711	3288977	5259194	-787050	5014805	7888783	-782388	2008290	1246990	-760300
B'												

Min	-1772752	-2164464	-726055	-3010939	-4328912	-730715	-4249127	-6493359	-735376	-1030820	-1059060	-1080630
Máx	703623	2164464	-716735	1941810	4328912	-712075	3179997	6493559	-707414	1865910	1062220	-701540
C²												
Min	-846998	-380567	-360122	-1261839	-947485	-381830	-1676679	-1514402	-403538	-375260	106600	-513670
Máx	-17316	753267	-316706	397524	1320184	-294998	812365	1887101	-273290	888930	867750	-311220
D²												
Min	-814157	-315954	-340631	-1028104	-597541	-362339	-1242050	-879128	-384047	-263290	394760	-491100
Máx	-386265	247220	-297215	-172319	528806	-275507	41627	810393	-253800	854830	1063090	-294250
B. Pilar E												
Min	-104845	-293280	-88947	-197639	-586555	-92778	-290431	-879831	-96608	-136850	-164650	-126850
Máx	80735	293280	-81286	173527	586555	-77455	366318	879831	-73625	260780	167500	-357200
T. Pilar E												
Min	-137908	-12003	-58440	-207351	-24001	-62267	-276793	-35999	-66094	-469760	-40160	-113160
Máx	978	12003	-50785	70421	24001	-46958	139863	35999	-43131	268850	44230	-5580

Nota1:

Na ação sísmica N varia com M_{33} , sendo insensível a M_{22} .

O mínimo de N é concomitante com o mínimo de M_{33} , podendo ocorrer o máximo ou mínimo de M_{22} .

O máximo de N é concomitante com o máximo de M_{33} , podendo ocorrer o máximo ou mínimo de M_{22} .

Nota 2: Seção do ramo direito.

Nota 3:

Min indica o valor máximo negativo.

Max indica valor máximo positivo

Verifica-se de forma geral uma redução significativa dos esforços flexores em relação à AEL, ver Tabela 19.

Como esperado os esforços normais são bastante próximos com diferenças insignificantes.

Tabela 19 – Comparação entre AEL e AMEL (rácio AEL/AMEL)

Seção	ag= 0,05.g			ag= 0,10.g			ag= 0,15.g			Esforços máximos no projeto base		
	M ₃₃ KNm	M ₂₂ KNm	N KN	M ₃₃ KNm	M ₂₂ KNm	N KN	M ₃₃ KNm	M ₂₂ KNm	N KN	M ₃₃ KNm	M ₂₂ KNm	N KN
A'												
Min	1,40	1,33	1,00	1,42	1,33	1,00	1,42	1,33	1,00			
Máx	1,48	1,33	1,00	1,46	1,33	1,00	1,45	1,33	1,00			
B'												
Min	1,30	1,30	1,00	1,35	1,30	1,00	1,37	1,30	1,00			
Máx	1,75	1,30	1,00	1,55	1,30	1,00	1,50	1,30	1,00			
C'												
Min	1,20	1,44	1,01	1,27	1,36	1,02	1,31	1,33	1,03			
Máx	-8,95*	1,22	0,99	1,87	1,26	0,97	1,64	1,27	0,96			
D'												
Min	1,10	1,24	1,01	1,16	1,25	1,02	1,20	1,26	1,03			
Máx	0,79	1,31	0,99	0,06	1,29	0,97	6,87*	1,28	0,95			
B. Pilar E												

Min	1,19	1,20	1,01	1,21	1,20	1,02	1,21	1,20	1,02			
Máx	1,25	1,20	0,99	1,23	1,20	0,98	0,89	1,20	0,97			
T. Pilar E												
Min	1,14	0,69	1,01	1,19	0,69	1,02	1,22	0,69	1,03			
Máx	21,34*	0,69	0,98	1,57*	0,69	0,97	1,43	0,69	0,95			

Os valores assinalados com asterisco apresentam grandes diferenças entre as duas análises em termos relativos, de fato na AMEL os valores obtidos são muito reduzidos o que origina essa diferença em termos relativos.

4.3.4.1 Resistência das seções dos mastros e pilares de extremidade

Tal como em 4.3.3.1, fez-se a verificação de resistências das seções.

Tensões normais

Apenas se analisaram seções das torres e pilares de extremidade até comprovação de falha estrutural.

Resume-se, com a Tabela 20, a relação das tensões máximas a que as seções indicadas estarão sujeitas segundo a AMEL, constatando-se que a partir de um ponto entre $0,05g \leq a_g \leq 0,10g$ a estrutura não satisfará os critérios de segurança estrutural na seção C e as seções B e BPE entrarão em comportamento inelástico, mas não plástico dos materiais (zona crítica). Estas seções não dispõem de detalhamento adequado para o comportamento inelástico, apresentando pouca ductilidade.

Haverá um ponto entre $0,10g \leq a_g \leq 0,15g$ a partir do qual nenhuma seção satisfará os critérios de segurança estrutural.

Tabela 20 – Verificação das seções A, B, C, BPE aos esforços sísmicos da AMEL

Seção	$a_g= 0,05g$			$a_g= 0,10g$			$a_g= 0,15g$			Projeto base		
	α	χ	Obs	α	χ	Obs	α	χ	Obs	α	χ	Obs
A	2,0	0,127	OK	2,0	0,427	OK	2,0	1,033	NOK	2,0	0,106	
B	1,5	0,294	OK	1,5	0,711	ZC	1,5	1,234	NOK	1,5	0,246	
C	2,1	0,391	OK	1,8	1,133	NOK	---	---	---	1,6	0,801	
BPE	1,7	0,295	OK	1,7	0,909	ZC	1,7	1,752	NOK	2,0	0,757	

BPE base pilar esquerdo.

ZC Zona Crítica (zona com comportamento inelástico $\chi \geq 0,70$).

Nas seções A e B (base das torres) os esforços de projeto base são inferiores a qualquer uma das situações sísmicas

4.3.5 Análise modal espectral geometricamente não lineares (AMEGNL)

Apresenta-se, na Tabela 21, os valores das combinações de cálculo modal espectral geometricamente não lineares para as seções A, B, C, D, pilar externo-base, pilar externo-topo, da torre e pilar de extremidade esquerda, para $a_g= 0,05g$, $0,10g$ e $0,15g$, e os esforços máximos correspondentes do projeto base.

Os esforços geometricamente não lineares foram obtidos, ao invés do método simplificado indicado na EN 1998-2 (2005), expressão (116), através de considerações mais exatas enunciadas por Ren e Peng (2005), levando em conta o seguinte:

- a introdução da matriz de rigidez geométrica na matriz de rigidez global para as cargas permanentes e sobrecarga com esforços, deslocamentos e rigidezes obtidos de forma iterativa de modo a alcançar os efeitos das excentricidades das cargas axiais, incluindo aquelas provocadas pelo pré-esforço, pelos estais no tabuleiro e efeitos de catenária;

Apresenta-se no ANEXO K desta dissertação uma breve exposição acerca da noção e formulação da matriz de rigidez geométrica estrutural.

- a análise modal para determinação dos modos e períodos de vibração elásticos, considerando a rigidez global da estrutura encontrada no ponto anterior;
- obtidas as acelerações de resposta elástica para cada modo são determinados os esforços sísmicos.

O valor considerado para o amortecimento viscoso foi de 5%.

Tabela 21 – Esforços da AMEGNL e do projeto base na torre e pilar esquerdo

Seção	ag= 0,05.g			ag= 0,10.g			ag= 0,15.g			Esforços máximos no projeto base		
	M ₃₃ KNm	M ₂₂ KNm	N KN	M ₃₃ KNm	M ₂₂ KNm	N KN	M ₃₃ KNm	M ₂₂ KNm	N KN	M ₃₃ KNm	M ₂₂ KNm	N KN
AA¹												
Min	-2283952	-2648942	-818910	-3966751	-5297294	-823480	-5649993	-7945188	-828074	-1309910	-1244040	-1159960
Máx	1081644	2648942	-809769	2764442	5297294	-805199	4446830	7945188	-800652	2008290	1246990	-760300
BB¹												
Min	-1594996	-2208338	-743929	-2810357	-4416233	-748496	-4025031	-6623803	-753086	-1030820	-1059060	-1080630
Máx	835726	2208338	-734794	2051087	4416233	-730227	3267168	6623803	-725684	1865910	1062220	-701540
CC²												
Min	-502593	-438702	-370804	-913440	-1019254	-393768	-1323220	-1600192	-416746	-375260	106600	-513670
Máx	319102	722401	-324876	729950	1302953	-301912	1141910	1883176	-278961	888930	867750	-311220
DD²												
Min	-206056	-320975	-351315	-421239	-612640	-374278	-634692	-904137	-397256	-263290	394760	-491100

Máx	224311	262355	-305386	439494	554020	-282423	656437	845881	-259471	854830	1063090	-294250
B. Pilar E												
Min	-142419	-304903	-71008	-238933	-608952	-74855	-335498	-912097	-78677	-136850	-164650	-126850
Máx	50608	304903	-63316	147122	608952	-59469	243583	912097	-55600	260780	167500	-357200
T. Pilar E												
Min	-40273	-13331	-40502	-112819	-26644	-44345	-185148	-39940	-48165	-469760	-40160	-86160
Máx	104818	13331	-32815	177364	26644	-28971	250130	39940	-25104	268850	44230	-5580

Nota1: Na ação sísmica N varia com M_{33} , sendo insensível a M_{22} .

O mínimo de N é concomitante com o mínimo de M_{33} .

O máximo de N é concomitante com o máximo de M_{33} .

Nota 2: Seção do ramo direito.

Sendo a análise realizada com a introdução da matriz de rigidez completa (exata ou aproximada) a fim de considerar os efeitos de 2ª ordem das cargas verticais, obtém-se uma redução da rigidez dos pilares, por efeito da carga axial de compressão na matriz de rigidez, e à obtenção de períodos próprios de vibração maiores.

Esse aumento conduz, desde que os modos de vibração significativos se situem acima dos valores de T_B do espectro de cálculo, o que sucede quase sempre, a valores de resposta espectral menores ou iguais aos obtidos numa análise de 1ª ordem, reduzindo por essa via o valor da ação sísmica horizontal.

Por esta razão, é aconselhável, apesar de menos exato, mas pelo lado da segurança, que na determinação dos modos e períodos de vibração não sejam considerados os efeitos geométricos de 2ª ordem das cargas verticais atuantes, no entanto, estes devem ser contabilizados no cálculo dos esforços finais.

Como previsto, verificou-se um pequeno aumento dos períodos de vibração, pois a estrutura se tornou mais deformável, valores que se apresentam na Tabela abaixo.

Na Tabela 23 apresenta-se a comparação entre os resultados da AMEGNL com os da AMEL de onde se conclui que os resultados se mantiveram razoavelmente aproximados à exceção nos pilares extremos onde registram uma redução significativa dos esforços axiais.

Tabela 22 – Períodos e frequências dos modos de vibração lineares e GNL da estrutura na situação sísmica

Modo	Períodos Lineares T(s)	Período GNL T(s)
1	6,59	6,9820
2	6,12	6,4685
3	6,10	6,4219
4	5,33	5,72
5	3,92	4,11
6	3,43	3,55
7	3,15	3,39
8	2,82	2,98
9	2,60	2,73
10	2,55	2,69

Tabela 23 – Comparação entre AMEL e AMEGNL (rácio AMEGNL/AMEL)

Seção	ag= 0,05.g			ag= 0,10.g			ag= 0,15.g			Esforços máximos no projeto base		
	M ₃₃ KNm	M ₂₂ KNm	N KN	M ₃₃ KNm	M ₂₂ KNm	N KN	M ₃₃ KNm	M ₂₂ KNm	N KN	M ₃₃ KNm	M ₂₂ KNm	N KN
A'												
Min	1,21	1,01	1,02	1,10	1,01	1,02	1,06	1,01	1,02			
Máx	0,69	1,01	1,02	0,84	1,01	1,02	0,89	1,01	1,02			
B'												

Min	0,90	1,02	1,02	0,93	1,02	1,02	0,95	1,02	1,02			
Máx	1,19	1,02	1,03	1,06	1,02	1,03	1,03	1,02	1,03			
c ²												
Min	0,59	1,15	1,03	0,72	1,08	1,03	0,79	1,06	1,03			
Máx	-18,43	0,96	1,03	1,84	0,99	1,02	1,41	1,00	1,02			
D ²												
Min	0,25	1,02	1,03	0,41	1,03	1,03	0,51	1,03	1,03			
Máx	-0,58	1,06	1,03	-2,55	1,05	1,03	15,77	1,04	1,02			
B. Pilar E												
Min	1,36	1,04	0,80	1,21	1,04	0,81	1,16	1,04	0,81			
Máx	0,63	1,04	0,78	0,85	1,04	0,77	0,66	1,04	0,76			
T. Pilar E												
Min	0,29	1,11	0,69	0,54	1,11	0,71	0,67	1,11	0,73			
Máx	107,18	1,11	0,65	2,52	1,11	0,62	1,79	1,11	0,58			

Conclui-se que, neste caso, na generalidade as diferenças encontradas não são significativas a justificar o recurso à análise GNL.

Uma vez a EN1998-2 (2005) considerar, no método aproximado por ela preconizado, os efeitos GNL de modo majorativo, manter-se-á aqui essa linha de raciocínio, considerando para valores mínimos dos esforços de dimensionamento GNL dos elementos estruturais os valores obtidos em análise linear.

Apresenta-se na Tabela 24 os esforços de dimensionamento para a AMEGNL.

Tabela 24 - Esforços de dimensionamento para AMEGNL e do projeto base na torre e pilar esquerdo

Seção	ag= 0,05.g			ag= 0,10.g			ag= 0,15.g			Esforços máximos no projeto base		
	M ₃₃ KNm	M ₂₂ KNm	N KN	M ₃₃ KNm	M ₂₂ KNm	N KN	M ₃₃ KNm	M ₂₂ KNm	N KN	M ₃₃ KNm	M ₂₂ KNm	N KN
AA¹												
Min	-2283952	-2648942	-818910	-3966751	-5297294	-823480	-5649993	-7945188	-828074	-1309910	-1244040	-1159960
Máx	1563149	2648942	-809769	3288977	5297294	-805199	5014805	7945188	-800652	2008290	1246990	-760300
BB¹												
Min	-1772752	-2208338	-743929	-3010939	-4416233	-748496	-4249127	-6623803	-753086	-1030820	-1059060	-1080630
Máx	835726	2208338	-734794	2051087	4416233	-730227	3267168	6623803	-725684	1865910	1062220	-701540
CC²												
Min	-846998	-438702	-370804	-1261839	-1019254	-393768	-1676679	-1600192	-416746	-375260	106600	-513670
Máx	319102	753267	-324876	729950	1320184	-301912	1141910	1887101	-278961	888930	867750	-311220
DD²												
Min	-814157	-320975	-351315	-1028104	-612640	-374278	-1242050	-904137	-397256	-263290	394760	-491100
Máx	224311	262355	-305386	439494	554020	-282423	656437	845881	-259471	854830	1063090	-294250
B. Pilar E												
Min	-142419	-304903	-71008	-238933	-608952	-92778	-335498	-912097	-78677	-136850	-164650	-126850

Máx	80735	304903	-63316	173527	608952	-77455	243583	912097	-55600	260780	167500	-357200
T. Pilar E												
Min	-137908	-13331	-40502	-207351	-26644	-62267	-276793	-39940	-48165	-469760	-40160	-86160
Máx	104818	13331	-32815	177364	26644	-46958	250130	39940	-25104	268850	44230	-5580

Nota1: Na ação sísmica N varia com M_{33} , sendo insensível a M_{22} .

O mínimo de N é concomitante com o mínimo de M_{33} .

O máximo de N é concomitante com o máximo de M_{33} .

Nota 2: Seção do ramo direito.

4.3.5.1 Resistência das seções dos mastros e pilares de extremidade esquerdos

Tal como em 4.3.3.1, fez-se a verificação de resistências das seções.

Tensões normais

Apenas se analisaram seções das torres e pilares de extremidade até comprovação de falha estrutural. Resume-se, na Tabela 25, as relações das tensões máximas a que as seções indicadas estarão sujeitas segundo a AMEGNL, constatando-se que a partir de um ponto entre $0,05g \leq a_g \leq 0,10g$ a estrutura não satisfaz os critérios de segurança estrutural nas seções C e BPE e a seção B entrará em comportamento inelástico, mas não plástico dos materiais (zona crítica). Esta seção não dispõe de detalhamento adequado para o regime inelástico, apresentando pouca ductilidade.

Tabela 25 – Verificação das seções A, B, C, BPE aos esforços sísmicos da AMEGNL

Seção	$a_g = 0,05g$			$a_g = 0,10g$			$a_g = 0,15g$			Projeto base		
	α	χ	Obs	α	χ	Obs	α	χ	Obs	α	χ	Obs
A	2,0	0,166	OK	2,0	0,530	OK	2,0	1,099	NOK	2,0	0,106	OK
B	1,5	0,295	OK	1,5	0,714	ZC	1,5	1,242	NOK	1,5	0,246	OK
C	2,1	0,557	OK	1,8	1,506	NOK	---	---	---	1,6	0,801	ZC
BPE	1,7	0,425	OK	1,7	1,195	NOK	---	---	---	2,0	0,757	ZC

BPE base pilar esquerdo.

ZC Zona Crítica (zona com comportamento inelástico $\chi \geq 0,70$).

Nas seções AA e BB (base das torres) os esforços de projeto base são inferiores a qualquer uma das situações sísmicas

Haverá um ponto entre $0,10g \leq a_g \leq 0,15g$ a partir do qual nenhuma seção satisfará os critérios de segurança estrutural.

4.3.6 Análise dinâmica no domínio do tempo - superestrutura e mesoestrutura

Conforme se viu anteriormente, a análise no domínio do tempo pode ser realizada:

- em cada modo de vibração, com acoplamento em instantes definidos por intervalo de tempo estipulado;
- através de integração direta da resposta em instantes definidos por intervalo de tempo estipulado.

A EN 1998-2 (2005) é omissa em relação a restrições ou aplicabilidade de qualquer um destes processos. Os dois processos alcançam valores muito próximos desde que devidamente calibrados os números de modos de vibração considerados, cujo critério segue o da análise modal.

4.3.6.1 Análise dinâmica modal no domínio do tempo linear (ADMDTL) versus análise dinâmica integração direta domínio do tempo linear (ADIDDTL)

Na ADMDT, do mesmo modo que efetuado na análise modal, o número de modos de vibração admitidos foi de 60, tendo sido considerada a correção estática até 100% da massa total da estrutura. Na ADIDDT os coeficientes de integração foram $\alpha=0$, $\beta=0,25$ e $\gamma= 0,50$.

O valor considerado para o amortecimento viscoso foi de 5% em todas os períodos de vibração. Não se considerou o amortecimento histerético.

Não foram considerados os efeitos GNL.

Apresentam-se nas Tabelas 26 e 27 os valores médios dos esforços obtidos pela ADMDTL e ADIDDTL dos três acelerogramas ajustados mencionados em 4.3.1., para M_{33max} , M_{22max} , N_{max} , M_{33min} , M_{22min} e N_{min} na seção A-A para $a_g = 0,10g$.

Nessas Tabelas foram assinalados as médias dos esforços correspondentes aos instantes médios de ocorrência de valores máximos e mínimos em cada um dos métodos de cálculo, sendo identificados nas cores cor verde e vermelha os não concomitantes. Na Tabela 26, a cor verde assinala a média do esforço máximo e respectivo instante médio identificado na Tabela 27. Na Tabela 27 a cor vermelha assinala a média do esforço máximo e respectivo instante médio identificado na Tabela 26.

Tabela 26 – ADMDTL ($a_g = 0,10g$): M_{33max} , M_{22max} , N_{max} , M_{33min} , M_{22min} e N_{min} , seu esforços concomitantes e instantes de ocorrência na seção A

Esforços	M33	M22	N	t(s)
M33max	3227657	2335375	-790012	23,7
M22max	2454008	5101025	-794275	12,6
Nmax	2239915	1624137	-788008	17,3
M33min	-3480847	-4844873	-805774	14,9
M22min	-3396753	-5037887	-808265	15,2
Nmin	-3396753	-5037887	-808265	15,2
	1931807	3594681	-788895	11,9

Constata-se que N_{min} ocorre concomitante com M_{33min} e M_{22min} .

Considerou-se ocorrerem esforços no mesmo instante se a diferença temporal for inferior a +/- 0,5s.

Intervalo de integração de 0,01 s com 3000 steps, 30 s.

Tabela 27 – ADIDDTL ($a_g = 0,10g$): M_{33max} , M_{22max} , N_{max} , M_{33min} , M_{22min} e N_{min} , seu esforços concomitantes e instantes médios de ocorrência na seção A

Esforços	M33	M22	N	t(s)
M33max	3271552	2530185	-790002	23,8
M22max	2531224	5149923	-794500	12,7
Nmax	1858163	3655107	-787151	11,9
M33min	-3515827	-4976719	-807630	15,1
M22min	-3402955	-5032037	-809193	15,2

N _{min}	-3402955	-5032037	-809193	15,2
	2224937	1624513	-789339	17,3

Constata-se que N_{\min} ocorre concomitante com $M_{33\min}$ e $M_{22\min}$.

Considerou-se ocorrerem esforços no mesmo instante se a diferença temporal for inferior a +/- 0,5s.

Intervalo de integração de 0,01 s com 3000 steps, 30 s.

Pode-se verificar que os valores mínimos da média dos esforços se verificam nos dois métodos em torno do instante médio de 15,2s. Facilmente, se constata uma excelente aproximação entre esforços dos dois métodos, com valores muito próximos para os mesmos instantes tempo apresentando desvios máximos de 1,4%.

Em relação ao esforço axial, verificam-se dois instantes, 11,9 s e 17,3 s, onde os esforços médios axiais são máximos e muito próximos entre si, com diferenças inferiores a 0,1%, porém, cada um relacionado com médias de esforços fletores distintos.

Conclui-se que a aplicação de qualquer um destes métodos será válida, dando resultados muito similares em termos de esforços e instantes de ocorrência.

No prosseguimento desta dissertação vai-se utilizar a ADMDTL.

4.3.6.2 Análise dinâmica modal no domínio do tempo linear (ADMDDL)

Apresentam-se, na Tabela 28, os valores médios das combinações de cálculo da ADMDDL para as seções A, B, C, D, pilar externo-base, pilar externo-topo, da torre e pilar de extremidade esquerda, para $a_g = 0,10g$.

Tabela 28 – Combinações de ADMDDL para $a_g = 0,10g$

Seções	Instante	M33	M22	N	Obs
A	12,7	2454008	5101025	-794275	maxM ₂₂
	14,9/15,2 ¹	-3480847	-5037887	-808265	minM ₃₃ , minM ₂₂ e minN
	17,3	2239915	1624137	-788008	maxN
	23,7	3227657	2335375	-790012	maxM ₃₃

B	12,7	1372296	4208312	-720093	maxM ₂₂
	15,0/15,2 ¹	-2886639	-4064536	-733280	minM ₃₃ , minM ₂₂ e minN
	17,3	1253191	1398674	-713059	maxN
	23,7	1938531	1894714	-715034	maxM ₃₃
C²	12,7/12,8 ¹	203710	1286262	-380101	maxM ₂₂ , minN
	14,8/15,2 ¹	-1232816	-893502	-306527	minM ₃₃ , minM ₂₂ e maxN
	23,7	440185	680542	-353257	maxM ₃₃
DD²	12,7/12,8 ¹	-288807	512964	360610	maxM ₂₂ , minN
	14,8/15,2 ¹	-1024866	-564197	-287037	minM ₃₃ , minM ₂₂ e maxN
	23,7	-157807	207561	-333767	maxM ₃₃
B. Pilar E	13,0	66868	542697	-88102	maxM ₂₂
	14,9/15,3 ¹	-190602	-537853	-76548	minM ₃₃ , minM ₂₂ e maxN
	23,8	123860	168420	-93407	minN
	29,9	158959	31348	-90946	maxM ₃₃
T. Pilar E	7,4	-89340	25992	-57053	maxM ₂₂
	11,2	-153288	-26269	-58652	minM ₂₂
	15,3	76296	5296	-46051	maxM ₃₃ , maxN
	23,8/23,9 ¹	-207990	2664	-62896	minN ₃₃ , minN

Nota1: Considerou-se ocorrerem esforços no mesmo instante se a diferença temporal for inferior a +/- 0,5s .

Nota 2: Seção do ramo direito.

Nota3: Intervalo de integração de 0,01s com 3000 steps, 30 s.

Nota4: Máximos assinalados a cor vermelha. Mínimos assinalados a cor azul.

Comparando os máximos/mínimos obtidos entre AMEL e ADMDTL, ver Tabela 29, constata-se que a análise dinâmica apresenta as seguintes similaridades:

- aos esforços axiais da análise espectral modal.

O afastamento absoluto médio nas 12 seções é de 2,4%, no máximo de 7,9% e no mínimo de 0,1%.

- aos esforços $M_{22max,min}$ da análise espectral modal, sendo em geral ligeiramente inferiores, exceto no topo do pilar onde são ligeiramente superiores.

O afastamento absoluto médio nas 12 seções é de 5,5%, no máximo de 9,4% e mínimo de 2,6%.

- aos esforços $M_{33max,min}$ da análise espectral modal, sendo em geral ligeiramente inferiores, exceto na seção C que é ligeiramente superior.

O afastamento absoluto médio nas 12 seções é de 4,4%, no máximo de 10,7% e mínimo de 0,2%.

Tabela 29 – Comparação entre valores máximos de cálculo AMEL e ADMDTL.

Seção	AMEL			ADMDTL			Diferença relativa (ADMDTL/AMEL)		
	M ₃₃	M ₂₂	N	M ₃₃	M ₂₂	N	M ₃₃	M ₂₂	N
AA¹									
Min	-3614335	-5259194	-805695	-3480847	-5037887	-808265	-3,7%	-4,2%	0,3%
Máx	3288977	5259194	-787050	3227657	5101025	-788008	-1,9%	-3,0%	0,1%
BB¹									
Min	-3010939	-4328912	-730715	-2886639	-4064536	-733280	-4,1%	-6,1%	0,4%
Máx	1941810	4328912	-712075	1938532	4208312	-713059	-0,2%	-2,8%	2,4%
CC²									
Min	-1261839	-947485	-381830	-1232816	-893502	-380101	-2,3%	-5,7%	-0,5%
Máx	397524	1320184	-294998	440185	1286262	-306527	10,7%	-2,6%	3,9%
DD²									
Min	-1028104	-597541	-362339	-1024866	-564197	-333767	-0,3%	-5,6%	-7,9%
Máx	-172319	528806	-275507	-157807	512964	-287037	-8,4%	-3,0%	4,2%
B. Pilar E									

Min	-197639	-586555	-92778	-190602	-537853	-93407	-3,6%	-8,3%	0,7%
Máx	173527	586555	-77455	158959	542697	-76548	-8,4%	-7,5%	-1,2%
T. Pilar E									
Min	-207351	-24001	-62267	-207990	-26269	-62896	0,3%	9,4%	1,0%
Máx	70421	24001	-46958	76296	25992	-46051	8,3%	8,3%	-1,9%

Valor a vermelho aquele com afastamento superior a 10%.

Os desvios encontrados não justificam a escolha do método dinâmico em detrimento do método espectral modal, pois de fato, as diferenças encontradas traduzem variações insignificantes nas relações de tensão normal. Por esta razão se cinge este estudo comparativo a $a_g = 0,10g$.

Considerados os efeitos não lineares de 2ª ordem remete-se os esforços de dimensionamento da estrutura para a Tabela 24, bem como, a verificação de resistência das seções para a Tabela 25.

Constata-se aqui o motivo pelo qual a EN1998-2 (2005) promove a AMEL + majoração dos esforços por efeito GNL (método aproximado) como método preferencial para a análise sísmica linear equivalente de pontes. Em alternativa à majoração, pode-se recorrer à AMEGNL com a matriz de rigidez completa.

4.3.7 Análise modal espectral (AMEGNL) - estacas de fundação

Estes elementos por serem de seção simples e de detalhamento conhecido no projeto base, permitem uma abordagem diferente, recorrendo à verificação direta da resistência dos elementos pelo SAP2000 v.22 (2020).

Apresenta-se unicamente a AMEGNL, pois como se viu anteriormente todos os outros métodos dão valores muito similares.

4.3.7.1 Resistência à flexão – estacas de fundação

Tomando como hipótese que sejam garantidas as condições de confinamento e ductilidade mínima, impostas no ponto 6.2.1.4. da EN1998-2 (2005) às estruturas de ductilidade limitada/essencialmente elásticas, resta averiguar se os elementos estaca satisfazem as condições de segurança estrutural aos esforços de ação sísmica para $a_g = 0,05g$, $a_g = 0,10g$ e $a_g = 0,15g$ na AMEGNL, obtida no ponto 4.3.5.

Para essa verificação foi corrido no SAP2000 v.22 (2020) a função de verificação de armaduras - "CheckDesign" para as armaduras atribuídas nas estacas no projeto base, nas seguintes condições:

- sem a consideração de efeitos de 2ª ordem e fluência calculados por métodos simplificados como os de rigidez ou curvatura nominal que por defeito estariam ativos no SAP2000 v.22 (2020);
- divisão das estacas em 6 troços para contabilização dos efeitos GNL calculados pela matriz de rigidez completa;
- limite da relação de tensões normais unitários ($\chi_{max} = 1,0$), conforme estabelecido no ponto 5.8.9.(4) da EN1992-1 (2004);
- limite do esforço axial reduzido em 0,60 ($\chi_{N,max} = 0,60$), conforme estabelecido pela EN1998-2 (2005) que em zonas críticas (ZC) não dispensadas de confinamento (6.5.1.) o esforço axial reduzido está limitado a 0,60 (6.2.1.4.);
- com excentricidade mínima imposta na EN1992-1 (2004), apesar de, como se verá adiante, não ser pertinente visto as excentricidades geradas pela ação sísmica superarem, em muito, a excentricidade mínima.
- dimensionamento das armaduras do concreto armado segundo a EN1992-1 (2004).

Nas Figuras 51 apresentam-se as armaduras de reforço das estacas dimensionadas no projeto base para os blocos dos pilares de extremidade e torres e envoltória de seus momentos resistentes.

Do calculo da tensão normal obtida no SAP2000 v.22 (2020) pelo "CheckDesign", para as estacas de fundação do pilar esquerdo com $a_g = 0,05g$, pôde-se verificar que todas as estacas, à exceção da estaca central, não satisfazem o critério de segurança, apresentando $\chi \geq 1,0$. A estaca central apresenta

ZC de $\chi = 0,874$. Do mesmo modo, se pôde constatar que todas as estacas da torre esquerda satisfazem o critério de segurança, porém todas elas com ZC de $\chi \geq 0,90$.

Haverá um ponto entre $0,05g \leq a_g \leq 0,10g$ a partir da qual nenhuma estaca de fundação satisfaz os critérios de segurança.

Do exposto, conclui-se que as fundações deixam de satisfazer os critérios de segurança mesmo para valores de $a_g < 0,05g$.

7.2.8 Gráfico de momentos resistentes / momentos solicitantes

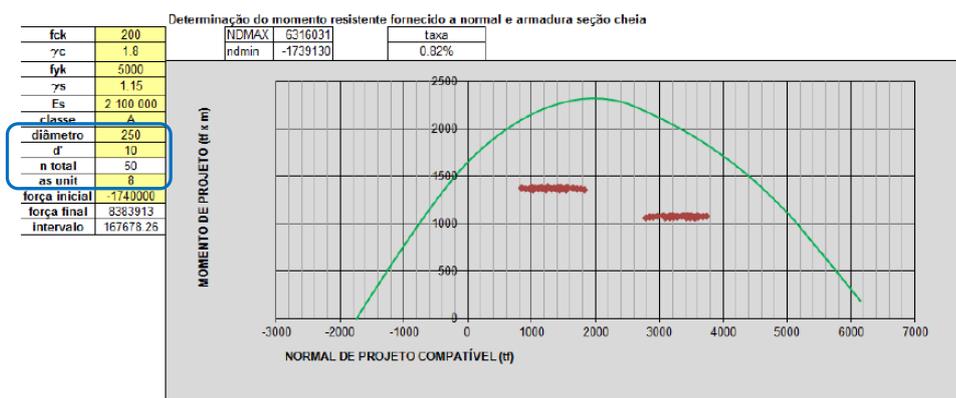


Figura 51a - Armaduras das estacas dos pilares de extremidade com **50 ϕ 32** (e envoltória de momentos resistentes). Projeto base – Subcapítulo 7.2.8. (SEINFRA, 2021).

7.3.8 Gráfico de momentos resistentes / momentos solicitantes

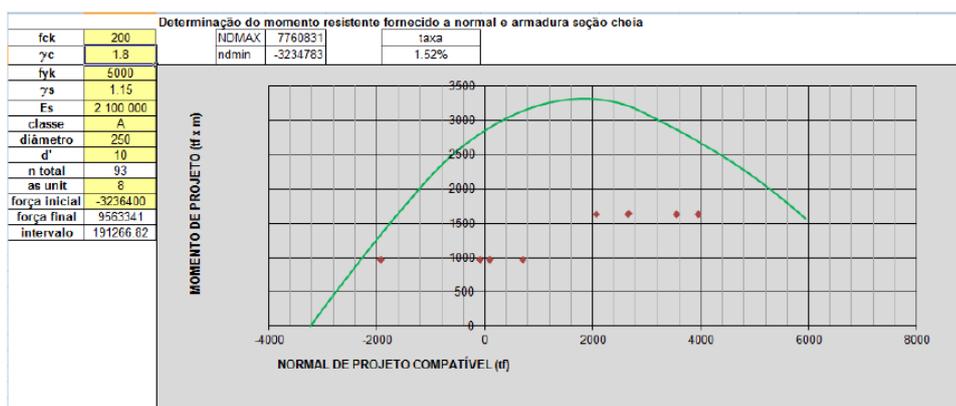


Figura 51b - Armaduras das estacas dos mastros com **93 ϕ 32** (e envoltória de momentos resistentes). Projeto base – Subcapítulo 7.3.8. (SEINFRA, 2021).

4.3.8 Análise estática não linear – *Pushover* ($a_g = 0,10g$) - estacas de fundação

Apesar do EN1998-2 (2005) limitar à estrutura a aplicação de análise sísmica linear equivalente com $q=1,0$, vai-se fazer neste subcapítulo uma análise *Pushover* partindo do pressuposto que as armaduras nas seções dos mastros, pilares e tabuleiro resistem aos esforços solicitantes em comportamento elástico e que somente as estacas poderão vir a ter um comportamento fisicamente não linear.

Inicia-se o método *Pushover* com a determinação do DC pelo método prescrito na EN1998-2 (2005), como também pelo método do ATC40 (1996) com o intuito de análise da diferença entre os dois métodos.

Para aplicação do método ATC40 (1996) foi necessário determinar o comportamento das potenciais rotulas plásticas. Uma vez a estrutura em análise e seus elementos serem de ductilidade limitada/essencialmente elástico, o traçado do diagrama $M-\Phi$ idealizado será construído levando em conta o modelo de Mander para concreto não confinado, que tem as seguintes diferenças face ao modelo de Mander para concreto confinado:

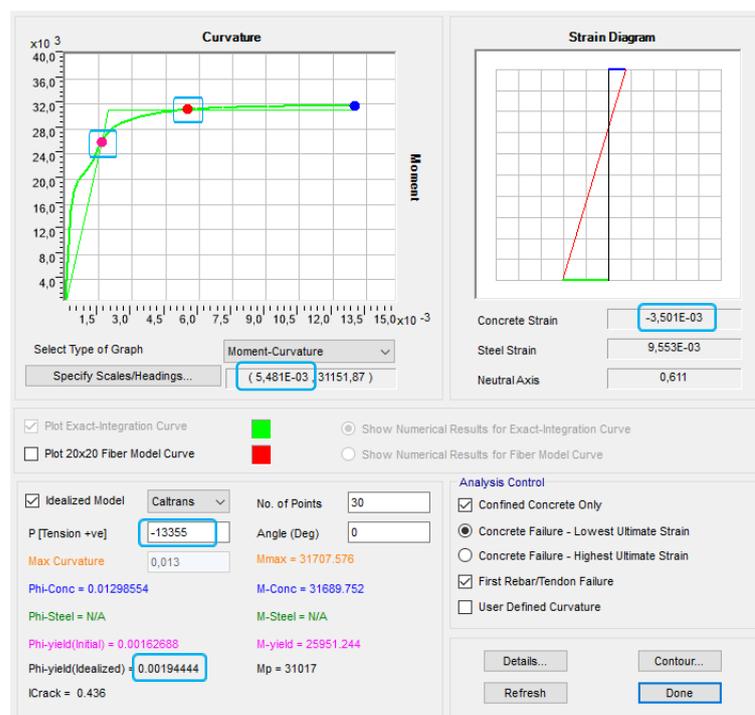
- o limite do patamar plástico é de ϵ_{cu} ;
- o ponto $M_y-\Phi_y$, determinado com as relações tensão-deformação para concreto não confinado, ou fracamente confinado, diminui a relação $M_y/\Phi_y=K$ face ao concreto confinado;
- o patamar plástico se apresenta bem mais curto, ou quase inexistente, face ao concreto confinado;
- momento plástico menor face ao concreto confinado

Antes de mais, é conveniente para a segurança estrutural que os elementos de concreto apresentem uma ductilidade mínima de forma a garantirem esse patamar plástico que, mesmo sendo significativamente mais curto, permite alguma redistribuição de esforços entre elementos.

4.3.8.1 Condições de confinamento mínimo

Na Figura 52, apresenta-se o estudo $M-\Phi$ das seções das estacas de pilar da ponte. Para idealização do diagrama $M-\Phi$ dos elementos estaca de concreto,

consideraram-se as relações tensão-deformação idealizadas conforme a EN1998-2 (2005) e Caltrans (2019) no modelo de Mander (1988) para concreto não confinado. Este processo de cálculo foi executado automaticamente pelo SAP2000 v22 (2020).



Valores das curvaturas para o esforço axial de cálculo sísmico: $N = 13.355 \text{ KN}$

Curvatura para 0,35%: $\Phi_{0,35} = 0,005481 \text{ m/m}$

Curvatura para o limite teórico elástico: $\Phi_Y = 0,001944 \text{ m/m}$

$\mu_{0,35} = \Phi_{0,35} / \Phi_Y = 2,82$

Figura 52 – Diagrama M- Φ real obtido por integração e diagrama idealizado de M- Φ da seção das estacas do pilar esquerdo. SAP2000 v.22 (2020).

Como se referiu anteriormente, a dispensa de armadura de confinamento é permitida se $\mu_{0,35} = \Phi_{0,35} / \Phi_Y \geq 7$, o que não se verifica (ver comentário da Figura 52).

Cálculo da armadura e comprimento de confinamento mínimo

Estaca do pilar esquerdo:

$$\omega_{wd,c} \geq \text{maior}\{0,39.A/acc + 0,18f_{yd} \cdot (\rho_L - 0,01)/f_{cd}; 0,12\} = 0,47$$

$$A_{sw,total} \geq \omega_{wd,c} \cdot D_{sp} \cdot s_L \cdot f_{cd} / (4 \cdot f_{yd}) = 27,9 \text{ cm}^2 \text{ ou } \Phi 10 // 0,15$$

Comprimento do confinamento: $L_h = 6,7 \approx 7 \text{ m}$

Esta armadura é a que de fato se encontra projetada em todo o comprimento das estacas.

Restantes estacas:

As mesmas condições se verificam nas restantes estacas da ponte.

Concluindo, todas as estacas satisfazem os critérios de ductilidade mínima exigida para elementos de ductilidade limitada/essencialmente elástico.

4.3.8.2 Rótulas plásticas (carga monotônica)

Estas deverão satisfazer as condições referidas em 3.5.2., em especial no que concerne ao comportamento do concreto e ao comprimento das rótulas plásticas com as Equações (95) e (96).

Localização das rotulas plásticas

Para a localização das rotulas plásticas foram adotados os critérios da EN1998-2 (2005) e do Caltrans (2019), que se resumem na Figura 53 e ainda ao seguinte:

- em todas as zonas críticas dos elementos estruturais;
- em todas as zonas onde haja descontinuidades acentuadas das propriedades dos solos;
- em todas as zonas onde haja descontinuidade estrutural, isto é, acentuada variação de rigidez e do comportamento estrutural;

Uma vez os solos de fundação serem relativamente homogêneos e sem ação cinemática expressiva colocaram-se as potenciais rótulas plásticas em cada extremidade das estacas, isto é, junto ao bloco de coroamento e junto à zona de resistência simulada com molas.

Comprimento das rótulas plásticas

Os troços inelásticos das potenciais rótulas plásticas das estacas têm os seguintes comprimentos :

Pilar e Torre esquerdas: $L=58$ m

$$L_p = 0,10L + 0,015 \cdot f_{yk} \cdot \phi_{bl}$$

$$L_p = 0,10 \times 58 + 0,015 \times 500 \times 0,032 = 5,8 + 0,24 = 6,04 \geq 0,030 \cdot f_{yk} \cdot \phi_{bl} = 0,48 \text{ m}$$

$$L_p \approx 6,0 \text{ m} \quad (\xi = 6/58 = 0,103, \text{ comprimento relativo})$$

Torre direita: $L= 52$ m

$L_p \approx 5,4 \text{ m}$ ($\xi = 0,103$)

Pilar direito: $L = 50 \text{ m}$

$L_p \approx 5,2 \text{ m}$ ($\xi = 0,104$)

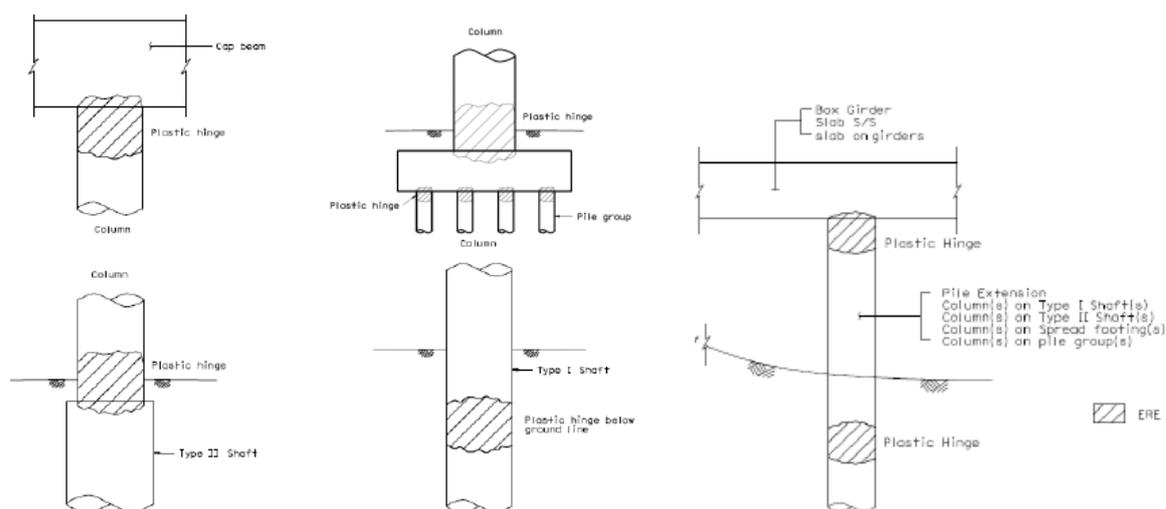


Figura 53 – Zonas de localização de potenciais rótulas plásticas. Caltrans (2019)

Relações tensão-deformação nas rótulas plásticas

As relações tensão-deformação do concreto C20 em estacas de pilares e torres, geradas em janela de cálculo do SAP2000 v22 (2020) para concreto não confinado, apresentam-se nas Figuras 54 e 55.

As relações tensão-deformação do aço AC-50 em estacas de pilares e torres, geradas em janela de cálculo do SAP2000 v22 (2020), apresentam-se nas Figuras 56 e 57.

Comportamento das rótulas plásticas

Nas Figuras 58 apresenta-se o diagrama $M-\Phi$ idealizado e normalizado em relação ao M_p para esforço axial resistente à compressão e tração.

Além dos pontos C, D e E, coincidentes e de máxima extensão plástica, o momento declina para zero de forma repentina.

No SAP2000 v22 (2020) estabeleceu-se o critério de desempenho CP, ou limite de danos SD da EN1998-3 (2005) através de $\theta_{475} \approx 0,75 \cdot (\theta_u - \theta_Y)$.

User Stress-Strain Curve Data

Number of Points in Stress-Strain Curve

	Strain	Stress	Point ID
1	-5,000E-03	0,	-E
2	-4,000E-03	-24563,41	
3	-3,024E-03	-26648,6	
4	-2,000E-03	-28000,	-C
5	-1,568E-03	-27478,47	
6	-9,760E-04	-23733,55	
7	-2,000E-04	-7046,79	
8	0,	0,	A
9	9,004E-05	3295,3367	B
10	9,904E-04	0,	E

Figura 54 – Valores tensão – deformação do material das estacas - C20 não confinado.
SAP2000 v.22 (2020)

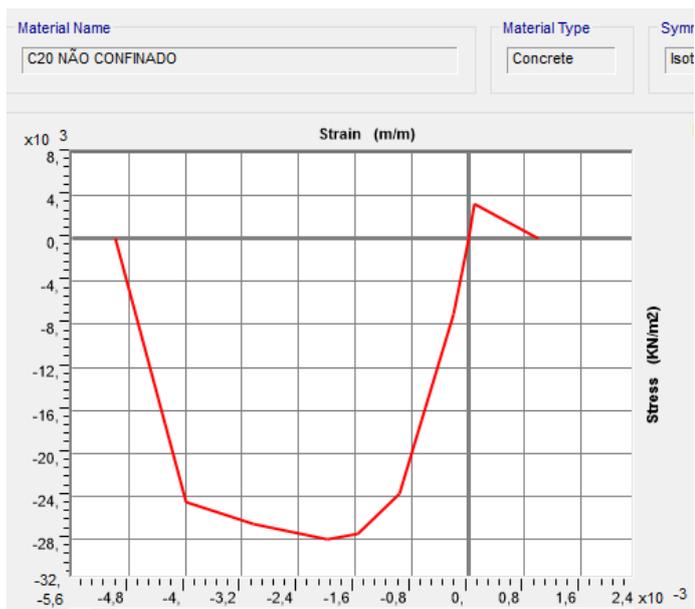


Figura 55 – Diagrama tensão – deformação do material das estacas - C20 não confinado.
SAP2000 v.22 (2020)

User Stress-Strain Curve Data

Number of Points in Stress-Strain Curve

	Strain	Stress	Point ID
1	-0,108	-190000,	
2	-0,09	-550000,	-E
3	-0,0483	-533333,	
4	-0,0233	-516667,	
5	-0,015	-500000,	
6	-2,500E-03	-500000,	-B
7	0,	0,	A
8	2,500E-03	500000,	B
9	0,015	500000,	
10	0,0233	516666,7	
11	0,0483	533333,3	
12	0,09	550000,	E

Figura 56 Valores tensão – deformação do material das estacas - CA-50. SAP2000 v.22 (2020).

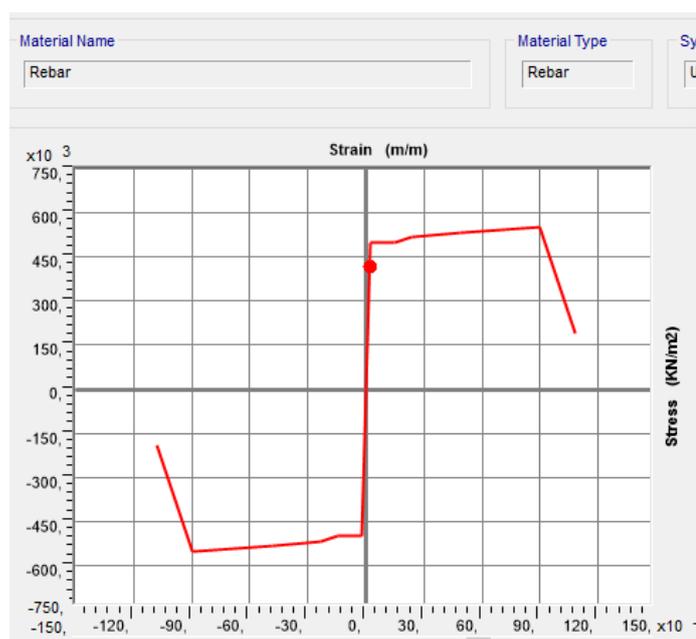


Figura 57 – Diagrama tensão – deformação do material das estacas – Aço CA-50.
SAP2000 v.22 (2020)

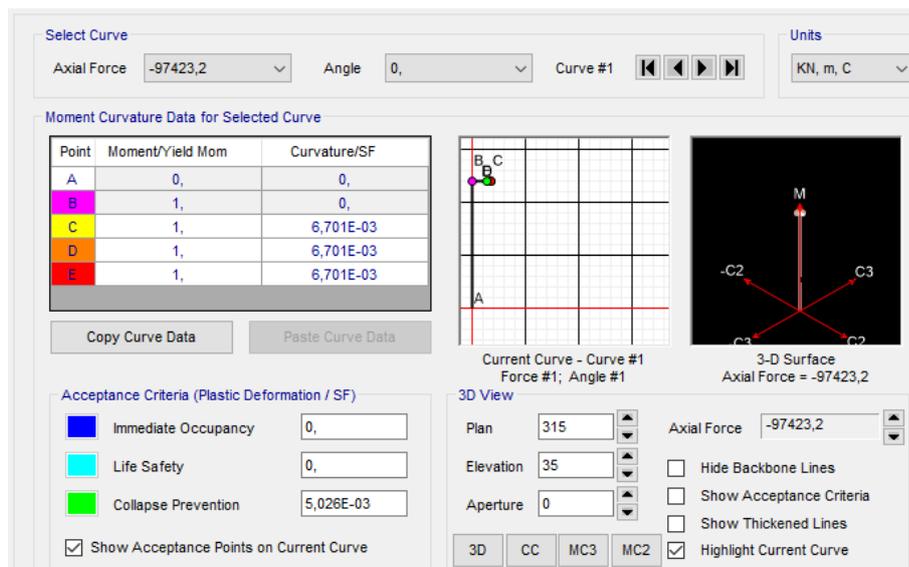


Figura 58a – Diagrama $M-\Phi$ idealizado normalizado em M_p para máxima compressão.
SAP2000 v22 (2020).

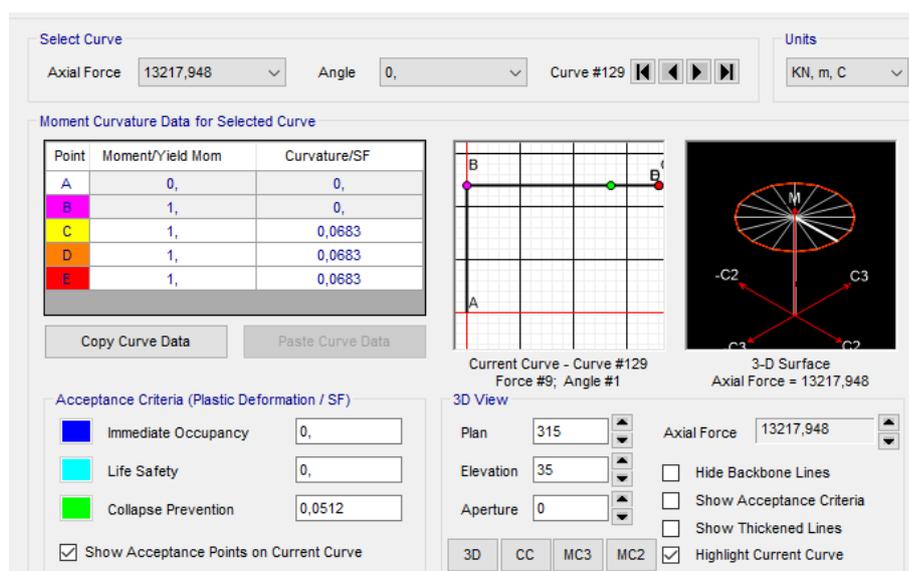


Figura 58b – Diagrama $M-\Phi$ idealizado normalizado em M_p para máxima tração.
SAP2000 v22 (2020).

4.3.8.3 Espectros de resposta inelásticos e DC pelo método ATC40. Esforços na mesoestrutura.

Conforme apresentado em 3.5.3.2.1., Chopra et al. (2004) propõe recorrer a análises multimodais *Pushover* quando se trata de pontes estaiadas, considerando

uns modos como inelásticos, outros elásticos e podendo ser desprezados todos aqueles com $f \geq 25$ Hz ($T \leq 0,04$ s). Tomando esse sentido de trabalho, apresenta-se nas Tabelas 30 e 31, o procedimento da escolha das direções predominantes (e exclusivas) de cada modo, dos modos fundamentais e de “governo” (modo de menor período fundamental).

Dessa análise, conclui-se que os modos fundamentais são o 1º e o 3º, nas direções 2 e 1, respectivamente, o modo de “governo” será o 3º modo, pelo que os potenciais modos inelásticos serão os 1º, 2º e 3º modo, os restantes serão modos elásticos.

Introduziram-se os parâmetros de cálculo do ATC40 para determinação do espectro de resposta inelástico a partir do espectro de resposta elástico com 5% de amortecimento, tipo de estrutura B, o que considera 0,67 para o fator de correção k da Equação (f3) do ANEXO F.

Tabela 30 – Modos fundamentais, de “governo”, modos inelásticos e elásticos.na análise *Pushover NL multimodal. Chopra et al (2002)*

Modo	FCB		FPM		Modo “governo”
	U ₁	U ₂	U ₁	U ₂	
1	---	57495 ^{1,3}	-0,0045	-369,1464	Fundamental
2	---	34244 ³	-0,0556	266,6823	Inelástico
3	114170 ^{1,2,3}	---	483,5512	0,0274	“Governo”
4			0,0011	-93,4697	elástico
5			7,2202	0,0002	elástico

Nota1: Modos fundamentais em cada direção (de maior FCB nessa direção).

Nota2: Modo de “governo” o de menor período dos modos fundamentais.

Nota3: Direção preponderante (ou exclusiva) a de maior FPM.

Tabela 31 – Direções preponderantes dos modos de vibração na análise *Pushover multimodal. Chopra et al (2002)*

Modo	Direção Preponderante
1	2
2	2
3	1

Na Figura 59 apresenta-se os espectros de resposta e demanda para o modo 3, com sismo atuante na direção U_1 , considerados os efeitos GNL. Também se pode verificar para o modo selecionado: o valor do amortecimento efetivo, período efetivo T_{eff} , obtido no ADRS pelo declive da reta da origem ao PD (ponto de desempenho), coordenadas do PD no ADRS, força de corte basal de resposta e DC na direção U_1 .

O valor do DC_{U1} alcançado pelo *Pushover* com ATC40 (1996), foi de 0,598 m com uma FCB_{U1} de 114.477 KN , enquanto que o obtido pela AMEGNL em U_1 foi de 0,593 m para DC_{U1} com uma FCB_{U1} de 113.687 KN. É importante referir que o resultado com a AMEGNL incorporou somente os 3 primeiros modos, sendo apenas o 3º preponderante em U_1 . Se fossem considerados 60 modos + contribuição estática se obteria $DC_{U1} = 0,603m$.

Nas Figuras 60 e 61 apresentam-se os espectros de resposta e demanda para os modos 1 e 2, com sismo atuante na direção U_2 . Também se pode ver para cada modo selecionado: o valor do amortecimento efetivo, período efetivo, coordenadas do PD no ADRS, força de corte basal de resposta e deslocamento do ponto de referência na direção U_2 .

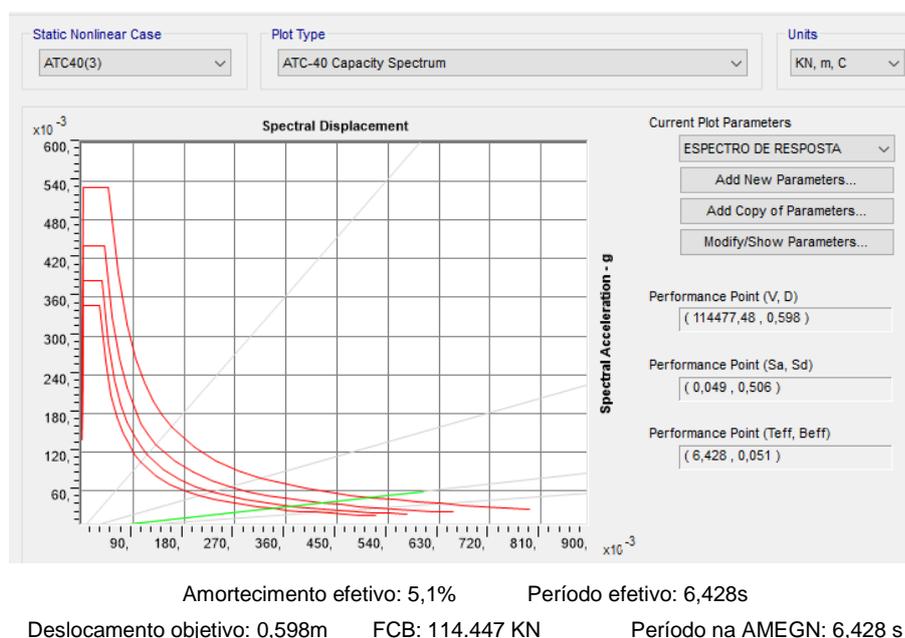
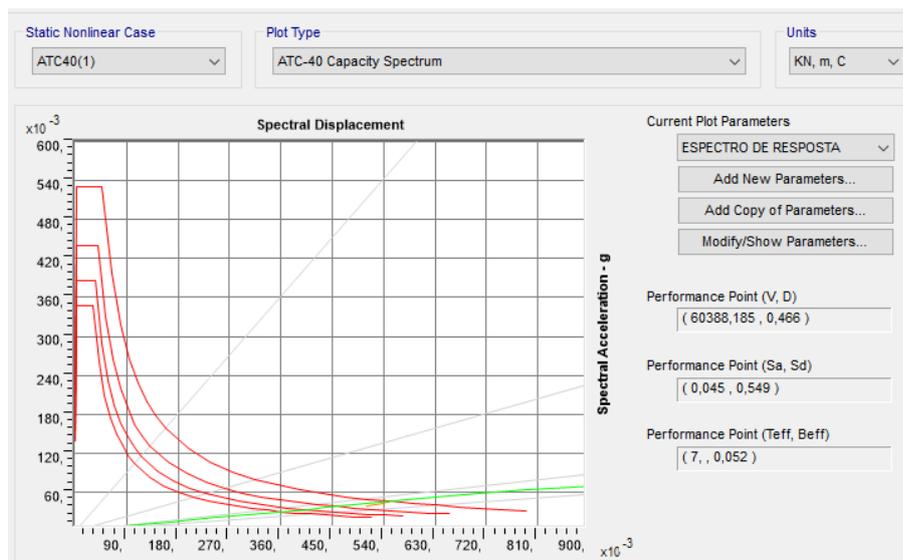


Figura 59 – Espectro de resposta inelástico e demanda para o modo 3. SAP2000 v.22 (2020)



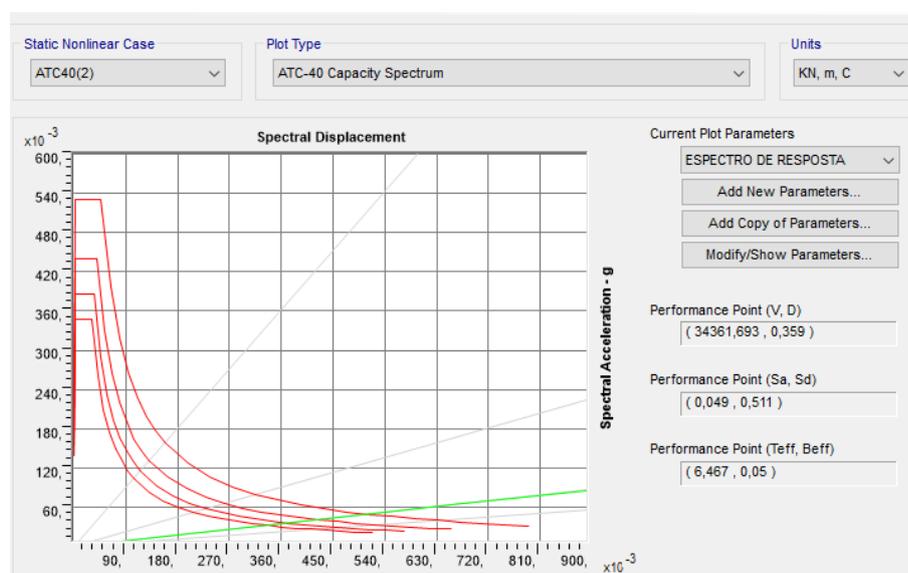
Amortecimento efetivo: 5,2%

Período efetivo: 7,0s

Deslocamento objetivo: 0,466 m FCB: 60.388 KN

Período na AMEGLN: 6,982

Figura 60 – Espectro de resposta e demanda para o modo 1. SAP2000 v.22 (2020)



Amortecimento efetivo: 5,0%

Período efetivo: 6,467s

Deslocamento objetivo: 0,359 m

FCB: 34.362 KN

Período na AMEGLN: 6,468

Figura 61 – Espectro de resposta e demanda para o modo 2. SAP2000 v.22 (2020)

Pode-se obter destes resultados o seguinte:

DC em U_2

$$DC_{U_2} = CQC(0,466 ; 0,359 ; \mu_{12} = 0,552) = 0,729 \text{ m}$$

($T_1 = 7,08 \text{ s}$, $T_2 = 6,47 \text{ s}$ e 5,0% de amortecimento)

Note-se que pela AMEGNL (3 modos) em U_2 forneceu 0,751 m.

FCB em U_2

$FCB_{U_2} = CQC(60.388 ; 34.362 ; \mu_{12} = 0,552) = 84.370 \text{ KN}$.

Note-se que pela AMEGNL (3 modos) em U_2 forneceu 86.747 KN.

4.3.8.4 *Pushover* – Esforços na mesoestrutura.

Os esforços finais da análise *Pushover* na superestrutura por efeito de ductilidade das fundações estão apresentados nas Tabelas 32 e 33 com os resultados da CQC modal e SRSS direcional, nas seções A, B, C e da base do pilar. Na determinação do DC foi utilizado o ATC40 (1996).

Na Tabela 34 apresenta-se a comparação dos esforços de combinação sísmica obtidos pelo *Pushover* (3 modos) e os da AMEGNL (3 modos).

Tabela 32 – Esforços de *Pushover* em U_1 e U_2 por modos ($a_g = 0,10g$).

Seção	U_1 (3º modo)			U_2 (1º modo)			U_2 (2º modo)		
	M_{33}	M_{22}	N	M_{33}	M_{22}	N	M_{33}	M_{22}	N
A¹									
Min	-3227701	---	-6419	---	-4969913	---	---	-63411	---
Máx	3227701	---	6419	---	4969913	---	---	63411	---
B¹									
Min	-2309323	---	-6427	---	-4062757	---	---	-57535	---
Máx	2309323	---	6427	---	4061757	---	---	57535	---
C²									
Min	-771729	---	-3259	-29860	-1073424	-39033	-66759	-12713	-956
Máx	771729	---	3259	29860	1073424	39033	66759	12713	956
B. Pilar E									
Min	-168507	---	-6715	---	-703881	---	---	-338948	---
Máx	168507	---	6715	---	703881	---	---	338948	---

Nota1 : Os modos 1 e 2 têm sentidos opostos.

Nota 2: Os valores não assinalados são insignificantes.

Tabela 33 – Esforços de *Pushover* em U1 e U2 e U1+U2 ($a_g = 0,10g$).

Seção	U1			U2 (CQC)			U1+U2 (SRSS)		
	M ₃₃	M ₂₂	N	M ₃₃	M ₂₂	N	M ₃₃	M ₂₂	N
AA¹									
Min	-3227701	---	-6419	---	-4930210	---	-3227701	-4930210	-6419
Máx	3227701	---	6419	---	4930210	---	3227701	4930210	6419
BB¹									
Min	-2309323	---	-6427	---	-4026758	---	-2309323	-4026758	-6427
Máx	2309323	---	6427	---	4026758	---	2309323	4026758	6427
CC²									
Min	-771729	---	-3259	-53260	-1065461	-39033	-773565	-1065461	-38576
Máx	771729	---	3259	53260	1065421	39033	773565	1065461	38576
B. Pilar E									
Min	-168507	---	-6715	---	-556529	---	-168507	-556529	-6715
Máx	168507	---	6715	---	556529	---	168507	556529	6715

Nota 1: Os valores não assinalados são insignificantes.

Tabela 34 – Esforços de combinação sísmica com *Pushover* e AMEGNL.

(3 modos inelásticos; $a_g = 0,10g$)

Seção	PUSHOVER (3 modos)			AMEGNL (3 modos)			PUSHOVER / AMEGNL (3 modos)		
	M ₃₃	M ₂₂	N	M ₃₃	M ₂₂	N	M ₃₃	M ₂₂	N
AA¹									
Min	-3829283	-4930210	-820782	-3839843	-4934266	-820797	0,9972	0,9992	1,0000
Máx	2626119	4930210	-807944	2636679	4934266	-807929	0,9960	0,9992	1,0000
BB¹									
Min	-2688255	-4026758	-745812	-2696044	-4030123	-745814	0,9971	0,9992	1,0000
Máx	1930391	4026758	-732958	1938180	4030123	-732956	0,9960	0,9992	1,0000
CC²									
Min	-864220	-923969	-386429	-866880	-923781	-386394	0,9969	1,0002	1,0001
Máx	682910	1206953	-309277	685571	1206765	-309313	0,9961	1,0002	0,9999
B. Pilar E									
Min	-214465	-556529	-73854	-215140	-556149	-73891	0,9969	1,0007	0,9995
Máx	122549	556529	-60424	123224	556149	-60387	0,9945	1,0007	1,0006

Na Tabela 35, tem-se também a comparação dos esforços de combinação sísmica obtidos por AMEGNL (57 modos + Correção estática) com o *Pushover multimodal*, (3 modos inelásticos) + AMEGNL (4º ao 57º modo + Correção estática). Note-se que o 60º modo ainda tem um $T > 2,2$ s.

Tabela 35 – Esforços de combinação sísmica com Pushover NL e AMEGNL

 $(a_g = 0,10g)$

Seção	PUSHOVER (3 modos inelásticos) + (SRSS) AMEGNL (4º ao 57º modo + C. Estática)			AMEGNL (57 modos + C. Estática)			PUSHOVER / AMEGNL (57 modos + C. Estática)		
	M ₃₃	M ₂₂	N	M ₃₃	M ₂₂	N	M ₃₃	M ₂₂	N
AA¹									
Min	-3956191	-5293238	-823465	-3966751	-5297294	-823480	0,9973	0,9992	1,0000
Máx	2753882	5293238	-805214	2764442	5297294	-805199	0,9962	0,9992	1,0000
BB¹									
Min	-2804568	-4412868	-748494	-2810357	-4416233	-748496	0,9979	0,9992	1,0000
Máx	2043298	4412868	-730225	2051087	4416233	-730227	0,9962	0,9992	1,0000
CC²									
Min	-910780	-1019339	-393733	-913440	-1019254	-393768	0,9971	1,0001	0,9999

									9	
									9	
									9	
Máx	685571	1303141	-301876	729950	1302953	-301912	0,9392	1,0001	0	
									,	
									9	
									9	
									9	
B. Pilar E										
									0	
Min	-238258	-609332	-74818	-238933	-608952	-74855	0,9972	1,0006	,	
									9	
									9	
									5	
									1	
Máx	146447	609332	-59506	147122	608952	-59469	0,9954	1,0006	,	
									0	
									0	
									0	
									6	

Comparando os resultados dos esforços, em comportamento elástico das torres e pilares, obtidos das AMEGNL com o *Pushover*, ambas multimodais e multidirecionais e consideradas as estacas com possível comportamento não linear, constata-se que os resultados são muito próximos sendo na generalidade ligeiramente inferiores na análise *Pushover*.

Conclui-se por isso que as fundações da ponte apresentam baixa ductilidade, corroborando o facto de elementos de estruturas fracamente confinados conduzirem a estruturas de baixa ductilidade.

4.3.8.5 *Pushover* – verificação das estacas de fundação.

É de se referir que todas as estacas quando analisados pela AMEGNL não satisfazem as condições de segurança para $a_g = 0,10$ g. Posto isto, interessa apurar se a pouca ductilidade das estacas ainda é suficiente para evitar o colapso destas.

Como já se disse anteriormente o SAP2000 v22 (2020) não tem disponível a possibilidade de realizar uma análise não linear multimodal ou multidirecional,

possuindo apenas a função em somente um modo de vibração plano. Visto o presente estudo recair agora sobre um grande número de elementos estaca, torna-se pouco exequível neste trabalho proceder às montagem das CQC modais e SRSS direcionais e fazer a análise individual do comportamento de cada rótula plástica a analisar em 3D.

Para o efeito, procedeu-se à atuação do valor máximo do sismo em U_2 , calculado através de um *Pushover* (apenas no seu estado final), em seguida procedeu-se à análise *Pushover* em U_1 e efetuou-se a combinação direcional para análise tridimensional das rótulas plásticas aos esforços finais, aplicando ao valor máximo do sismo obtido em U_2 um coeficiente de 0,30, conforme permitido no EN1998-2 (2005) que remete para o ponto 4.3.3.5.1.(3) Equações 4.18 e 4.19 da EN1998-1 (2004), e combinando com o *Pushover* em U_1 , isto é, “ ΔU_1 ” + 0,30.“ $\Delta U_{2,max}$ ”.

O mesmo se fez trocando as direções principais de atuação do sismo fazendo “ $\Delta U_{2,max}$ ” + 0,30.“ ΔU_1 ” mantendo o *Pushover* a atuar em U_1 .

Utilizaram-se os DC obtidos pela EN1998-2 (2005) para $a_g= 0,10$ g e $a_g= 0,15$ g.

Nestas condições obteve-se do SAP2000 v22 (2020), o seguinte:

- “ U_1 ” + 0,30.“ $U_{2,max}$ ” – $a_g= 0,10$ g

Identificaram-se 9 rotulas em comportamento plástico, todas ainda em fase inicial não alcançando o limite de danos SD.

Apresentam-se nas Figuras 62 e 63 as curvas de rotação plástica em r_3 e r_2 da seção que apresenta a maior rotação plástica resultante.

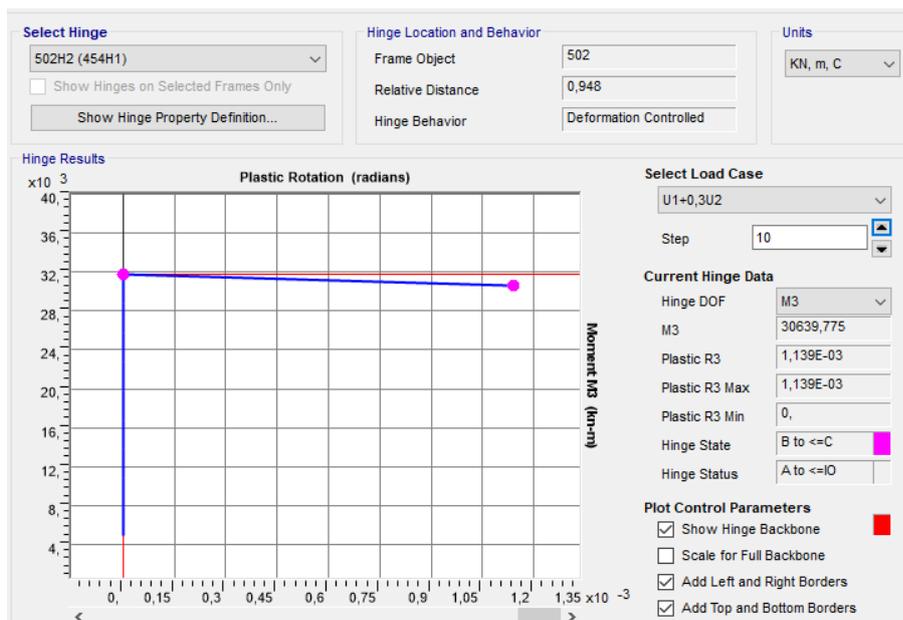


Figura 62 - Rotação plástica r_3 da rótula com maior rotação plástica resultante, último step do *Pushover* em U1 com o máximo de 0,30. $U_2 - a_g = 0,10$ g. SAP2000 v22 (2020).

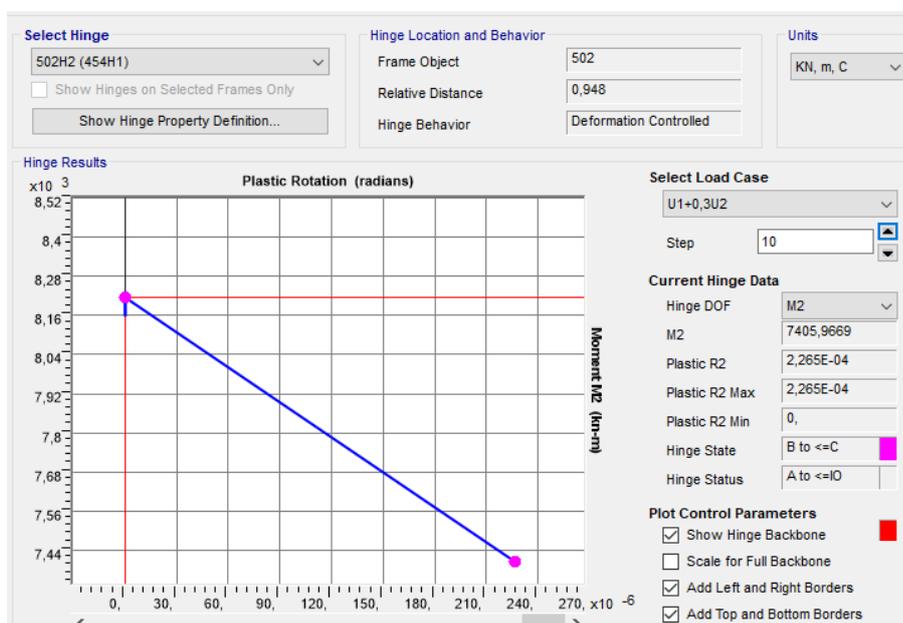


Figura 63 - Rotação plástica r_2 da rótula com maior rotação plástica resultante, o último step do *Pushover* em U1 com o máximo de 0,30. $U_2 - a_g = 0,10$ g. SAP2000 v22 (2020).

Esta rótula apresenta um comportamento linear até plastificar e a partir desse momento diminuem as resistências em M_3 e em M_2 com aumento em simultâneo das rotações plásticas em r_3 e r_2 e do esforço axial. Não ocorre qualquer

plastificação axial. Esta rótula se localiza na estaca situada num dos cantos externos do maciço da torre esquerda (do lado pilar). Analisando 2 sentidos em U_1 e os 2 sentidos em U_2 de possibilidade sísmica, ocorrerá este status de rótula nas 4 estacas localizadas nos cantos externos dos maciços das duas torres.

- “ U_2 ” + 0,30.“ $U_{1.max}$ ”

Não se desenvolvem rótulas plásticas.

Por conseguinte, para estas estacas os resultados de análise são os obtidos na situação de calculo “ U_1 ” + 0,30.“ $U_{2.max}$ ”.

Conclui-se que apesar de na AMEGNL as estacas não verificarem os critérios de segurança para $a_g = 0,10.g$, a pouca ductilidade disponível dos elementos e a possibilidade do concreto poder resistir a maiores tensões de compressão, avaliada pelo valor médio de ruptura do concreto no calculo (ou valor esperado) de $M-\Phi$, é suficiente para “esperar” não haver colapso das fundações.

Note-se, no entanto, que a resistência característica do concreto mantém-se quase inalterada de 20 MPa para 21,3 Mpa, pelo que as seções continuam sem satisfazer as condições de segurança ao Estado Limite Ultimo. Por conseguinte, apesar de se “esperar” não ocorrer colapso dos elementos estruturais e o nível de deformações plásticas ser reduzido, e a poucos elementos estruturais, há perda de confiabilidade exigida no dimensionamento das seções e por conseguinte da estrutura, por essa razão não se deverá aceitar as verificações desta análise para dimensionamento.

- “ U_1 ” + 0,30.“ $U_{2.max}$ ” – $a_g = 0,15 g$

Identificaram-se 108 rotulas em comportamento plástico, nas mais diversas fases, contabilizaram-se 8 além do limite de danos SD, mas nenhuma além do colapso real.

Apresentam-se nas Figuras 64 e 65 as curvas de rotação em r_3 e r_2 da seção que apresenta a maior rotação plástica resultante.

Esta rótula apresenta um comportamento linear em M_3 até plastificar e a partir desse momento tem uma pequena quebra de resistência vindo a ter um patamar de plastificação, em M_2 , onde já atua o sismo em U_2 no seu valor máximo, diminui a resistência de forma acentuada, acompanhando o que se passa em com M_3 , para depois, do mesmo modo que em M_3 , vir a ter um patamar de plastificação. Não ocorre qualquer plastificação axial. Localiza-se na estaca situada à esquerda

das duas estacas centrais exteriores. Analisando 2 sentidos em U_1 e os 2 sentidos em U_2 da possibilidade sísmica, ocorrerá este status de rótula nas 4 estacas centrais exteriores dos maciços das duas torres.

- “ U_2 ” + 0,30.“ $U_{1.max}$ ” – $a_g= 0,15\text{ g}$

Como se viu anteriormente a direção condicionante de análise é a anterior.

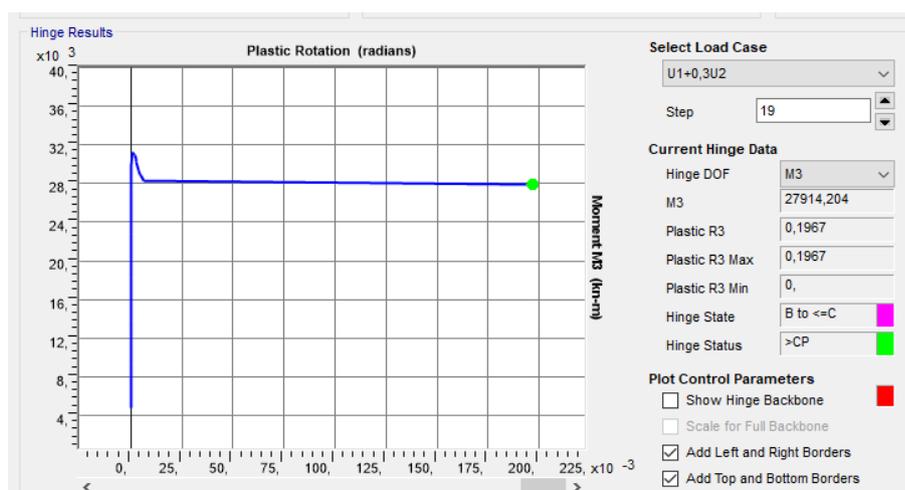


Figura 64 - Rotação plástica r_3 da rótula com maior rotação plástica resultante, último step do *Pushover* em U_1 com o máximo de $0,30.U_2 - a_g= 0,15\text{ g}$. SAP2000 v22 (2020).

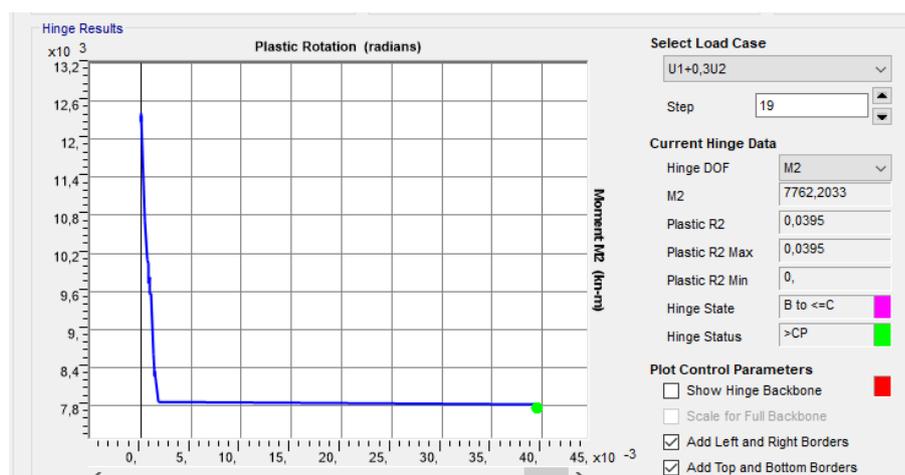


Figura 65 - Rotação plástica r_2 da rótula com maior rotação plástica resultante, o último step do *Pushover* em U_1 com o máximo de $0,30.U_2 - a_g= 0,15\text{ g}$. SAP2000 v22 (2020).

4.4 Análise de danos

Como anteriormente constatado, as estacas não possuem detalhamento e armaduras suficientes para garantir a segurança estrutural, por isso, vai-se partir da hipótese de se alterar as armaduras de modo a garantir resistência aos esforços de cálculo. Os esforços foram determinados por AMEGNL.

Como a estrutura é monolítica entre o tabuleiro e os mastros e pilares a verificação de danos por componentes fica reduzido:

- à variação da tensão nos estais.

A máxima variação encontrada na força axial nos estais do vão central foi de 108%, enquanto que nos estais dos vãos laterais encontrou-se uma diferença de 116%, inferior ao limite estabelecido SD conforme apresentado na Tabela 11, que parcialmente se reproduz na Tabela 36, que é de 200%.

- à deformação máxima verificada no recobrimento dos pilares, estacas e encontros

Para avaliação das deformações nos recobrimentos recorreu-se ao dimensionamento de uma das estacas sujeitas a maiores tensões normais, de onde se obteve a altura da linha neutra e considerando a hipótese de seções planas determinou-se a deformação na fibra externa do recobrimento.

Tabela 36 - Definição de índices de danos de diferentes componentes (Wei et al, 2020)

Componente	Estados Limites (de danos)			
	ND	DL	SD	NC
DEFORMAÇÃO (‰) Recobrimento em pilares, estacas e encontros	0,06	0,20	0,35	0,60
VARIAÇÃO FORÇA AXIAL (%) Cabos - protendidos e estais	80	100	200	250

Escolheu-se a estaca em que $N = 15.932,9 \text{ KN}$, $M_{sd33} = 23.150 \text{ KNm}$, $M_{sd22} = 30.007 \text{ KNm}$, com resultante $M_{sd} = 37.899 \text{ KNm}$, para a qual se obteve uma $A_{tot} =$

968 cm² ou 121 ϕ 32 (em vez de 93 ϕ 32 com a qual foi armada) e $\epsilon_{c2}/\epsilon_{s1} = 3,5/3,2$ (recorreu-se a tabela técnica), pelo que a deformação do concreto de recobrimento estaria nos 0,35% que é o valor limite para SD. Pode-se então concluir que nessa estaca o recobrimento apresenta deformação superior ao limite de danos SD (que é de 0,35%).

4.5 Influência dos solos

Neste subcapítulo, irá ser analisado a influência que a variação do tipo de solo poderá ter sobre a resposta sísmica da ponte.

Como anteriormente verificado, chegariam os 3 primeiros modos para caracterizar o comportamento da ponte onde incidirá esta análise em apenas esses modos.

Analisaram-se os solos C e B da NBR15421 (2006), pois de fato, os solos do tipo A são raros e dispensam geralmente o recurso a fundações profundas.

Já os solos do tipo E são geralmente excluídos para fundação de obras de arte.

Os períodos em análise linear da ponte foram $T_1 = 6,58$ s, $T_2 = 6,12$ s e $T_3 = 6,10$ s, isto é, na gama de períodos entre 6,0 a 7,0 s.

Os parâmetros espectrais são para cada tipo de solo B, C e D os constantes das Tabelas 37 e 38 com os correspondentes espectros de resposta.

Note-se que os estudos realizados anteriormente se referem a solos do tipo D.

Comparando de um modo simplista os espectros apresentados na gama de períodos entre 6,0 a 7,0 segundos, pode-se concluir que a resposta de aceleração do solo em relação à obtida para o solo do tipo D será de aproximadamente:

- Para solos do tipo C: 70% que será equivalente a uma redução da aceleração de referência do solo no calculo sísmico de: $a_g = 0,05$ g para 0,035 g (zona 2 para zona 1); $a_g = 0,10$ g para 0,07 g (zona 3 para zona 2);

$a_g = 0,15$ g para 0,105 g (zona 4 para zona 3) corresponde em geral a uma redução de 1 zona sísmica

- Para solos do tipo B : 40% que será equivalente a uma redução da aceleração de referência do solo de: $a_g = 0,05$ g para 0,020 g (zona 2 para zona 0), $a_g = 0,10$ g para 0,042 g (zona 3 para zona 1), $a_g = 0,15$ g para 0,063 g (zona 4 para zona 2) corresponde em geral a uma redução de 2 zonas sísmicas

Estas reduções são apenas válidas para esta estrutura e nesta gama de períodos.

Tabela 37 – Parâmetros espectrais para cada tipo de solo NBR15421 (2006)

CLASSE DE TERRENO (NBR)	S	T_B	T_C
B	1,0	0,08	0,4
C	1,2	0,11	0,57

Tabelas 38a – Espectros de resposta NBR15421 (2006) de acordo com os tipos de solo D e C

Solo tipo D

ESPECTRO DE RESPOSTA NBR 15421		
ag/g:	0,1	
S (tipo de solo segundo NBR):	1,6	
TB:	0,12	
TC:	0,6	
Fator de importância γ :	1,3	
Amortecimento 5%		
T	Sa (m/s ²)	$\gamma \cdot Sa$ (m/s ²)
0,00	1,600	2,080
0,04	2,400	3,120
0,08	3,200	4,160
0,12	4,000	5,200
0,22	4,000	5,200
0,32	4,000	5,200
0,42	4,000	5,200
0,52	4,000	5,200
0,60	4,000	5,200
0,70	3,429	4,457
0,80	3,000	3,900
0,90	2,667	3,467
1,00	2,400	3,120
2,00	1,200	1,560
3,00	0,800	1,040
4,00	0,600	0,780
5,00	0,480	0,624
6,00	0,400	0,520
7,00	0,343	0,446
8,00	0,300	0,390
8,10	0,296	0,385
8,20	0,293	0,380
8,30	0,289	0,376

Solo tipo C

ESPECTRO DE RESPOSTA NBR 15421		
ag/g:	0,1	
S (tipo de solo segundo NBR):	1,2	
TB:	0,11	
TC:	0,57	
Fator de importância γ :	1,3	
Amortecimento 5%		
T	Sa (m/s ²)	$\gamma \cdot Sa$ (m/s ²)
0,00	1,200	1,560
0,04	1,800	2,340
0,07	2,400	3,120
0,11	3,000	3,900
0,26	3,000	3,900
0,42	3,000	3,900
0,57	3,000	3,900
0,60	2,850	3,705
0,70	2,443	3,176
0,80	2,138	2,779
0,90	1,900	2,470
1,00	1,710	2,223
2,00	0,855	1,112
3,00	0,570	0,741
4,00	0,428	0,556
5,00	0,342	0,445
6,00	0,285	0,371
7,00	0,244	0,318
8,00	0,214	0,278
8,10	0,211	0,274
8,20	0,209	0,271
8,30	0,206	0,268

Tabelas 38b – Espectros de resposta NBR14521 (2006) de acordo com o tipo de solo B.

Solo tipo B

ESPECTRO DE RESPOSTA NBR 15421		
ag/g:	0,1	
S (tipo de solo segundo NBR):	1	
TB:	0,08	
TC:	0,4	
Fator de importância γ :	1,3	
Amortecimento 5%		
T	Sa (m/s ²)	$\gamma \cdot Sa$ (m/s ²)
0,00	1,000	1,300
0,03	1,500	1,950
0,05	2,000	2,600
0,08	2,500	3,250
0,19	2,500	3,250
0,29	2,500	3,250
0,40	2,500	3,250
0,60	1,667	2,167
0,70	1,429	1,857
0,80	1,250	1,625
0,90	1,111	1,444
1,00	1,000	1,300
2,00	0,500	0,650
3,00	0,333	0,433
4,00	0,250	0,325
5,00	0,200	0,260
6,00	0,167	0,217
7,00	0,143	0,186
8,00	0,125	0,163
8,10	0,123	0,160
8,20	0,122	0,159
8,30	0,120	0,157

4.6 Necessidade de considerar a ação sísmica

Pode-se resumir nas Tabelas 39 e 40 a necessidade de se considerar a análise sísmica no dimensionamento da ponte.

Tabela 39 – Resumo da necessidade de considerar a ação sísmica por AEL

Seção	Situações sísmicas com tensão normal superior à combinação do projeto base			Situação sísmica limite de segurança da seção
	ag= 0,05 g	ag= 0,10 g	ag= 0,15 g	
A-A	X	X	X	0,15 g
B-B	X	X	X	0,10 g
C-C		X	X	0,10 g
Base Pilar		X	X	0,10 g
Estacas	X	X	X	0,05 g

Tabela 40 – Resumo da necessidade de considerar a ação sísmica para
AMEL, AMEGNL, ADMDTL, ADIDTL

Seção	Situações sísmicas com tensão superior à combinação do projeto base			Situação sísmica limite de ruptura da seção
	ag= 0,05g	ag= 0,10g	ag= 0,15g	
A-A	X	X	0,15 g	0,15 g
B-B	X	X	0,15 g	0,15 g
C-C		X	0,10 g	0,10 g
Base Pilar		X	0,10 g	0,10 g
Estacas	X*	X	0,05 g	0,05 g

Conclui-se que a estrutura não é resistente à ação sísmica com $a_g \geq 0,05g$ (zona 2), por via da falha de segurança da infraestrutura.

A mesoestrutura também não é resistente à ação sísmica para $a_g \geq 0,10 g$ (zona 3), por via da falha de segurança da base dos pilares laterais e da seção intermédia C-C dos ramos das torres abaixo do tabuleiro. No caso de $a_g= 0,15 g$ (zona 4) nenhuma das seções verificadas satisfaz a segurança ao estado limite último sísmico.

A superestrutura não foi verificada.

5. CONCLUSÕES

Analisou-se neste trabalho a necessidade de ser efetuada análise sísmica de uma ponte estaiada quando localizada em diversos locais de diferentes sismicidades no território brasileiro. Para o efeito foram realizadas as seguintes análises sísmicas: análise estática linear; análise modal espectral linear; análise modal espectral geometricamente não linear; análise dinâmica modal linear de integração no tempo; análise dinâmica linear de integração direta no tempo; uma análise estática não linear, todas elas, excepto a última, em zonas de sismicidade de 0,05 g, 0,10 g, 0,15 g. Na última análise verificou-se o comportamento das rótulas plásticas não dúcteis, a instabilidade estrutural por efeito do colapso das seções e a avaliação qualitativa do nível confiabilidade estrutural para $a_g \geq 0,10$ g.

Do trabalho realizado pode-se constatar que:

- os esforços obtidos nas análise lineares foram muito similares entre si, à excepção da análise estática que apresenta na generalidade valores superiores. A distribuição de esforços entre seções também não é aquela encontrada nas análises espectrais ou dinâmicas;

De facto, a análise estática linear considera atuar somente o 1º modo de vibração mas na totalidade da massa estrutural.

- os esforços obtidos na análise geometricamente não linear apresenta na generalidade valores superiores às das análises lineares, como também, uma distribuição de esforços entre seções diferentes aquela encontrada nessas análises. Apesar deste facto, as diferenças não são significativas, mas sendo menores do que as diferenças registradas na análise estática linear;
- há grande semelhança entre os valores obtidos pelas análises modal espectral, análise dinâmica modal no domínio do tempo e análise dinâmica de integração direta no domínio do tempo o que torna o método de análise linear escolhido irrelevante;

- na generalidade os esforços sísmicos, logo a partir de $a_g = 0,05$ g superam os esforços atuantes da combinação fundamental de calculo do projeto base, mesmo considerando a ação do vento;
- os esforços apresentados pelas análises sísmicas lineares ou geometricamente não lineares superam os esforços resistentes de algumas seções das torres e pilares logo a partir de $a_g = 0,10$ g. Para valores de sismicidade de $a_g = 0,15$ g nenhuma das seções analisadas cumpre os critérios de segurança ao ELU;
- os esforços apresentados pelas análises sísmicas lineares ou geometricamente não lineares superam os esforços resistentes de algumas estacas logo a partir de $a_g = 0,05$ g. Para valores de sismicidade de $a_g = 0,10$ g nenhuma das seções analisadas cumpre os critérios de segurança ao ELU;
- a análise sísmica da ponte é pertinente desde valores de sismicidade superiores a $0,05$ g;
- a análise estática não linear multimodal (somente para as fundações) não ofereceu em toda a estrutura significativa diferença nos esforços face à análise modal espectral geometricamente não linear. Pelo que se deduz que a estrutura detém baixa ductilidade, como seria de esperar uma vez o concreto das estacas não estar confinado e se ter considerado no estudo que a restante estrutura estaria em fase elástica;
- na análise estática não linear multimodal não se detetou para $a_g = 0,10$ g e $0,15$ g instabilidade da estrutura para alcançar os DC estabelecidos;
- a maioria das potenciais rótulas plásticas estudadas na análise estática não linear para $a_g = 0,10$ g não plastificaram e as que atingiram esse patamar pouca deformação plástica alcançaram, pelo que, se pode “esperar” que a estrutura, ou qualquer elemento dela, ainda se encontra longe do colapso;
- na análise estática não linear para $a_g = 0,15$ g plastificaram um número significativo de potenciais rótulas plásticas, algumas a chegarem bastante próximo da situação de colapso, pelo que, se pode “esperar” que a estrutura, ou qualquer elemento dela, ainda não colapse para esta situação, no entanto, terá danos significativos nesses elementos que implicam a sua demolição e substituição. Sendo estes elementos de

fundação profunda e submersos poderá comprometer a reabilitação da estrutura num todo.

- na análise estática não linear a expansão do diagrama de interação P-M₃-M₂ das estacas é insignificante, pois a tensão característica de rotura do concreto apenas aumentou de 20Mpa para 21,3Mpa por efeito do confinamento mínimo, continuando a não satisfazer os critérios do ELU para $a_g = 0,10 g$, pelo que, não se deverá considerar esta análise válida para dimensionamento;
- o método de análise estática não linear não deverá ser utilizado para dimensionamento de estruturas de ductilidade limitada/essencialmente elásticas, pois como se viu neste exemplo, estas não têm capacidade de aumento dos esforços resistentes por via do confinamento, sendo o ELU aquele que condicionará o dimensionamento;
- em nível de danos por componentes, a estrutura encontra-se dentro do aceitável na variação de tensão nos estais, já no caso da tensão limite nos recobrimentos das estacas, esse será ultrapassado em caso não serem reforçadas as fundações dos maciços das torres para 132 ϕ 32.

Deste trabalho, pode-se concluir da necessidade de se considerar a ação sísmica no cálculo estrutural da ponte em, pelo menos, nas zonas sísmicas 2 a 4 da NBR15421 (2006).

Visto este estudo se tratar de uma ponte sem viés e simétrica, com apenas uma pequena excentricidade do centro de rigidez em resultado das diferentes profundidades de fundação, pode-se afirmar que essa necessidade ainda será maior em pontes irregulares e com viés acentuados. Também não se levou em conta os deslocamentos relativos do solo nos elementos de fundação que, pela norma, deveriam ser considerados em pontes de grande extensão, assim, mais se justifica a consideração da análise sísmica quando se tratarem de pontes de grande vão e extensão.

É controverso considerar que o espectro da norma brasileiro não impõe respostas significativas da ação sísmica, pois bem pelo contrário, foram verificadas respostas espectrais com valores muito elevados.

Por outro lado, imaginar-se que o comportamento não linear das estruturas minimiza fortemente a resposta sísmica, pelo que é motivo para a sua possível omissão, é enganadora, pois como se viu neste trabalho esse comportamento não linear depende da ductilidade introduzida através do detalhamento e dimensionamento das armaduras de confinamento, que é habitualmente negligenciado.

Proposta de trabalhos futuros

Seria interessante o desenvolvimento de estudos que recaiam sobre os seguintes assuntos e que emergem deste trabalho:

- quais os resultados se obteriam com uma análise dinâmica não linear no domínio do tempo, com inclusão do comportamento histerético das seções de concreto;
- proceder a um estudo idêntico ao aqui desenvolvido com uma ponte de ductilidade limitada/essencialmente elástica, irregular e com viés;
- proceder a estudos idêntico ao aqui desenvolvido em pontes: dúcteis regulares, irregulares e com viés;
- quais as condições de detalhamento e de confinamento mínimo para estruturas de pontes que permitam dispensar procedimentos de cálculo sísmico para maioria das situações de pontes, tais como, simétricas, regulares, irregulares e de viés, levando em conta os tipos de solo e de zoneamento sísmico;

REFERÊNCIAS

- AASHTO. *LRFD; Bridge Design Specifications*. 6th Ed., 2013.
- AASHTO; *Guide Specifications for LRFD Seismic Bridge Design*. 2th Ed., 2014.
- ALONSO, U.R; *Dimensionamento de fundações profundas*. 2ª ed. São Paulo, SP: Blucher. 2012
- AMIN, M.; ANG, A.H.S; *Nonstationary stochastic model of earthquake motions*. Journal of the Engineering Mechanics Division. Vol. 94, 2th Ed., p. 559 – 584. 1968
- APPLIED TECHNOLOGY COUNCIL. ATC40; *Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings*. Vol 1 e 2, 1996.
- ARAÚJO, A. G. D; *Provas de carga estática com carregamento lateral em estacas escavadas hélice contínua e cravadas metálicas em areia*. Dissertação (Mestrado em engenharia civil) – Universidade Federal do Rio Grande do Norte, Natal, RN. 2013.
- ASCE 41-13. *Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings*. Structural Engineering Institute. Reston, Virginia. USA. 2014.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 15421; *Projeto de estruturas resistentes a sismos – Procedimento*. Rio de Janeiro, 2006
- AZEVEDO, JOÃO J.R.T.; PROENÇA, JORGE M.S.F.M: *Dinâmica de Estruturas*. (Mestrado em Engenharia de Estruturas) - Instituto Superior Técnico da Universidade Técnica de Lisboa. Lisboa. 1991
- AZEVEDO, JOÃO J.R.T.; PROENÇA, JORGE M.S.F.M: *Vibrações Aleatórias e Dinâmica Estocástica*. (Mestrado em Engenharia de Estruturas) -. Instituto Superior Técnico da Universidade Técnica de Lisboa. Lisboa. 1996
- BEER, F.P., JOHNSTON, E.R. e DEWOLF, J.T: *Resistência dos Materiais*, 4ª Ed., McGraw-Hill-Brasil. 2006.
- BENTO, RITA: *Análises Estáticas Não Lineares (Pushover) para o Dimensionamento e Avaliação Sísmica de Estruturas - Parte 4 - Diferentes Procedimentos*. (Mestrado em Engenharia de Estruturas) - Instituto Superior Técnico da Universidade Técnica de Lisboa. Lisboa. 2012.
- BOLT, B. A: *Terramotos*. Editorial Reverté S.A. Barcelona. 1981
- CALTRANS: *Seismic Design Criteria*. State of California – Department of Transportation. 2019.
- CALVI, G. M. A: *Displacement-based Approach for Vulnerability Evaluation of Classes of Buildings*, Journal of Earthquake Engineering, Vol 3, nº3. p. 411-438. 1999.

CAMARA, ALFREDO. ASTIZ, M.A: *Pushover analysis for the seismic response prediction of cable-stayed bridges under multi-directional excitation*. Engineering Structures, vol. 41, p. 444-455. 2012.

CAMOUTIM, DINAR. REIS, ANTÓNIO: *Estabilidade Estrutural*. Departamento de Engenharia Civil e Arquitetura. Instituto Superior Técnico da Universidade Técnica de Lisboa. Lisboa. Portugal. 2000.

CARDOSO, RICARDO J C: *Sistemas de Dissipação de Energia em Estruturas de betão armado*. Dissertação de Mestrado em Engenharia Civil. Faculdade de Ciências e Tecnologia. Universidade Nova de Lisboa. Lisboa. 2010.

CHEN, W. e DUAN, L.: *Bridge Engineering – Seismic Design*. CRC Press. 2003.

CHOPRA, A.K., GOEL, R.K: *A Modal Pushover Analysis Procedure for Estimating Seismic Demands for Buildings: Earthquake*. Engineering and Structural Dynamics, vol.. 31, 3th Ed., p.561-582. 2002.

CHOPRA, A.K., GOEL, R.K., CHINTANAPAKDEE, C: *Evaluation of a modied MPA procedure assuming higher modes as elastic to estimate seismic demands*. Earthquake Spectra, vol. 20, 3th Ed., p. 757-778. 2004.

CLOUGH, R., PENZIEN, J.: *Dynamic of Structures*. 2ª Ed., McGraw-Hill – Brasil, 1993.

COE - EM 1110-2-6051: *Engineering and Design: Time-History Dynamic Analysis of Concrete Hydraulic Structures*. Engineer Manual, Army Corps of Engineers. 2016.

CSI. SAP2000 v.22.: *Integrated Solution for Structural Analysis and Design- Software - Version 22*. Computers and Structures, Inc. SAP 2000. 2020.

CSA, N289.3.: *Design procedures for seismic qualification of nuclear power plants*.2020.

DOBRY, R.; IDRIS, I. M.; NG, E: *Duration characteristics of horizontal components of strong-motion earthquake records*. Bulletin of the Seismological Society of America, Albany, California, vol 68, nº 5, pp 1487-1520. 1978.

DUARTE, R. T.: *Dinâmica de Estruturas*. (Mestrado em Engenharia de Estruturas) - Instituto Superior Técnico da Universidade Técnica de Lisboa. Lisboa. 1983.

DUGGAL, SHASHIKANT K: *Earthquake- Resistant Design of Structures*. 2TH Ed. Oxford University Press. 2013.

EL-TAWIL, S.; DEIERLEIN, G {1}: *Nonlinear Analysis of Mixed Steel-Concrete Frames, I: Element Formulation*. Journal of Structural Engineering, vol. 126, nº 6. 2001.

EL-TAWIL, S.; DEIERLEIN, G {2}: *Nonlinear Analysis of Mixed Steel-Concrete Frames, II: Implementation and Verification*. Journal of Structural Engineering, vol. 126, nº 6. 2001.

EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION.: *EN1992:1-1. Projeto de estrutura de betão. Parte 1 – 1: Regras gerais e regras para edifícios*. Bruxelas. 2004.

EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION: *EN1998-1. Projeto de estrutura para resistência aos sismos. Parte 1 – Regras gerais, ações sísmica e regras para edifícios*. Bruxelas. 2004.

EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION: *EN1998: 2. Projeto de estrutura para resistência aos sismos. Parte 2 – Pontes*. Bruxelas. 2005.

FACTS AND DETAILS. *Sismo de Kobe – [online]*. Último acesso em 28 de fevereiro de 2021. Disponível em <https://factsanddetails.com>.

FAJFAR, P.; FISCHINGER, M: *N2 – A method for non-linear seismic analysis of regular buildings*. Proceedings of the 9th World Conference in Earthquake Engineering, Vol.5, pp. 111-116, TokyoKyoto, Japan. 1988.

FEMA440.: *Improvement of nonlinear static seismic analysis procedures*. Federal Emergency Management Agency – Department of Homeland Security. 2005.

FERREIRA, MONICA: *Risco Sísmico em Sistemas Urbanos*, Tese de Doutorado em Engenharia do Território, Instituto Superior Técnico da Universidade Técnica de Lisboa. Lisboa. 2012

FILHO, JOSÉ A. S.; MOTA, JOAQUIM EDUARDO.: *Consideração da Ação Sísmica no Projeto de Pontes Rodoviárias Típicas do Brasil*. X Congresso Brasileiro de Pontes e Estruturas. Rio de Janeiro. 2018.

FREIRE, DIOGO: *Avaliação Numérica do Comportamento Sísmico de Estruturas de Betão Armado*. (Mestrado em Engenharia Civil) - Universidade da Madeira. Funchal. 2012.

FRÈRE, BERNARDO: *Análise Sísmica de Estruturas de Pontes através de uma Análise Estática não Linear*, Dissertação de Mestrado em Engenharia Civil, Instituto Superior Técnico da Universidade Técnica de Lisboa. Lisboa. 2012.

GENTIL, N; GRECO, S.E.; MARCONDES, C.A. *Matemática – Série Novo Ensino Médio*. 3ª Ed. Ática. São Paulo. 2000.

GUERREIRO, LUIS {1}: *Dinâmica de Estruturas*. (Licenciatura em Engenharia Civil – Estruturas) - Instituto Superior Técnico da Universidade Técnica de Lisboa. Lisboa. 1991.

GUERREIRO, LUIS {2}: *Comportamento fisicamente não linear de estruturas em betão armado*. (Diploma de Formação Avançada em Engenharia de Estruturas) - Instituto Superior Técnico da Universidade Técnica de Lisboa. Lisboa. 2010.

GUERREIRO, LUIS {3}: *Ação Sísmica – Engenharia Sísmica de Pontes*. (Diploma de Formação Avançada em Engenharia de Estruturas) - Instituto Superior Técnico da Universidade Técnica de Lisboa. Lisboa. 2010.

HEWSON, NIGEL R.: *Prestressed concrete bridges: design and construction*. Thomas Telford Publishing. 2003.

HORDIJK, D. A; REINHARDT, H. W.: *Numerical and Experimental Investigation into the Fatigue Behavior of Plain Concrete*. *Experimental Mechanics*, Bethel, vol. 33, p. 278-285. 1993.

HOSE, YD; SLEIBE, F: *Banco de dados de avaliação de desempenho para componentes e sistemas de pontes de concreto sob cargas sísmicas simuladas*. Department of Structural Engineering - University of California. San Diego. 1999.

HOU, S.: *Earthquake simulation models and their applications*. School of Engineering - Institute of Technology. Massachusetts. 1968

HOUSNER, G. W.; JENNINGS, P. C.: *Generation of Artificial Earthquakes*. ASCE, *Journal of the Engineering Mechanics Division*, Vol. 90, Nº1, p. 113-150. 1964.

HUDSON, D. E.: *Some Problems in Application of Spectrum Techniques to Strong Motion Earthquake Analysis*. *Bulletim of the Seismological Society of America*, vol. 52, nº 2, p. 417-430. 1962.

HUDSON, D. E.: *Response Spectrum Techniques in Engineering Seismology*. 1ª Conferência Mundial de Engenharia. Sísmica. Berkeley. 1956.

HUGHES, THOMAS J.R.: *The Finite Element Method*. Prentice-Hall. New Jersey. 1987.

HURTY, W. C.; RUBINSTEIN, M. F.: *Dynamics of Structures*. Prentice-Hall. New Jersey. 1970.

HWANG, H. H.; JAW, J. W.: *Statistical evaluation of response modification factors for reinforced concrete structures*. Center for Earthquake Research and Information, State University of Memphis. Tennessee. 1989.

KRAMER, STEVEN L.: *Geotechnical Earthquake Engineering*. Prentice-Hall. New Jersey. 1996

LEONHARDT, FRITZ: *Cable stayed bridges with prestressed concrete*. *Journal of Prestressed Concrete Institute*, vol. 32, 5th Ed., p 52-80. 1987

- LEVY, S.; WILKINSON, J. P. D.: *Generation of artificial time histories, rich in all frequencies, for given response spectra*. Nuclear Engineering and Design, London. Vol. 38, p. 241-251. 1976.
- LOPES, M.; DELGADO, R.; FONSECA et al: *Sismos e Edifícios*. 1ª Ed. Edições Orion, Amadora, Portugal. 2008
- MANDER, J.B.; PRIESTLEY, M.J.N.; PARK, R.: *Theoretical Stress-Strain Model for Confined Concrete*. Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol. 114, nº. 8, p. 1804-1826. 1988.
- MANDER, J.B.; PRIESTLEY, M.J.N.; PARK, R.: *Observed Stress- Strain Behavior of Confined Concrete*. Journal of Structural Engineering, ASCE, vol. 114, nº. 8, p. 1827-1849. 1988.
- MARTINS, ALBERTO M. B.: *Análise e Optimização de Pontes Atirantadas de Betão*. Tese de Doutoramento em Engenharia Civil. Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade de Coimbra. Coimbra. 2015.
- MIDASOFT, Midas Civil 2011. Versão 2011. 2011.
- MIRANDA, PAULO S. T.; VARUM, HUMBERTO S. A.; POUÇA, NELSON S. V.: *Sismicidade Brasileira: Registros Sísmicos indicam a Configuração de um Novo Mapa*. XIV International Conference on Building Pathology and Constructions Repair. Florence. Italy. 2018
- NATIONAL HIGHWAY INSTITUTE: *LRFD-Seismic Analysis and Design of Bridges Reference Manual*. NHI Course nº. 130093 e 130093a. 2014.
- NIELSON, B.G; DESROCHES, R.: *Metodologia de fragilidade sísmica para pontes rodoviárias usando uma abordagem de nível de componente*. Earthquake Engineering & Structural Dynamics, vol. 36, nº6, p. 823–839. 2007
- NOBREGA, PETRUS G. B.; SOUZA, BRUNO R.S.; FELIPE, MARIA L. C.; NÓBREGA, SELMA H. S.: *Sobre os mapas de Perigo Sísmico para o Projeto de Estruturas*. Anais do 61º Congresso Brasileiro do Concreto. IBRACON. 2019.
- ORI, JIM; SOMERVILLE, PAUL: *Performance of Transportation Systems during the 2004 Niigata Ken Chuetsu, Japan, Earthquake*. Earthquake Spectra, vol. 22, p. 9-21. 2006.
- PARENTESI, RONALDO.: *Estudo de Análise Dinâmica e métodos da NBR 15421 para projeto de edifícios submetidos a sismos*. Dissertação de Mestrado em Engenharia Civil. Universidade Federal de Santa Catarina - Florianópolis. 2011.
- PEDRO, JOSÉ J. O.: *Pontes atirantadas mistas, estudo do comportamento estrutural*. Tese de Doutoramento em Engenharia Civil, Instituto Superior Técnico da Universidade Técnica de Lisboa. Lisboa. 2007.
- PEDRO, JOSÉ J. O.: *Pontes de tirantes. Conceção, dimensionamento e construção*. (Diploma de Formação Avançada em Engenharia de Estruturas) _ Instituto Superior Técnico da Universidade Técnica de Lisboa. Lisboa. 2010.

PENÃ, LUIS A. P.: *Análise dos efeitos provocados por abalos sísmicos em estruturas irregulares*. Dissertação de mestrado em Engenharia Civil. Faculdade de Tecnologia da Universidade de Brasília. Brasília. 2012

PEREIRA, J.: *Métodos Probabilísticos em Engenharia Sísmica*. Memória nº 442 – Laboratório Nacional de Engenharia Civil. Lisboa. 1974.

RAVARA, ARTUR.: *Dinâmica de Estruturas*. Laboratório Nacional de Engenharia Civil. Lisboa. 1969.

RIBEIRO, CATÃO; FUGLSANG, KENT: *Projeto Básico da Ponte Salvador – Itaparica – [online]*. Consórcio Enescil-Cowi-Maia Melo. Último acesso em 1 de outubro de 2022. Disponível em <https://www.institutodeengenharia.org.br/site/wp-content/uploads/2017/10/arqnot11044.pdf>.

REN, W.X; PENG, X.L; LIN, Y.Q.: *Experimental and analytical studies on dynamic characteristics of a large span cable-stayed bridge*. Engineering Structures, vol. 27, issue 4, p.535-548. 2005.

RSA: *Regulamento de Segurança e Ações em edifícios e pontes*. Decreto-Lei 235/83, de 31 de maio. Diário da República. Portugal.1983

SAADI, ALLAOUA.: *Neotectônica da Plataforma Brasileira: esboço e interpretação preliminares*. Revista Geonomos. 1(1) – p. 1-15. 2013.

SANTOS, S. H. C.; LIMA, S.S.: “*Subsídios para uma Futura Normalização Brasileira para Resistência Anti-sísmica das Estruturas de Concreto de Edifícios*”. Revista IBRACON de Estruturas. v.1, nº1, p.47-62. 2005.

SEINFRA – Secretaria de Transporte, Energia e Comunicação. Estado da Bahia. Brasil. Projeto da Ponte de Salvador – Itaparica – [online]. Último acesso em 24 de fevereiro de 2021.

Disponível em <http://www.infraestrutura.ba.gov.br/modules/conteudo/conteudo.php?conteudo=40>.

SISBRA – Boletim do Catalogo Brasileiro do Centro de Sismologia da Universidade de São Paulo. *Mapa da ocorrência de sismo no território brasileiro – [online]*. V2022Jan27. Último acesso em 20 de setembro de 2022. Disponível em <https://seiscode.iag.usp.br/attachments/65f8c302-6d80-4427-a89e-27b9f2f40994>.

TAKEDA, T.; SOZAN, M. A.; NIELSEN, N. N.: *Reinforced Concrete Response to Simulated Earthquakes*. Journal of the Structural Division ASCE, vol 96, 12th Ed., p. 2557-2573. 1970.

TERZAGHI, K.V.: *Evaluation of coefficient of subgrade reaction*, Geotechnique. vol. 5, nº. 4, p. 41-50. Londres.1955.

TONON, PATRICIA; SILVA, CRISTIANE Z.: *Análise numérica de estruturas de concreto sob carregamentos cíclicos empregando mecânica do dano contínuo*.

Trabalho de conclusão de curso – Universidade Tecnológica Federal do Paraná. Pato Branco. 2014

TORNERI, P.: *Comportamento estruturas de pontes estaiadas: comparação de alternativas*. Dissertação de Mestrado – Universidade de São Paulo, São Paulo, 2002.

TRIFONOV, VLADIMIR; MACHETTE, MICHAEL.: *World Map of Major Active Faults (International Lithosphere Program Project II-2)*. Annali di Geofisica, vol. XXXVI, nº3-4, 1993.

USNRC: *Design response spectra for seismic design of nuclear power plants. Regulatory*. Guide 1.60, United States Nuclear Regulatory Commission, Washington. DC. 1973.

WALTHER, R.; HOURIET, B.; ISLER, W.; et al.: *Cable-stayed bridges*. 2th Ed.: Thomas Telford Publishing. London. 1999.

WEI, B.; ZANGLIAN, HU.; et al.: *Evaluation of ideal ground movement intensity measurements and analysis of an established multi-pillar seismic bridge with super tall pillars in mountainous areas*. Escola de Engenharia Civil - Central South University, Changsha. China. 2020.

ANEXO A

A.1 Análise dinâmica de integração direta no tempo.

Clough e Penzien (1993) apresentam no seu trabalho vários algoritmos de integração, sendo o principal, com reconhecida eficácia pelo meio acadêmico, o de Newmark que é baseado nas seguintes aproximações e pressupostos das equações (a1) e (a2):

$$V^*(t+1) \approx V^*(t) + [(1-\gamma).a^*(t) + \gamma.a^*(t+1)] \Delta t \quad (a1)$$

$$q^*(t+1) \approx q^*(t) + V^*(t).\Delta t + [(1/2-\beta).a^*(t) + \beta.a^*(t+1)] \Delta t^2 \quad (a2)$$

em que, γ e β são constantes de integração numérica que definem a precisão do processo de aproximação e Δt o passo de integração.

O algoritmo de integração é o seguinte:

- Definição da equação matricial de equilíbrio dinâmico expressa pela Equação (a3):

$$M.a^*(t) + C.V^*(t) + K.q^*(t) = -M.A_b(t) = F(t) \quad (a3)$$

- Inicializar os valores de $q^*(t_0)$, $V^*(t_0)$ a partir dos carregamentos estáticos ou quase estáticos e obtendo a Equação (a4)

$$a(t_0) = M^{-1} [F(t_0) - C.V^*(t_0) - Kq^*(t_0)] \quad (a4)$$

- Definição dos parâmetros de precisão em $\beta = 0,25$ e $\gamma = 0,50$, que traduzem o método de integração pela Regra dos Trapézios e conduzem a uma solução estável, sem perda de amplitude, com precisão de 2ª ordem e que segundo o teorema de Lax é incondicionalmente convergente.

De fato, Hughes (1987) demonstra que o erro global do algoritmo $\underline{\varepsilon}_g$, desde que estável e consistente, pode ser expresso por $\|\varepsilon_g(t=t_n)\| \leq t_n \cdot c \cdot \Delta t^k$, sendo c e k constantes, que é uma particularidade do teorema de Lax segundo o qual “as propriedades de estabilidade e consistência são condições necessárias e suficientes para a convergência de um algoritmo”. Pode-se verificar pela expressão que, de fato, o erro global tende para zero à medida de Δt também tende para zero. Quanto menor o passo de integração menor o erro global.

- Calcular constantes de integração numérica (para $\beta = 0,25$ e $\gamma = 0,50$) com as Equações (a5)

$$a_1 = 2/\Delta t; a_0 = a_1^2; a_2 = 2a_1; a_3 = \Delta t/2 \quad (a5)$$

- Calculo da matriz de rigidez efetiva com a Equação (a6)

$$K_{\text{eff}} = K + a_0 \cdot M + a_1 \cdot C \quad (a6)$$

- Determinar K_{eff}^{-1} .

Para cada passo de tempo: $[t; t+1]$ em que $\|t; t+1\| = \text{const}^e$

- Calculo do vetor de força efetivo pela Equação (a7)

$$F_{\text{eff}} = F(t+1) + M \cdot [a_0 \cdot q^*(t) + a_2 V^*(t) + a^*(t)] + C[a_1 \cdot q^*(t) + V^*(t)] \quad (a7)$$

Note-se que, em cada passo, o vetor de força tem de ser corrigido para um valor efetivo, pois de fato, tal como no integral de Duhamel, leva-se em conta no instante t o efeito das cargas de inercia e amortecimento em momentos anteriores.

- Cálculo do deslocamento pela Equação (a8)

$$q^*(t+1) = K_{\text{eff}}^{-1} \cdot F_{\text{eff}} \quad (a8)$$

- Calculo da velocidade e aceleração pelas Equações (a9) e (a10)

$$a^*(t+1) = a_0[q^*(t+1) - q^*(t)] - a_2 V^*(t) - a^*(t) \quad (a9)$$

$$V^*(t+1) = V^*(t) + a_3[a^*(t) + a^*(t+1)] \quad (a10)$$

ANEXO B

B.1 Categoria de importância das estruturas - aceleração de cálculo do solo

As pontes e viadutos são, nas normas europeias, classificadas em níveis de importância em função das consequências do seu colapso em termos:

- de vidas humanas;
- da sua importância para a segurança pública e para a proteção civil imediatamente após o sismo;
- das consequências sociais e econômicas do colapso.

Então, cada classe de consequência deverá estar associada a um nível de confiabilidade.

As classes de consequência segundo a EN1990 (2002) + AC (2008) são três, as CC1, CC2 e CC3, conforme se apresenta na Tabela B1 abaixo.

A cada uma delas está associado um nível de confiabilidade estrutural em função dos tempos de referência de 1 e 50 anos a que correspondem às probabilidades de ruptura que se apresentam na Tabela B2.

Portanto, quanto maior a classe de consequência, maior a classe de importância e menor probabilidade de colapso é imposta à estrutura.

Na Tabela B3, apresentam-se as classes de importância, suas classes de consequência correspondentes e os tipos de estrutura associados.

Pelo exposto, a diferenciação da classe de importância no cálculo estrutural é introduzida pela alteração do coeficiente parcial de segurança da ação sísmica, que é calibrado pela norma de modo a garantir uma confiabilidade estrutural exigida pela norma.

Assim, no dimensionamento sísmico, a classe de importância traduz-se na introdução de um coeficiente de importância γ_f que irá majorar, ou minorar, os esforços/deslocamentos de cálculo, ou de outro modo, o valor da aceleração de referência do solo a_{gR} para obter-se um valor de cálculo da aceleração do solo $a_g = a_{gR} \cdot \gamma_f$ (que define o espectro a utilizar).

Tabela B1 – Classes de consequência e níveis de confiabilidade β

Classes de consequência	Descrição	Valor mínimo de β $T_R= 1$ ano	Valor mínimo de β $T_R= 50$ anos
CC1	Consequência baixa em termos de perdas de vidas humanas, ou consequências económicas, sociais ou ambientais pouco importantes ou desprezáveis.	4,2	3,3
CC2	Consequência média em termos de perdas de vidas humanas, ou consequências económicas, sociais ou ambientais mediamente importantes.	4,7	3,8
CC3	Consequência alta em termos de perdas de vidas humanas, ou consequências económicas, sociais ou ambientais muito importantes.	5,2	4,3

Tabela B2 – Probabilidade de ruptura em função do índice de confiabilidade

Probabilidade de ruptura: P_R	10^{-1}	10^{-2}	10^{-3}	10^{-4}	10^{-5}	10^{-6}	10^{-7}
Índice de confiabilidade β	1,28	2,32	3,09	3,72	4,27	4,75	5,2

Tabela B3 –Classe de importância – Classes de Consequência – Tipo de ponte

Classes de Importância	Classe de Consequência	Tipos de Pontes rodoviárias e ferroviárias ou Viadutos
I	CC1	Estrutura não crítica para comunicações e que economicamente não justifica a consideração da ação sísmica de modo provável por via da vida útil esperada ser menor do que 50 anos (pontes provisórias)
II	CC2	Generalidade das pontes e viadutos
III	CC3	Estrutura crítica para comunicações; com elevado risco de perdas de vidas humanas; ou ainda, aquelas cuja vida útil supere os 50 anos

A introdução deste coeficiente também poderá ser avaliada pela alteração do período de retorno do sismo (relativamente ao período de retorno de referência de a_{gR}) considerada a confiabilidade apropriada ao projeto das estruturas daquela classe específica.

A EN1998-2 (2005) estabelece para γ_f os valores de 0,85, 1,0 e 1,3 para as pontes de classe de importância I, II e III, respectivamente. Avaliando-se o impacto de se considerar $\gamma_f= 1,3$, tem-se:

- $T_L \approx \gamma_f^3 \cdot T_{LR}$, $T_{LR}= 50$ anos ($P_R= 10\%$), ou seja, $T_L= 110$ anos
- $T_R \approx -T_L/\ln(1-P_R)$, $T_L= 110$ anos e $P_R= 10\%$, ou seja, $T_R= 1043$ anos
- $P_L \approx \gamma_f^{-3} \cdot P_R$, $P_R= 10\%$ ($T_{LR}= 50$ anos), ou seja, $P_L= 4,6\%$

o que significa:

- uma probabilidade de exceder de 10% num período de tempo de 110 anos, ao invés dos 50 anos;
- aumento do período de retorno sísmico para 1043 anos, ao invés dos 475 anos;
- uma probabilidade de exceder de 4,6% para o mesmo período de tempo de 50 anos.

ANEXO C

C.1 Acelerogramas artificiais e ajustados

Housner e Jennings (1964) demonstraram que a parte central dos acelerogramas pode ser modelada por um trecho de processo gaussiano estacionário que pode ser obtido, por exemplo, através da filtragem do conteúdo de frequências de um sinal de ruído branco, impondo uma função densidade de espectro de potência que lhe condicione características específicas.

O ruído branco é definido por Azevedo et al (1991) como um processo estacionário, de banda larga, que é caracterizado por ter densidade espectral de potência constante.

Para levar em consideração os trechos de crescimento e de decaimento de um acelerograma, sugere Kramer (1996), o recurso a um método simples, sem perda da premissa de estacionaridade do processo, que consiste em multiplicar o processo estacionário por uma função envoltória que descreve os incrementos e decrementos da amplitude do movimento, dependente no tempo. Exemplifica-se na Figura C1 o processo.

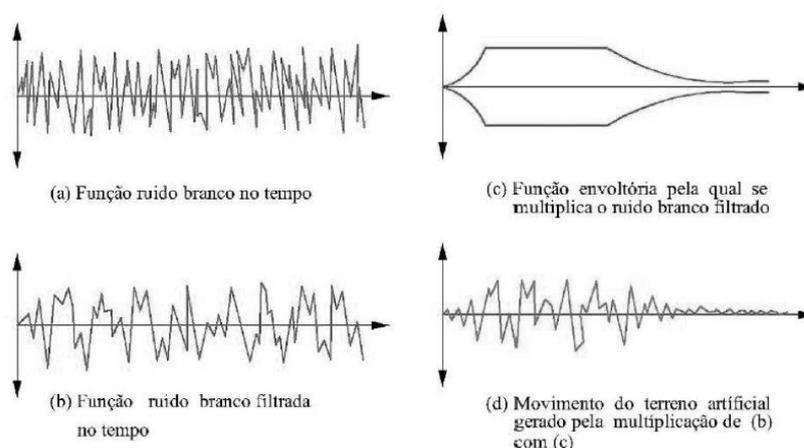


Figura C1 - Geração de acelerogramas no domínio do tempo. (adaptado de Kramer, 1996).

Amin et al (1968) demonstraram que o processo descrito é um modelo satisfatório tanto para sismos de altas quanto de baixas magnitudes, estabelecendo um método consolidado de geração de sismos artificiais no domínio do tempo.

Como exposto anteriormente, partindo do conceito básico de que qualquer função periódica (e conseqüentemente, também qualquer processo estacionário) pode ser expandida para uma série de harmônicas, foram desenvolvidos métodos que procurassem reproduzir os acelerogramas sísmicos através da superposição de várias componentes harmônicas, dentro da faixa de frequência típica de sismos reais.

Seguindo esta linha, Levy e Wilkinson (1976), propuseram a geração de acelerogramas artificiais através da Equação (c1)

$$a_s(t) = F(t) \cdot \sum_{i=1-N} A_i \cdot \text{sen}(\omega_i t + \varphi_i) \quad (c1)$$

sendo,

$F(t)$ é a função envoltória que confere ao acelerograma um carácter não estacionário pronunciando os trechos de crescimento e decaimento;

$i = 1, \dots, N$ termos da série harmónica;

A_i amplitude da série harmónica de ordem i , $\forall A_i \leq 1$;

ω_i frequência angular da harmónica de ordem i ;

φ_i ângulo de fase da harmónica de ordem i .

Seja qual for a tipologia da função envoltória empregue, ela deve sumariamente representar as fases características dos sismos reais no tempo: crescimento inicial, desde a situação de repouso; região de movimento intenso, em que se atinge a intensidade máxima do movimento; e, por último, o decaimento de intensidade até o retorno à situação de repouso.

Vale ressaltar que, sendo esta uma função que modela um sismo gerado artificialmente e, portanto, com características idealizadas, espera-se que o sistema saia à partida de uma situação de repouso absoluto e que retorne a essa condição, fixando assim que as acelerações inicial e final do sismo sejam ambas iguais a zero. Logo, qualquer função no tempo com essas características pode, a princípio, ser avaliada como um possível envolvente de acelerações.

O processo mais usual e mais simples, segundo Kramer (1996), é o modelo trapezoidal em que a função envoltória toma a forma da Figura C2, sendo descrita parametricamente pelas Equações (c2):

$$\begin{aligned}
 F(t) &= t/t_I && \text{para } 0 \leq t \leq t_I \\
 F(t) &= 1 && \text{para } t_I \leq t \leq t_{II} \\
 F(t) &= (t - t_f)/(t_{II} - t_f) && \text{para } t_{II} \leq t \leq t_f
 \end{aligned}
 \tag{c2}$$

sendo,

t_I o instante de tempo correspondente ao fim da fase de crescimento;

t_{II} o instante de tempo correspondente ao início da fase de decaimento;

t_f o instante em que a estrutura retoma ao repouso, ou duração total do sismo.

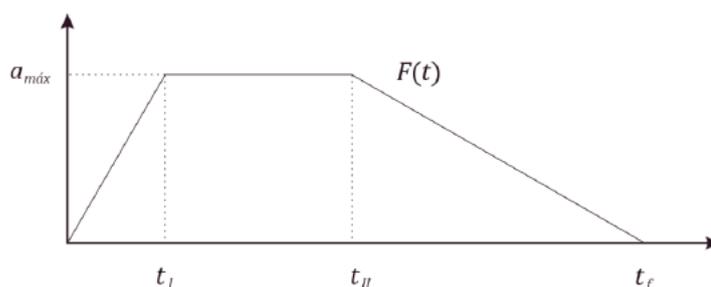


Figura C2 - Função envoltória trapezoidal (Kramer, 1996) (adaptado)

Os tempos t_I e t_{II} são uma fração da duração total do sismo t_f e são parâmetros que podem variar em função da magnitude do sismo, do tipo de evento sísmico, da proximidade entre uma falha e o local de projeto e da própria duração do evento.

Em geral, entre t_I e t_{II} deve concentrar-se 95% da energia sísmica e diz respeito ao intervalo de tempo de movimento intenso, designada de parte estacionária.

Em relação às amplitudes das harmônicas, A_i , estas são pesquisadas entre valores de 0 a 1 até que se obtenha um $a_s(t)$ cujo espectro de resposta de

acelerações obtido por ele seja adequadamente aproximado ao espectro de projeto adotado, com base nos seguintes critérios:

- ajuste à forma do espectro da norma;
- ajuste na discretização no tempo e no domínio do período e frequência;
- duração expectável do sismo compatível.

Antes de se desenvolver cada um destes três critérios é importante referir que:

- o carácter aleatório do processo de geração de $a_s(t)$ é introduzido através dos ângulos de fase, gerados a partir de uma distribuição uniforme de probabilidade entre e 0 e 2π ;
- Os valores de A_i são obtidos através da filtragem do conteúdo de frequências de um sinal de ruído branco.

Quer dizer que ao invés de considerar um valor constante idêntico para todos os termos da série harmônica, a que corresponderia um ruído branco gaussiano dentro da faixa de frequências, mas que não seria, seguramente, a forma real de um acelerograma, aplica-se antes, sobre o ruído branco um filtro de frequências que lhe imponha, à partida, características próximas dos sismos reais previstos para a localidade de interesse. Esse filtro pode ter como base um espectro de densidade de potência estimado para a região, consideradas as propriedades do terreno local e de amortecimento da estrutura em análise.

Niu et al (2008) apresentaram algumas metodologias capazes de fazer essa correlação direta entre A_i e os espectros de resposta e densidade espectral. Uma delas consiste em estimar a amplitude das séries harmônicas pela Equação (c3)

$$A_i = \sqrt{2 \cdot S(\omega_i) \cdot \delta\omega_i} \quad (c3)$$

sendo,

$S(\omega_i)$ é o valor do espectro de potência de aceleração obtido a partir do espectro de resposta do local da estrutura para a frequência ω_i , levando em conta as condições locais do solo e sismicidade, bem como, o amortecimento estrutural;

$\delta\omega_i$ é a banda de influência da frequência f_i , em rad/s.

Assim, o valor do espectro de potência pode ser calculado a partir do espectro de resposta da norma, através da Equação (c4)

$$S(\omega_i) = \frac{\xi / (\pi \cdot \omega_i) \cdot [S_a(\omega_i)]^2}{\ln[-\pi \cdot \ln(1-P) / (\omega_i \cdot t_f)]} \dots \quad .(c4)$$

sendo,

$S_a(\omega_i)$ a aceleração espectral de resposta, definido em norma, para a frequência ω_i ;
 t_f a duração total do sismo;

P a probabilidade de excedência da aceleração máxima do solo em 50 anos, prevista na EN1998-1 (2004) em 10% ou 4,6% nas Classes de Importância II ou III, respectivamente;

ξ amortecimento estrutural.

Note-se, mais uma vez, que esta abordagem relaciona os parâmetros A_i diretamente com a sismicidade, classe do solo e com amortecimento através do espectro de resposta da norma. A banda de influência da frequência $\delta\omega_i$ é determinada pela Equação (c5)

$$\delta\omega_i = \frac{(\omega_{i+1} - \omega_i)}{2} \quad (c5)$$

Este processo de geração dos termos A_i já conduz a um acelerograma artificial inicial, cujo espectro de resposta correspondente é bastante próximo ao que é definido em norma, porém, ainda não apresenta características consideradas importantes, que seguidamente se anunciam.

C.2 Ajuste do acelerograma à forma do espectro da norma

A exigência da NBR15421 (2006) para ajustar o acelerograma artificial ao espectro de resposta da norma é que o valor médio do espectro de resposta do acelerograma artificial na direção considerada, para o amortecimento de 5%, não seja inferior ao do espectro definido pela norma, para uma faixa entre $0,2T_0$ e $1,5T_0$, sendo T_0 o período fundamental da estrutura nessa direção.

A USNRC (1973) vai além, e estabelece que o espectro de resposta do acelerograma artificial, só possa ser inferior ao espectro de resposta da norma no máximo em 5 pontos do domínio.

O CSA N289.3 (2020) permite que até 6% do total de pontos estejam abaixo.

Em ambas as normas é fixado que a diferença não deve superar 10% do valor do espectro de resposta da norma nesses pontos.

Levy e Wilkinson (1976) propuseram um procedimento iterativo para ajuste à forma do espectro da norma que consiste na determinação dos valores das amplitudes das harmônicas, em cada iteração, pela multiplicação do seu valor na iteração anterior pela razão entre o valor desejado de aceleração espectral e o valor obtido no espectro de resposta gerado na iteração anterior, para a frequência que define a harmônica em questão. Isto é, o processo iterativo vai gerando novos sismos artificiais cujos espectros de resposta serão gradualmente convergentes à forma do espectro de resposta da norma. Pode-se então escrever a Equação (c6)

$$A_{i,k+1} = \frac{A_{i,k} \cdot S_a(\omega_i)}{S_{a,k}(\omega_i)} \quad \dots \quad (c6)$$

sendo,

$A_{i,k}$ amplitude da harmônica i anterior, na iteração k

$S_a(\omega_i)$ a aceleração espectral de resposta de norma de frequência i

$S_{a,k}(\omega_i)$ a aceleração espectral de resposta do acelerograma artificial, na iteração k

Note-se que para se desenvolver o ciclo iterativo é necessário calcular o espectro de resposta do acelerograma obtido na iteração anterior. Este processo mantém, em cada iteração, a relação do parâmetro $A_{i,k}$ diretamente com a consideração imediata da classe do terreno e do amortecimento no espectro da norma através do fator $S_a(\omega_i)$. O valor inicial do vetor dos coeficientes A_i ($A_{i,0}$) é aquele definido anteriormente em (c3).

O processo iterativo corre até que seja cumprida a condição de ajuste escolhida, ou seja, qualquer uma das condições anteriores, NBR15421 (2006), CSA N289.3 (2020) ou USNRC (1973), ou ainda, satisfeita determinada margem de erro previamente estipulada e considerado admissível.

A EN1998-2 (2005) prescreve um processo alternativo que seguidamente se cita:

“ 3.2.3 Representação no domínio do tempo

...

(3) P A compatibilidade com o espectro de resposta elástica relevante com 5% de amortecimento, correspondente à ação sísmica do cálculo, deve ser estabelecida modulando a amplitude dos movimentos da seguinte forma:

a) Para cada sismo, definido por um par de movimentos horizontais, o espectro deve ser determinado utilizando a regra SRSS, ou seja, tomando para cada período a raiz quadrada da soma dos quadrados das ordenadas espectrais correspondentes ao espectro de cada componente para um amortecimento de 5% em relação ao crítico.

b) O espectro correspondente ao conjunto de sismos deve ser construído pela média dos valores das ordenadas espectrais de cada um dos espectros obtidos para cada sismo usando a regra da raiz quadrada da soma dos quadrados na etapa anterior.

c) O espectro anterior, correspondente ao conjunto de sismos, deve ser redimensionado de modo que na faixa de períodos entre $0,2T_1$ e $1,5T_1$, onde T_1 é o período natural do modo fundamental da estrutura no caso de uma ponte dúctil ou o período efetivo (T_{eff}) do sistema de isolamento no caso de uma ponte isolada sísmicamente (ver 7.2), não seja menor que 1,3 vezes o espectro de resposta elástica com 5% de amortecimento no que diz respeito ao crítico, correspondente à ação sísmica de cálculo.

d) O fator de escala deduzido na etapa anterior deve ser aplicado a cada um dos componentes do movimento sísmico.”

Em alternativa ao acelerograma artificial, também se poderá considerar um acelerograma de sismo real, considerado de referência, ajustado ao espectro da norma, para isso, é necessário obter o espectro de resposta do acelerograma de referência, desse os valores iniciais de $S_{a,0}(\omega_i)$, prosseguindo, determina-se os termos $A_{i,0}$ para o espectro da norma, e daí adiante se efetua o processo iterativo de (c2), levando em conta que $F(t)$, t_i , t_{II} e t_f são definidos pela envoltória e tempo de duração do sismo de referência.

Os critérios de paragem são os mesmos que definidos para os acelerogramas artificiais.

Este processo perde o caráter aleatório de geração do sismo artificial, pois de fato, o sismo artificial inicial gerado aleatoriamente é substituído por um sismo de referência real, dando apenas lugar ao ajuste através de (c6).

Este processo está previsto na EN1998-2 (2005) e é utilizado em muitos softwares comerciais, como por exemplo, no SAP2000 v22.

C.3 Ajuste do acelerograma no domínio do período e frequência

Para se alcançar através do método aqui apresentado uma representação precisa de um acelerograma artificial, deve-se ter o cuidado de definir convenientemente a discretização dos resultados em termos de tempo e períodos/frequências estruturais, de maneira a equilibrar a qualidade dos resultados e o esforço computacional necessário para se chegar à geração do acelerograma e execução da análise dinâmica.

Não é possível tratar de maneira totalmente separada a discretização em termos de tempo e de frequências, pois o passo de tempo escolhido deve ser pequeno o suficiente para abrigar as componentes de altas frequências e ser grande o suficiente para abrigar as componentes de baixas frequências das ondas sísmicas.

A norma USNRC (1973) propõe um incremento de tempo de 0,01s.

De maneira análoga, as frequências das componentes da série harmônica gerada devem estar limitadas em seus valores mínimo e máximo, de maneira a simular da forma mais provável as características dos sismos reais.

Uma participação elevada de componentes de alta frequência no conteúdo do acelerograma gerado pode provocar um aumento excessivo na quantidade de ciclos de movimento, prejudicando análises não lineares, enquanto as frequências muito baixas são as principais responsáveis por resultados inconsistentes muitas vezes encontrados nos históricos de velocidade e deslocamento do sismo.

Por esta razão, deve-se considerar um domínio ω_i suficientemente extenso, mas limitado, de modo a possibilitar um cálculo consistente com os espectros de resposta e distinguir, dentro deste domínio, uma faixa de pontos aos quais interessa gerar as componentes e fazer o ajuste ao espectro, fixando o valor das amplitudes das demais componentes fora dessa faixa em zero.

No caso de acelerograma ajustado não se coloca esta questão, uma vez o acelerograma de referência já ter na sua gênese o domínio de ω_i .

Outra peculiaridade a ser referida é a possibilidade de se trabalhar alternativamente com frequências ou com períodos de vibração. A escolha da grandeza a trabalhar é arbitrariamente possível, porém sabe-se que os espectros de resposta são usualmente dados como função do período e os cálculos numéricos envolvidos nas séries harmônicas são a princípio preparados para se trabalhar com frequências. Seria, no entanto, à primeira vista, conveniente discretizar a faixa das frequências ou períodos de maneira a se obter intervalos idênticos de cada uma dessas grandezas, facilitando os cálculos a realizar. Mas, como o período é o inverso da frequência, ao se definir um conjunto de frequências, ou períodos, dessa forma, não se obtém um conjunto de períodos, ou frequências, equivalentes com espaçamento adequado, o que inviabiliza a geração adequada dos espectros de resposta. Para contornar essa dificuldade, a USNRC (1973) estabelece um conjunto pré-definido de valores de frequências não uniformemente distribuídos para serem utilizados na criação dos acelerogramas e que se apresenta na Tabela C1.

Tabela C1 - Sugestão de frequências da USNRC (1973)

Intervalos de frequências sugeridos para o cálculo do espectro de resposta	
Faixa de frequências (Hz)	Incremento
0,2 - 3,0	0,10
3,0 - 3,6	0,15
3,6 - 5,0	0,20
5,0 - 8,0	0,25
8,0 - 15,0	0,50
15,0 - 18,0	1,00
18,0 - 22,0	2,00
22,0 - f_{sup}	3,00

As normas EN1998-1 (2004), EN1998-2 (2005) e NBR15421 (2006) são omissas em relação a este ajuste.

C.4 Duração esperada do sismo artificial

A duração é um parâmetro da maior importância para a avaliação dos efeitos sísmicos em estruturas, principalmente em análises não lineares com interação solo-estrutura. É um parâmetro de ampla variabilidade, com difícil previsão confiável, mesmo possuindo registros anteriores de movimentos para a região.

A NBR15421 (2006) não estabelece nenhum requisito quanto à duração dos acelerogramas a serem utilizados em projeto.

A norma canadiana CSA N289.3 (2020) estabelece uma duração total mínima de 15s.

A USNRC (1973) estipula uma duração total entre e 10s a 15s, sendo que o trecho de movimento intenso deve durar, no mínimo 6s.

A EN1998-1 (2004) refere no ponto 3.2.3.1.2

“3.2.3.1.2. Acelerogramas Artificiais

...

(3) Quando não estejam disponíveis dados específicos do local, a duração mínima T_s da parte estacionária dos acelerogramas artificiais deverá ser igual a 10s.”

Como DOBRY et al (1978) recomendam que a estimativa da duração total de um sismo seja feita multiplicando-se a duração de movimento intenso pelo fator 1,5 a EN1998-1 (2004) indica para duração mínima total de sismos artificiais os 15 s, ficando assim em conformidade com a norma canadiana.

Notar que a superestimação da duração do sismo é sempre menos problemática que a sua subestimação.

Em acelerogramas ajustados a duração é a correspondente à do sismo real de referência, pelo que não se coloca qualquer estimativa da sua duração.

ANEXO D

D.1 Comportamento não linear dos materiais

Para se levar em linha de conta o comportamento fisicamente não linear dos materiais no cálculo dos esforços sísmicos devem ser empregues as seguintes propriedades dos materiais:

- Concreto em carga monotônica

1. Para o concreto não confinado

Deve-se usar a relação tensão-deformação à compressão indicada no ponto 3.1.5 da EN1992-1-1 (2004), ver Figura D1, que é estabelecida pela Equação

$$\sigma_c(\varepsilon_c) = (k\eta - \eta^2) / [1 + (k-2)\eta] \cdot f_{cm} \quad (d1)$$

sendo

$$k = 1,05 E_{cm} \cdot |\varepsilon_{c1}| / f_{cm} \quad (d2)$$

ε_{c1} e ε_{cu1} , de acordo com a Tabela 3.1 da EN1992-1-1 (2004)

$\varepsilon_{csp} = 0,5\%$, ver Figura D2 (traçado do concreto não confinado)

$$\eta = \varepsilon_c / \varepsilon_{c1} \quad (d3)$$

E_{cm} e f_{cm} de acordo com os valores da Tabela 3 da EN1992-1-1 (2004).

A Equação (d1) é somente válida no intervalo $0 < |\varepsilon_c| < |\varepsilon_{cu1}|$. A partir de ε_{cu1} há perda repentina e linear da capacidade resistente do concreto, vindo a anular-se para $\varepsilon_{csp} = 0,5\%$.

Para a tensão característica de ruptura por compressão do concreto, f_{ck} , deve-se tomar os valores da Tabela 3.1 da EN1992-1-1 (2004), ou seja, $f_{ck} = f_{cm} - 8$ (MPa).

2. Para o concreto confinado

Deve-se usar a relação tensão-deformação indicada no ponto 3.1.9 da EN1992-1-1 (2004) para a tensão característica de resistência por compressão do concreto confinado, f_{ckc} , e extensão última de calculo no ELU.

Note-se que quando se tratar da análise não linear de pontes, é necessário recorrer ao prescrito em 2.1(3) da EN1998-2 (2005), ou em 3.3.5 e 3.3.6 do Caltrans (2019), onde se adota o modelo tensão-deformação de Mander (1988) para concretos confinados, em que a tensão média de resistência por compressão do concreto confinado, f_{cmc} , toma o valor da Equação (d4) e de acordo com a Figura D2.

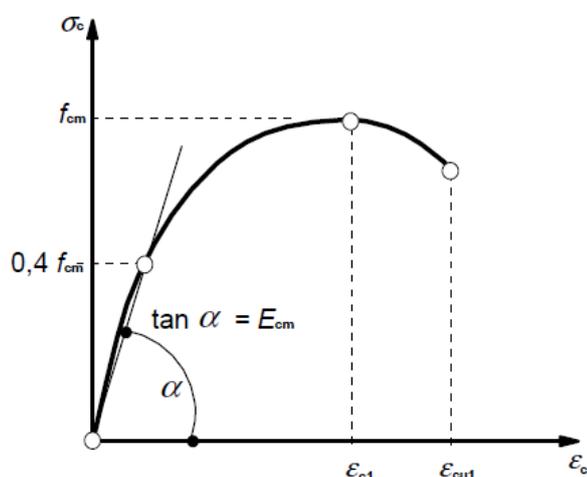


Figura D1 - Representação da relação tensões-deformações para a análise estrutural.

(EN1998-2, 2005)

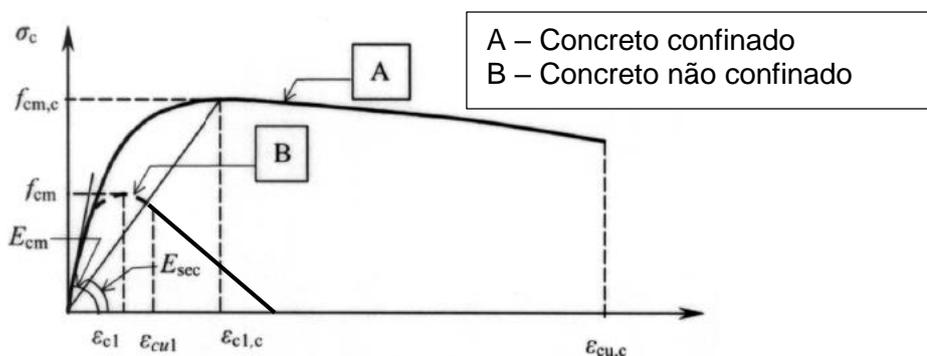


Figura D2 - Relação tensão-deformação para o concreto. (EN1998-2, 2005).

$$f_{cmc} = f_{cm} \cdot \lambda_c \quad (d4)$$

sendo,

f_{cm} conforme Tabela 3.1 da EN1992-1-1 (2004)

λ_c conforme a Equação (d5)

$$\lambda_c = 2,254 \cdot [1 + 7,94 \sigma_{eff}/f_{cm}]^{0,5} - 2 \sigma_{eff}/f_{cm} - 1,254 \quad (d5)$$

sendo,

σ_{eff} máxima tensão efetiva de confinamento atuante nas direções 2 e 3 e que pode ser estimada para as situações mais comuns através das Equações (d6a) e (d6b)

a) Para cintas circulares ou espirais:

$$\sigma_{eff} = 0,5 \alpha \rho_w f_{ym} \quad (d6a)$$

b) Para cintas retangulares:

$$\sigma_{eff} = \alpha \rho_w f_{ym} \quad (d6b)$$

em que, α é o coeficiente de eficácia de confinamento e é obtido através de $\alpha = \alpha_n \cdot \alpha_s$ que tomam os valores das Equações (d7) e (d8)

I. Para seções retangulares:

$$\alpha_n = 1 - \sum [b_i^2 / (6 b_o h_o)]^{0,5} \quad (d7a)$$

$$\alpha_s = (1 - s / 2 b_o) \cdot (1 - s / h_o) \quad (d8a)$$

no geral quando $b_o > 1,0$ m pode-se tomar $\alpha = 1$.

II. Para seções circulares com cintas circulares:

$$\alpha_n = 1 \quad (d7b)$$

$$\alpha_s = (1 - s / 2 D_o)^2 \quad (d8b)$$

III. Para seções circulares com cintas helicoidais:

$$\alpha_n = 1 \quad (d7c)$$

$$\alpha_s = (1 - s/2D_o) \quad (d8c)$$

em que,

b_i , b_o , h_o e s são as dimensões indicadas na Figura D3 e D_o o diâmetro do núcleo confinado de concreto medido pelo eixo das cintas.

ρ_w a armadura transversal de confinamento reduzida que é determinado por $(A_{sw}/s)/b f_{ym}$ valor médio da tensão de cedência do aço das armaduras transversais de confinamento e toma o valor de $f_{ym} = 1,15f_{yk}$.

Para os restantes valores indicados na Figura D2 tem-se a Equação (d9)

$$\varepsilon_{c1c} = 0,002[1 + 5(f_{cmc}/f_{cm} - 1)] \quad (d9)$$

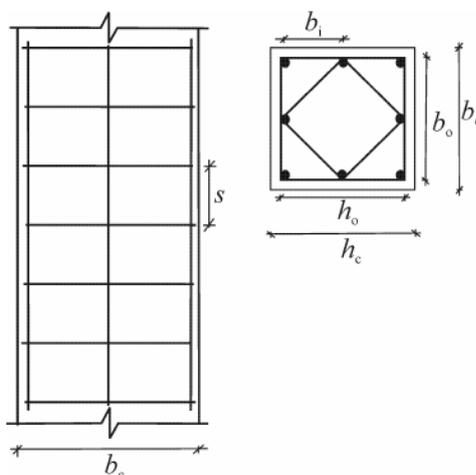


Figura D3 - Confinamento do núcleo de concreto. (EN1998-2, 2005)

sendo,

ε_{c1c} a deformação média na tensão média de cedência à compressão do concreto confinado.

a Equação (d10)

$$\varepsilon_{cuc} = 0,004 + (1,4\rho \cdot f_{ym} \cdot \varepsilon_{su}) / f_{cmc} \geq 0,005 \quad (d10)$$

em que,

ε_{cuc} a deformação média na tensão média de ruptura à compressão do concreto confinado.

$\rho = \rho_w$ para cintas circulares ou espirais:

$\rho = 2\rho_w$ para cintas retangulares:

$\varepsilon_{su} = \varepsilon_{uk}$, ver 3.2.2.2. da EN1992-1-1 (2004) e valores mínimos da Tabela D1.

Tabela D1 - Propriedades das armaduras (EN1998-2, 2005)

Forma do produto	Varões e fios			Redes electrossoldadas			Requisito ou valor do quantilho (%)
Classe	A	B	C	A	B	C	-
Valor característico da tensão de cedência f_{yk} ou $f_{0,2k}$ (MPa)	400 a 600						5,0
Valor mínimo de $k = (f_t/f_y)_k$	$\geq 1,05$	$\geq 1,08$	$\geq 1,15$ $< 1,35$	$\geq 1,05$	$\geq 1,08$	$\geq 1,15$ $< 1,35$	10,0
Valor característico da extensão à tensão máxima, ε_{tk} (%)	$\geq 2,5$	$\geq 5,0$	$\geq 7,5$	$\geq 2,5$	$\geq 5,0$	$\geq 7,5$	10,0
Aptidão à dobragem	Ensaio de dobragem/desdobragem			-			
Resistência ao corte	-			$0,3 A f_{yk}$ (A é a área do fio)			Mínimo
Tolerância máxima da massa nominal (varão ou fio isolado) (%)	Dimensão nominal do varão (mm)						5,0
	≤ 8			$\pm 6,0$			
	> 8			$\pm 4,5$			

Para a tensão característica de cedência à compressão do concreto confinado e suas deformações características, para efeito de verificação da resistência última das seções, estas tomam os valores das Equações (13) e (14)

$$f_{ckc} = f_{ck} \cdot (1 + 5 \cdot \sigma_{eff} / f_{ck}) \quad \text{para } \sigma_{eff} \leq 0,05 \cdot f_{ck} \quad (d13a)$$

$$f_{ckc} = f_{ck} \cdot (1,125 + 2,5 \cdot \sigma_{eff} / f_{ck}) \quad \text{para } \sigma_{eff} > 0,05 \cdot f_{ck} \quad (d13b)$$

com

$$\varepsilon_{c2c} = \varepsilon_{c2} \cdot (f_{ckc} / f_{ck})^2 \quad \text{e} \quad \varepsilon_{cu2c} = \varepsilon_{cu2} + 0,2 \cdot \sigma_{eff} / f_{ck} \quad (d14)$$

sendo,

ϵ_{c2} e ϵ_{cu2} de acordo com a Tabela 3.1 da EN1992-1-1 (2004) e são a deformação correspondente à tensão característica de resistência e deformação característica última do concreto comprimido não confinado.

ϵ_{c2c} e ϵ_{cu2c} com os mesmos significados que os anteriores, mas referentes ao concreto confinado, são fornecidos pelas Equações (d14)

As tensões de cálculo do concreto confinado, f_{cdc} , são determinadas do mesmo modo que no concreto não confinado com a expressão 3.15 da EN1992-1-1 (2004).

A extensão última do concreto confinado, no modelo Mander (1988), se verifica com a primeira rotura do aço de confinamento, ver Caltrans (2019).

- Aço em carga monotônica

Os diagramas tensão-deformação considerados para o aço das armaduras do concreto armado deverão ter as características apresentadas na EN1992-1 (2005) e que se apresentam na Figura D5.

A EN1998-2 (2005) indica que para estruturas dúcteis deve-se utilizar aço com $k = f_t / f_y \geq 1,20$, em que f_t é a tensão para ϵ_{uk} , ver Figura D4.

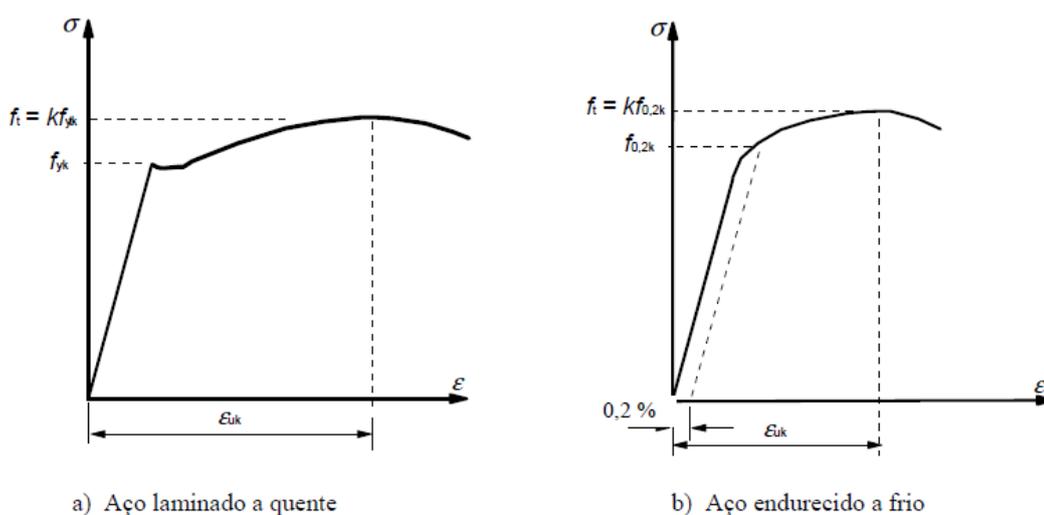


Figura D4 - Diagrama tensões-deformações do aço típico de armaduras para concreto armado.
(EN1992-1-1, 2004)

- Concreto com carga cíclica

Um aspecto importante a referir é que em análises experimentais, Hordijk e Reinhardt (1993), observaram que a ruptura do concreto quando submetido a carregamentos cíclicos ocorre quando a curva tensão-deformação das cargas cíclicas intercepta a curva para carregamento monotónico. De facto, o concreto submetido a carregamentos cíclicos sofre degradação gradual tanto no módulo de elasticidade como na resistência à compressão quando submetido a tensões superiores a 50% da tensão última. Conforme o número de ciclos aumenta, as curvas de descarga vão assumindo comportamento não-linear, formando uma curva característica de histerese na recarga. Em níveis de carga superiores a não linearidade é acentuada, pois as propriedades elásticas do material já estão consideravelmente deterioradas. Na figura abaixo é apresentado o comportamento típico de um concreto submetido a carregamentos repetidos, onde a curva envoltória representa o comportamento do concreto submetido a carregamento monotónico de compressão.

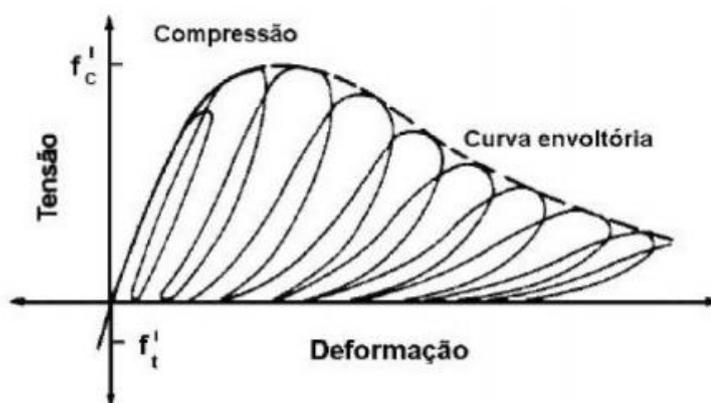


Figura D5 - Comportamento do concreto ao carregamento cíclico e monotónico de compressão.

(Tonon, et al., 2014)

Um dos modelos que idealiza o comportamento do concreto confinado sujeito a uma carga cíclica é o modelo de Thompson e Park (1980) que se ilustra na Figura D6 e referido por Cardoso (2010). Neste modelo, o comportamento histerético do concreto é idealizado com ramos lineares de carga e descarga para cada região. Na primeira zona (AB), a descarga e a recarga seguem o mesmo ramo linear com

Este modelo, é aplicável somente ao concreto e apresenta globalmente baixa dissipação de energia, medida pela área interior dos seus ciclos só verificável na zona entre $k\epsilon_0$ e ϵ_{20c} .

O modelo de Thompson e Park (1980) está disponível no software comercial SAP2000 v.22 (2020).

- Aço em carga cíclica

Quando sujeito a uma ação cíclica e alternada, o aço-carbono apresenta uma rigidez de carga e descarga similar à rigidez do primeiro carregamento, sendo por isso, segundo Cardoso (2010) o modelo Cinemático de Prager bem ajustado ao comportamento real do aço-carbono, , ver Figuras D7.

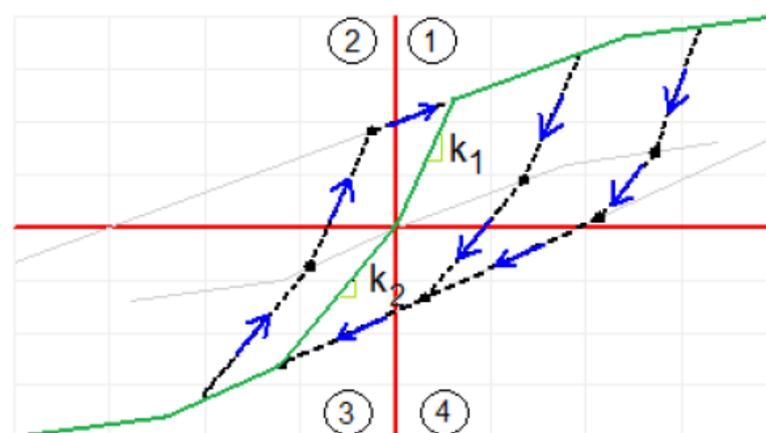


Figura D7a – Ciclos do Modelo Cinemático de Pager. (Cardoso, 2010).

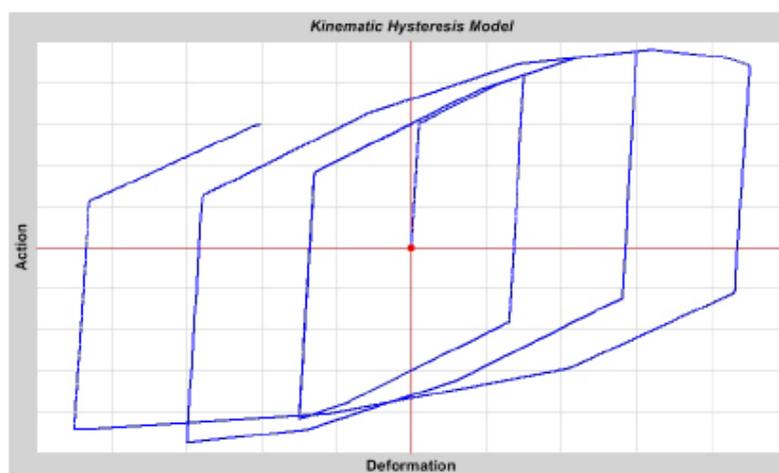


Figura D7b – Modelo Cinemático de Pager. (CSI Refer Manual SAP2000 v.22, 2020)

O modelo cinemático é idealizado para seções homogêneas constituídas por materiais dúcteis. É um modelo simples que apenas utiliza para a realização de ciclos carga-descarga as propriedades de rigidez da seção homogênea durante a resposta elástica e plástica em regime de carga monotônica.

Este modelo traduz uma dissipação significativa de energia.

Para qualquer diagrama força-deslocamento ou momento-rotação o funcionamento dos ciclos é sempre o mesmo e segue o seguinte procedimento: determina-se o declive da resposta elástica para o quadrante 1, k_1 , e o declive da resposta elástica no quadrante 3, k_2 ; o primeiro patamar de resposta plástica do quadrante 1 é prolongado para o quadrante 2, assim como o primeiro patamar de resposta plástica do quadrante 3 é prolongado para o quadrante 4 (linhas extremas a cinzento); é feita uma projeção dos patamares plásticos para o centro do eixo, quer para o quadrante 1 como para o 3, nas direções de k_1 e k_2 (linhas central a cinzento), respectivamente; admite-se que quando se descarrega a seção, esta se encontra na resposta plástica e a recuperação é feita por uma reta com declive k_1 ou k_2 , dependendo do quadrante em que se encontra; quando a projeção plástica é interceptada a resposta da seção passa a ser realizada pelo declive contrário.

Este modelo está disponível como padrão para o aço dúctil no software comercial SAP2000 v22 (2020).

- Seções de concreto armado em carga cíclica

Um dos modelos de idealização de comportamento em ciclos de carga-descarga de seções de concreto armado, foi proposto por Takeda et al. (1970).

Este modelo se aplica a seções de concreto armado, em que se considera a seção como sendo constituída por um único material, mas tendo um comportamento híbrido entre o concreto e o aço das armaduras, isto é, leva em consideração o efeito da fissuração do concreto e a resposta inelástica do concreto comprimido e do aço.

Note-se, que naturalmente este modelo, por ser híbrido entre aço e o concreto, apresenta menor dissipação de energia do que o modelo cinemático, mas maior o que o modelo de Thompson e Park (1980).

É um modelo somente aplicável para seções simétricas. Para outro tipo de seções poder-se-á seguir os modelos de Thompson e Park (1980) e Cinemático de

Pager para cada fibra de material que constitui a seção e daí determinar o comportamento cíclico desta por um modelo de fibras, por exemplo.

A sua forma está apresentada na Figura D8 e pode ser descrita do seguinte modo: quando a seção se encontra no patamar plástico e é descarregada, a sua recuperação é feita paralelamente à reta de comportamento elástico ao momento > 0 ; ao atingir o valor de força nula, ou momento nulo, o diagrama segue numa reta entre esse ponto e o primeiro patamar plástico ao momento < 0 ; o ciclo seguinte o processo inicia-se com a reta entre o ponto de esforço nulo resultante do último descarregamento e o ponto no diagrama onde ocorreu a primeira descarga.

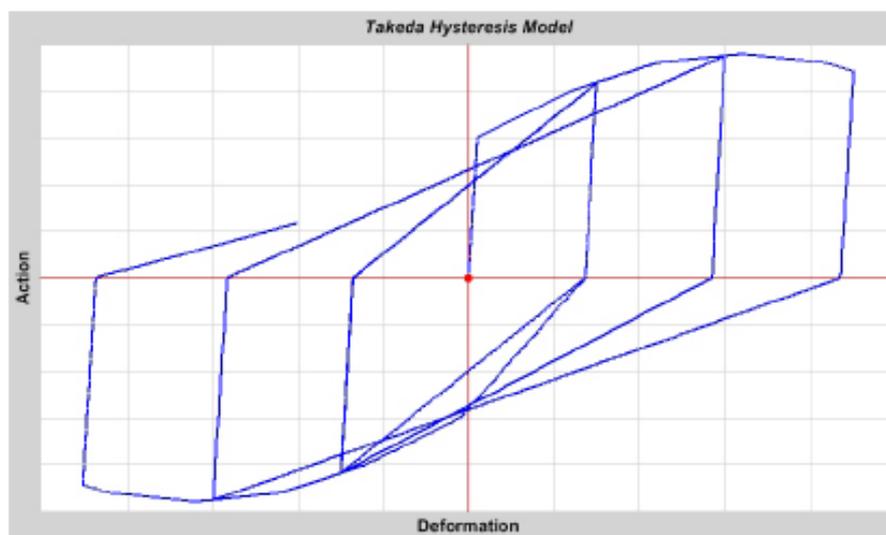


Figura D8 - Modelo de histerese Takeda sob carga cíclica crescente.
(CSI Refer Manual SAP2000 v.22, 2020)

Nos ciclos seguintes são observadas as regras:

1. degradação de rigidez após inversão do carregamento, em função da deformação máxima atingida anteriormente D_m , dada pela rigidez residual K_R expressa por:

$$K_R = K_S \cdot (D_m / D_y)^{-\alpha} \quad (d16)$$

sendo,

D_y deslocamento correspondente à cedência;

K_s rigidez secante da origem à cedência em carga monotônica;

α o parâmetro de degradação do concreto na histerese (devido à fissuração do concreto) e toma valores entre 0 a 1,0. Quanto maior α maiores as deformações residuais.

2. quando se dá a inversão do carregamento, o ponto de resposta (D,M) aponta para o valor mais elevado ($D_m; M_m$) do ciclo anterior mais externo que em que esse ponto se inclui.

É um modelo que dispensa a consideração de parâmetros adicionais, senão das características próprias de cada um dos materiais e do comportamento da seção em carregamento monotônico, apresentando por isso simplicidade e uma excelente aproximação do comportamento real do concreto armado em carga cíclica.

Este modelo também está disponível no software comercial SAP2000 v.22 (2020) com $\alpha = 0,50$ para o concreto armado.

ANEXO E

E1. Pontes estaiadas – comportamento, geometria e forma de atirantamento

As pontes estaiadas são estruturas constituídas por um tabuleiro suportado diretamente por tirantes ancorados, ou vulgo estais, a uma ou mais torres, podendo o tabuleiro também estar ligado às torres. Este sistema estrutural é assim constituído por três elementos estruturais principais: o tabuleiro; as torres e pilares; e os estais.

O tabuleiro comporta-se como uma viga contínua sobre apoios elásticos nos pontos de ancoragem dos estais suportando as cargas permanentes e as sobrecargas, transferindo as cargas para os estais e daí para os pilares e torres de sustentação, funcionando simultaneamente à flexão e compressão. Os estais ao suportarem o tabuleiro sob um ângulo de sustentação introduzem, em geral, neste, forças de compressão. As forças de suporte do tabuleiro são transmitidas pelos estais às torres e pilares que as encaminham por compressão até às fundações. Na Figura E1 apresenta-se o esquema do funcionamento estrutural de uma ponte de estaiada.

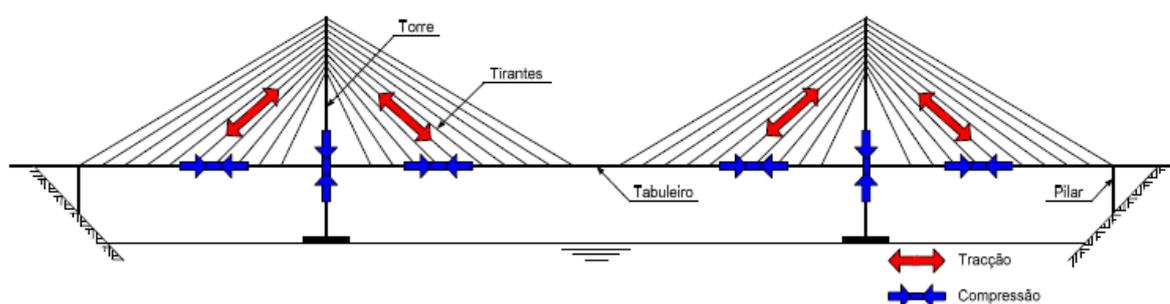


Figura E1 – Esquema de funcionamento de ponte estaiada.

As soluções estruturais das primeiras pontes estaiadas eram constituídas por um pequeno número de estais centrais que permitiam vencer vãos maiores sem a utilização de pilares intermédios. Desta forma, o tabuleiro possuía poucos pontos de

apoio, pelo que era necessário utilizar tabuleiros rígidos e com grandes seções transversais levando a que também se utilizassem estais com grandes seções transversais. Essa solução colocava dificuldades na forma de os ancorar ou aquando da sua eventual substituição.

Desta forma, evoluiu-se para o sistema de suspensão múltipla em que se utilizava um grande número de estais com pequenos espaçamentos (entre 7 a 15 m) o que garante apoios praticamente contínuos ao longo do tabuleiro. Tendo em conta que os momentos fletores no tabuleiro dependem do espaçamento entre estais, a utilização de pequenos espaçamentos conduz a menores momentos fletores sendo por isso possível utilizar tabuleiros com seções transversais de menor altura. Nesta solução, as forças transmitidas pelos estais são menores, pelo que é possível utilizar ancoragens de menores dimensões e estais com menores seções transversais facilitando, deste modo, a sua instalação, ancoragem e eventual substituição. A suspensão múltipla possibilita, pelas razões anteriores, utilizar tabuleiros mais esbeltos, por conseguinte mais leves, mais fáceis de construir e permitindo a execução de maiores vãos.

Existe uma grande diversidade de soluções estruturais adoptadas na construção das pontes estaiadas, em particular para pequenos e médios vãos. No entanto, no que respeita à configuração longitudinal de pontes de médio e grande vão, uma tipologia tem sido quase sempre adoptada, que se caracteriza com configuração longitudinal simétrica, com três vãos e duas torres, em que o tabuleiro é totalmente de aço, de concreto armado protendido, ou não, ou misto aço-concreto (Pedro, 2010).

A relação entre o vão central e os vãos laterais influencia significativamente a variação de tensão nos estais de retenção (aqueles ligados aos pilares ou apoios extremos) durante a circulação de sobrecargas. Quando as sobrecargas atuam nos vãos laterais originam reduções de tensão e quando atuam no vão central produzem aumentos de tensão.

Vãos laterais mais longos originam maiores amplitudes de variação da tensão nos estais. Para manter estas variações dentro dos limites de fadiga definidos para os cabos e para as ancoragens é usual, como regra de pré-dimensionamento, definir os comprimentos dos vãos laterais entre os 40% e 45% do comprimento do vão central, podendo no limite ser 50%. Para tabuleiros de concreto armado, como são

mais pesados, as variações de tensão devido às sobrecargas são menores e é possível adoptar vão laterais com maior comprimento (Leonhardt, 1987).



Figura E2 – Ponte Barrios de Luna Structurae. (2013)

Em pontes de grande vão e para fazer face às forças de tração geradas nos apoios do vão lateral quando as sobrecargas atuam no vão central é usual utilizar seções transversais do tabuleiro mais pesadas nos vãos laterais. Uma variante, pouco comum, desta solução caracteriza-se pela adoção de vãos laterais muito curtos, com comprimento entre 20% a 30% do comprimento do vão central. Para fazer face às elevadas forças de tração transmitidas pelos estais de retenção utilizam-se, nas extremidades do tabuleiro, grandes contrapesos apoiados no terreno. Este fato faz com que as extremidades do tabuleiro estejam fixas, pelo que é necessário adotar uma junta de dilatação a meio vão da ponte para acomodar as deformações axiais e as rotações em virtude das variações de temperatura e dos efeitos diferidos do concreto. Um exemplo desta concepção é patente na ponte Barrios de Luna - reservatório, Leon, Espanha, com 440 m de vão central, na qual foi necessário utilizar vãos laterais muito curtos, com apenas 67 m e contrapesos de 32 m, para as torres ficarem fora dos limites da albufeira, vide Figura E2.

As pontes estaiadas de vãos múltiplos é outra solução que tem sido comumente adoptada, é exemplo desta solução o viaduto de Millau em França (ver Figura E3).



Figura E3 – Viaduto Millau – França. Structurae (2013)

No que respeita ao arranjo dos estais na direção longitudinal podem referir-se as configurações em leque, harpa e semi-harpa, representadas esquematicamente na Figura E4.

Nas primeiras pontes estaiadas de pequeno e médio vão foi utilizado o sistema de estais em leque. Este sistema caracteriza-se pelo fato dos estais serem concorrentes no topo das torres. Esta solução é estruturalmente eficiente pois quanto maior for o ângulo formado pelos tirantes com a horizontal menor a força instalada e, em princípio, menor a quantidade total de aço em tirantes. No entanto, esta configuração levanta problemas construtivos na ancoragem dos tirantes no topo da torre. Para além disso, apresenta ainda a desvantagem de solicitar a torre apenas no seu topo, e sem qualquer apoio adicional ao longo da altura. Em condições de serviço, um eventual desequilíbrio de forças transmitidas pelos estais

ao topo da torre conduzirá a elevados momentos fletores na base, de primeira e de segunda ordem.

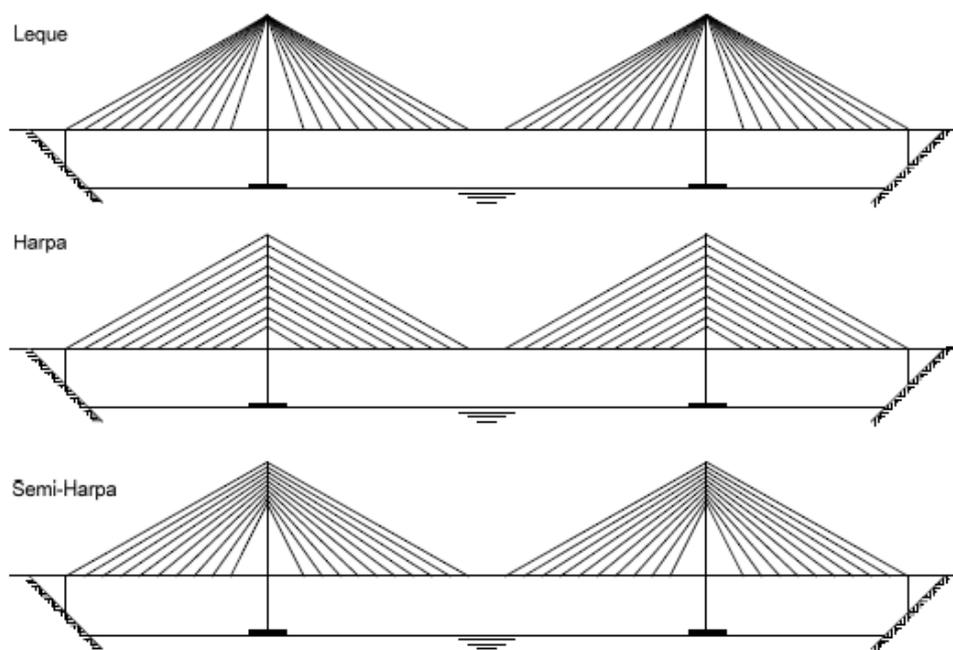


Figura E4 - Configurações em leque, harpa e semi-harpa de pontes estaiadas

Assim, embora a configuração em leque seja geralmente considerada como a mais econômica em termos da quantidade de aço dos estais não tem sido frequentemente utilizada nas grandes pontes estaiadas, pois, de fato, esta solução é geralmente pouco atrativa do ponto de vista estético, Walther et al. (1999).

O sistema de estais em harpa é utilizado como alternativa ao sistema em leque. Este se caracteriza pelo fato dos estais serem todos paralelos entre si. A distribuição dos tirantes ao longo da altura da torre facilita a pormenorização construtiva das ancoragens e fornece mais apoios ao longo da altura da torre. No entanto, quando as torres não têm grande altura é uma solução pouco econômica, pois requer maior quantidade de aço nos estais devido à menor inclinação destes. Esta solução é considerada esteticamente superior pois confere grande regularidade à estrutura. Ao observar a ponte obliquamente os cabos cruzam-se sempre num ângulo constante, Walther et al. (1999).

Com a evolução para os sistemas de suspensão múltipla surgiu uma solução intermédia entre as duas anteriores, a configuração em semi-harpa ou semi-leque. Nesta configuração, as ancoragens dos tirantes são distribuídas numa certa altura a partir do topo da torre. Deste modo, facilita-se a construção das ancoragens relativamente à solução em leque e utilizam-se estais com maior inclinação do que na solução em harpa. Este arranjo dos estais tem vindo a ser progressivamente o mais adotado na construção das modernas pontes estaiadas pois estabelece um balanço equilibrado entre os requisitos de funcionamento estrutural, económicos e estéticos.

No que respeita ao arranjo dos estais na direção transversal, têm sido adotados um ou dois planos de tirantes, sendo rara a solução com três planos de tirantes. A escolha do número de planos de tirantes está intimamente relacionada com a forma da secção transversal do tabuleiro e também com a geometria das torres.

A adoção de apenas um plano de tirantes (suspensão central) apresenta vantagens do ponto de vista estético pois ao observar a ponte, nunca haverá cruzamento de tirantes o que em conjunto com torres esbeltas garante uma elegância superior à estrutura do que se forem usados dois planos de suspensão. No entanto, esta opção requer uma largura adicional do tabuleiro para permitir a ancoragem dos estais. Para além disso, como os estais apenas equilibram as cargas verticais do tabuleiro, a resistência à torção tem que ser necessariamente garantida pelo tabuleiro, pelo que deve ser utilizada uma secção transversal em caixão, uni ou multicelular, apoiado ou monolítico com os pilares.

Em obras com vãos superiores a 400 m têm sido habitualmente utilizados dois planos de suspensão (suspensão lateral), podendo estes ser verticais ou oblíquos.

A suspensão lateral permite equilibrar as cargas verticais simétricas e através do binário formado pelos tirantes equilibrar as sobrecargas assimétricas. Esta solução possibilita uma maior versatilidade na escolha da geometria do tabuleiro podendo utilizar-se um tabuleiro mais esbelto e menos resistente à torção. A utilização de um tabuleiro em laje vigada mais leve do que um equivalente com secção em caixão torna esta solução mais atrativa do ponto de vista económico. De referir ainda que o sistema de suspensão lateral pode ainda ser classificado como parcial ou total.

No sistema de suspensão parcial o tabuleiro é suspenso pelos tirantes e apoia-se também nas torres. No caso da suspensão total, o tabuleiro encontra-se apenas suspenso nos tirantes, apresentando esta solução diversas vantagens do ponto de vista estrutural.

O apoio proporcionado pelas torres ao tabuleiro é muito mais rígido do que o garantido pelos tirantes, pelo que não apoiando o tabuleiro nas torres elimina-se a ocorrência de momentos fletores negativos muito superiores aos verificados nas secções de ancoragem dos tirantes no tabuleiro. Quando sujeito à ação sísmica, um tabuleiro com suspensão total comporta-se aproximadamente como um pêndulo suspenso nos tirantes não havendo transmissão de esforços significativos às torres e às fundações. Esta solução apresenta como desvantagem a existência de maiores deslocamentos do tabuleiro, o que não é importante em pontes rodoviárias, mas pode ser impeditivo da utilização desta solução em pontes ferroviárias, devido às elevadas forças longitudinais introduzidas pela frenagem e arranque das composições.

Em relação à geometria das torres, estas são os elementos estruturais com desenvolvimento vertical onde estão ancorados os estais que suspendem o tabuleiro, podendo também servir de apoio a este. Sendo elementos submetidos predominantemente a esforços de compressão e tendo em conta razões económicas, não só de construção, mas também de manutenção, atualmente a escolha recai em torres de concreto em detrimento de torres em aço.

A altura da torre acima do tabuleiro é normalmente entre 20% a 25% do comprimento do vão central, quando se usam duas torres, e entre 40% a 50% do vão principal quando se adopta apenas uma torre (Leonhardt, 1987).

As torres das pontes estaiadas podem ter geometrias diversas, como por exemplo: torres com fuste único vertical ou inclinado; torres com dois fustes; torres em pórtico transversal e/ou longitudinal; torres em “pirâmide”; torres em forma de A e Y invertido; torres em diamante, ver Figura E5, e duplo diamante.

A definição da geometria das torres depende dos sistemas de estais (leque, harpa ou semi-harpa) e de suspensão (lateral ou central; parcial ou total) adotados. É ainda necessário ter também em atenção à configuração longitudinal (ponte com três vãos e duas torres; ponte assimétrica apenas com uma torre e um vão principal; ponte de vãos múltiplos) e garantir o espaço para ancoragem e tensionamento dos estais no interior da torre.



Figura E5 – Ponte com torre em diamante de Russky Island. Structurae (2013)

Para além destes aspectos, e devido à enorme influência da geometria das torres na estética de uma ponte estaiada, normalmente a configuração final das torres é desenvolvida com base em considerações estéticas.

Por fim, abordando o tabuleiro, este assume também grande importância no processo de concepção estrutural. Essa escolha condicionará o peso próprio do tabuleiro, o que tem implicações no dimensionamento dos restantes elementos estruturais. A forma da seção transversal do tabuleiro influencia o comportamento aerodinâmico deste elemento.

Nas primeiras pontes estaiadas utilizaram-se tabuleiros pouco esbeltos constituídos na generalidade por duas vigas longitudinais metálicas laterais que suportavam uma laje de concreto ou uma laje metálica ortotrópica. No entanto, e tal como já foi referido, a evolução para sistemas de suspensão múltipla permitiu a utilização de tabuleiros mais esbeltos dado que a diminuição do espaçamento entre os pontos de ancoragem dos estais no tabuleiro permite ter menores momentos fletores no tabuleiro.

Os tabuleiros das pontes estaiadas podem ser em aço, em concreto armado protendido ou mistos aço-concreto, permitindo a classificação da ponte consoante o material utilizado. O peso do tabuleiro, condicionará não só a quantidade de aço dos estais mas também as dimensões das torres, pilares e das fundações, os custos do

material e da execução e deve ser ponderado para avaliar qual a solução mais econômica para a escolha do material do tabuleiro. Assim, os tabuleiros de concreto são utilizados na construção de pontes estaiadas com vão principal até aos 400 m. Entre os 400 m a 600-700 m os tabuleiros mistos são preferíveis. Acima destes valores têm sido utilizados tabuleiros metálicos.

Os momentos fletores longitudinais do tabuleiro dependem do seu peso e do espaçamento entre tirantes, pelo que este parâmetro está também relacionado com o material a adotar na sua execução. Deste modo, para tabuleiros em concreto o espaçamento entre estais está geralmente compreendido entre 6 m e 9 m. Para tabuleiros mistos é possível aumentar o espaçamento para valores entre 9 m e 16 m e, no caso de tabuleiros em aço, podem usar-se espaçamentos entre 15 m e 20 m.

A geometria da seção transversal do tabuleiro depende do número de planos de suspensão ou, mais concretamente, se a suspensão é lateral ou central. A escolha da suspensão central implica a utilização de uma seção em caixão.

A adoção da suspensão lateral permite utilizar seções em laje vigada ou mesmo em laje esbelta, podendo continuar a ser utilizadas secções em caixão.

No caso dos tabuleiros executados em concreto, as soluções em laje vigada apresentam normalmente alturas entre 1,4 e 3,0 m e os tabuleiros em caixão entre 2,5 e 4,5 m, dependendo estes valores do espaçamento entre estais, da largura do tabuleiro e dos valores das sobrecargas (Hewson, 2003).

A utilização de seções transversais em laje vigada tem sido uma das soluções mais adotadas nos tabuleiros de pontes estaiadas de concreto. Esta solução permite conceber soluções leves e esbeltas, combinando desta forma a economia e a estética. Apresenta-se, como exemplo, o tabuleiro da ponte Vasco da Gama em Lisboa.

Este tabuleiro tem 30,90 m de largura e é constituído por uma laje de concreto armado com 0,25 m de espessura que apoia em duas vigas longitudinais também em concreto armado, mas protendido com 2,6 m de altura e 1,7 m de largura e em vigas transversais espaçadas em 4,425 m. Para reduzir o peso do tabuleiro utilizaram-se vigas transversais metálicas. Com 420 m de vão central, este tabuleiro tem uma esbelteza de 162.

Este tabuleiro é em tudo semelhante ao utilizado na Ponte de Salvador - Itaparica.

ANEXO F

F.1 Método do espectro da capacidade resistente – ATC40

Apresenta-se, de modo breve, a metodologia para AENL - *Pushover* proposto no ATC40 (1996). O processo inicia-se com a obtenção da curva que relaciona o incremento das forças estáticas de inércia, referentes ao modo de vibração em análise j e ao “modo de vibração imposto”. A esse traçado se designa de curva de capacidade.

Para aplicação do método deve-se modelar a ponte considerando o comportamento não linear das seções transversais dos elementos estruturais.

O comportamento não linear pode ser introduzido de modo concentrado, através de rótulas inseridas nas seções onde se pensa que se venham a formar zonas de não linearidade física, “zonas críticas”, ou em alternativa, em locais onde se deseje a criação dessas rótulas plásticas. Para tal, deve-se ter em conta a distribuição da armadura e a variação da geometria da secção transversal no local das rótulas plásticas. As restantes zonas permanecem em regime elástico não havendo redução de rigidez das seções.

Apresenta-se a seguir a sequência de procedimentos, necessários à determinação da curva de capacidade do modo j , conforme referido no ATC40 (1996):

- aplicação das forças gravítica no modelo, isto é, peso próprio e sobrecargas, afetadas dos seus fatores de redução e coeficientes parciais de segurança correspondentes à combinação sísmica;
- aplicação incremental das forças laterais de inércia ao nível das massas, de acordo com a configuração do modo de vibração j , ou do “modo de vibração imposto”, e levando em consideração o comportamento não linear das rótulas plásticas;
- registrar, em cada passo incremental, o deslocamento do ponto de referência (d_{ij}) e a força de corte basal (FCB_j), do modo j ;

- sinalizar quando uma das potenciais rótulas plásticas (ou concomitantemente, um grupo de potenciais rótulas) atinjam a sua capacidade máxima de deformação;
- redefinição do modelo numérico, eliminando a rigidez da(s) rótula(s) que atingiram a capacidade máxima de deformação;
- prosseguir com o incremento de carga lateral, até que novo(s) elemento(s) atinja(m) sua capacidade máxima de deformação;
- nova redefinição do modelo numérico, eliminando a rigidez da(s) rótula(s) que atingiram a capacidade máxima de deformação;
- repetir o procedimento até que se obtenha um sistema estrutural instável.

Se a instabilidade se verificar antes de alcançado DC, a estrutura deve ser redimensionada por falta de ductilidade disponível, em caso contrário, prosseguir com a análise não linear conforme se apresenta a seguir.

O ATC40 (1996) propõe a transformação da curva de capacidade, para cada modo j , ou modo imposto, na forma idêntica à espectral ADRS que relaciona S_{aj} - S_{dj} .

Essa transformação assenta no cálculo do FPM_j , FCM_j e MM_j , do modo linear j da estrutura convertendo a curva de capacidade seguindo as Equações (f1) e (f2)

- a força de corte basal da estrutura no modo j segundo a direção ξ

$$S_{aj\xi} = FCB_{j\xi} / (g \cdot FPM_j \cdot FCM_j) \quad (f1)$$

em aceleração espectral equivalente do modo j , na direção ξ , representado nas ordenadas do ADRS.

- o deslocamento do ponto de referência no modo j segundo a direção ξ

$$S_{dj\xi} = d_{rj\xi} / (FPM_j \cdot \Phi_{\xi j}) \quad (f2)$$

em deslocamento espectral equivalente do ponto de referência no modo j , na direção ξ , representado nas abcissas, sendo $\Phi_{\xi j}$ o elemento vetor da matriz modal do modo j correspondente ao grau de liberdade do ponto de referência com direção ξ .

Deste modo, passa-se a ter um espectro de capacidade representado na forma ADRS como se mostra na Figura F1.

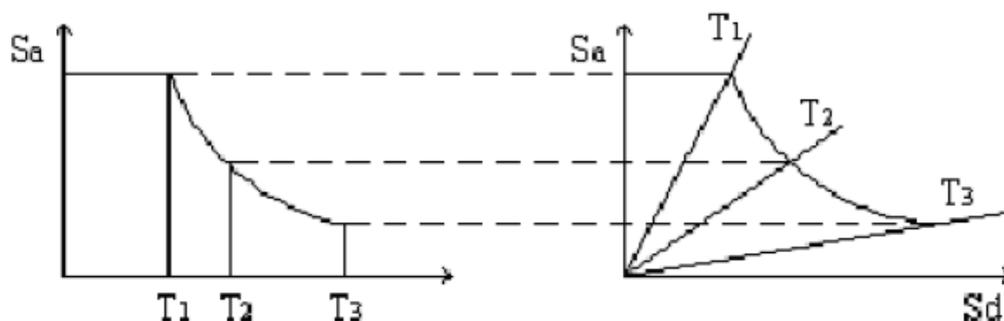


Figura F1 - Esquema de transformação do espectro de resposta do formato tradicional para o formato ADRS .ATC (1996)

O mesmo se aplicará ao espectro de resposta elástico da norma transformando-o na forma ADRS.

Como se observou em 3.2.1. da dissertação, o espectro de resposta elástico pode ser corrigido com o coeficiente de comportamento de modo a se obter um espectro de resposta inelástico equivalente. Essa metodologia impõe um comportamento dúctil através de um espectro de resposta inelástico que objetiva o dimensionamento de armaduras para esse comportamento.

Neste caso, pretende-se o inverso, ou seja, para determinadas armaduras obter uma redução do espectro elástico, que represente de forma implícita a aplicação de um coeficiente de comportamento e verificar se este satisfaz a demanda de ductilidade através da capacidade de rotação das rótulas plásticas.

A metodologia do ATC40 na criação do espectro de resposta inelástico, ou reduzido, leva em conta, além do amortecimento estrutural o amortecimento hysterético do comportamento das rótulas plásticas (que não é contemplado pelas restantes metodologias, nomeadamente pelo Método N2 da EN1998-1(2004)).

O amortecimento hysterético consta de um fenómeno de abrandamento da velocidade de deformação das seções da estrutura e tanto mais quanto maior for a velocidade dessa deformação, isso por ação da dissipação da energia de deformação. Esse abrandamento sendo diretamente proporcional à velocidade,

pode ser traduzido por um fator constante de amortecimento, tal como sucede no amortecimento viscoso. Assim, o ATC40 (1996) introduz o amortecimento histerético através do equivalente amortecimento viscoso, η_{eqj} , se obtendo para o amortecimento final, ou efetivo, $\eta_{eff,j}$, o fornecido pela Equação (f3)

$$\eta_{eff,j} = k \cdot \eta_{eqj} + \eta \quad (f3)$$

em que,

η amortecimento viscoso da estrutura, considerado constante para todos os modos de vibração que para o concreto armado é de 5%;

k fator de correção, ou ajuste, do amortecimento histerético ao amortecimento viscoso equivalente. Toma valor 0,67 para as situações quando

- há ínfimas reduções de área dos ciclos de histerese
- $\eta \leq 25\%$, o que é a generalidade das situações estruturais civis.

η_{eqj} o amortecimento viscoso equivalente ao amortecimento histerético no modo j , que é dado pela Equação (f4)

$$\eta_{eqj} = 1/4\pi \cdot E_{Dj} / E_{soj} \quad (f4)$$

sendo,

E_{Dj} a energia de deformação plástica dissipada no modo j num ciclo de histerese estrutural iniciado no Ponto de Desempenho (PD), e que à partida se desconhece, aproximado por diagramas bi lineares obtidos por ajuste à curva de capacidade da estrutura no modo j , conforme Figura G2, toma por isso o valor aproximado da Equação (f5)

$$E_D \approx 4(a_y \cdot d_{po} - d_y \cdot a_{po}) \quad (f5)$$

sendo,

a_{po} , d_{po} , a_y e d_y os pontos indicados do gráfico bi linearizado da curva de capacidade (a_{po} ; d_{po}) o PD, representado na Figura F2 pelo vértice superior direito do triângulo.

(a_y ; d_y) o ponto de variação de declive do diagrama bi linear (apenas possível obter com definição do ponto anterior PD). Na Figura representa-se o ponto de desempenho com a letra i por se tratar da primeira aproximação (inicial).

E_{s0} a energia potencial de deformação elástica até ao PD, toma o valor da Equação (f6)

$$E_{s0} = a_{po} \cdot d_{po} / 2 \quad (f6)$$

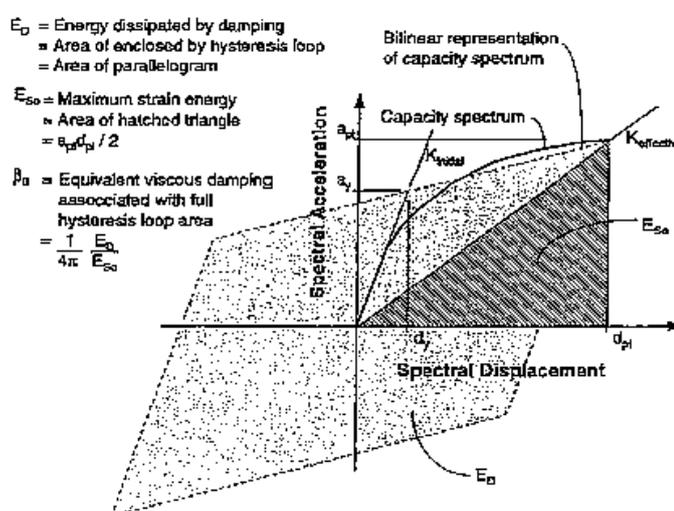


Figure 8-11. Derivation of Damping For Spectral Reduction

Figura F2 - Representação gráfica da energia dissipada por amortecimento ATC (1996)

A construção do diagrama bi linear ajustado à curva de capacidade obedece às seguintes regras, ver Figura F3:

- o PD é comum às duas curvas, curva de capacidade e diagrama bi linear;
- o diagrama bi linear cruza a curva de capacidade em 0,60 da FCB, definindo o 1º troço linear;
- a área abaixo do diagrama bi linear à curva de capacidade e da curva de capacidade ao diagrama bi linear, até ao PD, é idêntica. Esta condição define o declive do 2º troço do diagrama bi linear;

- o declive do 2º troço linear do diagrama bi linear deverá ser positivo, se negativo dever-se-á considerar horizontal, ou seja, um modelo elastoplástico ideal.

Note-se que o traçado do diagrama bi linear e do ciclo histerético é iterativo em relação a PD, pois como se verá adiante para determinação do PD será necessário o traçado dos diagramas anteriores. Com o diagrama montado, tem-se o ponto $(a_y ; d_y)$ definido. Introduzindo as Equações (g5) e (g6) em (g4) e esta última em (g3), obtém-se a equação (f7)

$$\eta_{ff} = 42,7 \cdot (a_y \cdot d_{pi} - d_y \cdot a_{pi}) / a_{pi} \cdot d_{pi} + 5 \text{ (em \%)} \quad (f7)$$

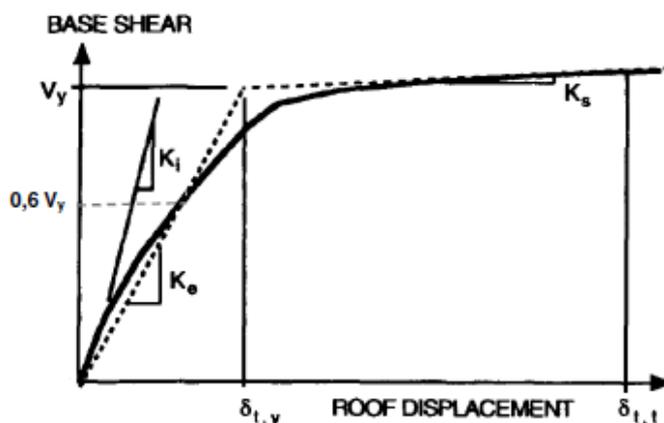


Figura F3 – Construção do diagrama bi linear. ATC40 (1996)

O procedimento seguinte será efetuar a redução do espectro de resposta elástico de modo a obter-se o espectro de resposta inelástico. Os fatores de redução a aplicar serão determinados:

- para o patamar espectral de acelerações constantes (entre T_B e T_C) pela Equação (f8)

$$S_{Ra} = 1,514 - 0,321 \cdot \ln(\eta_{ff}) \quad (f8)$$

- para o tramo espectral de velocidades constantes (entre T_c e T_D) pela Equação (f9)

$$S_{Rv} = 1,4 - 0,248 \cdot \ln(\eta_{ff}) \quad (f9)$$

Os coeficientes redutores pretendem traduzir uma resposta inelástica, de um oscilador de 1GL com amortecimento e ductilidade idênticos, no modo em análise, à estrutura de NGL. Aplicando essas reduções ao espectro de resposta elástico obtém-se conforme a Figura F4.

Por fim, encontra-se o PD através da intercepção entre os dois espectros, o de capacidade e o de resposta. Ressalta-se, mais uma vez, que o cálculo do amortecimento histerético só pode ser efetuado após a determinação do PD, pois só com este é possível traçar a representação bi linear da curva de capacidade, o que leva a que o método descrito seja um processo iterativo.

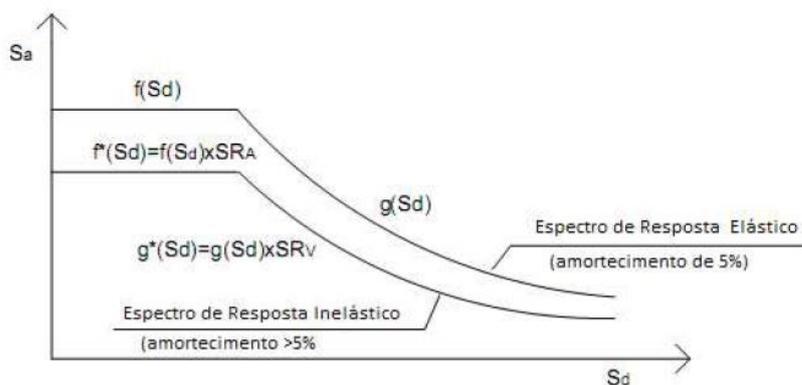


Figura F4 - Espectro de resposta inelástico .

Adaptado do ATC40 (1996)

O ATC40 (1996) apresenta três métodos de resolver o processo iterativo. Apresenta-se aqui somente um desses métodos, designado no ATC 40 (1996) por método A que consiste em:

- definição do ponto de desempenho inicial do processo iterativo que pode ser obtido prolongando a reta de rigidez inicial da estrutura até interceptar o

espectro de resposta elástico para um amortecimento de 5%, o ponto de desempenho será obtido traçando uma vertical entre esse ponto de intercepção e a curva de espectro de capacidade, definindo o PD_i conforme representado na Figura F5;

- após a definição do ponto inicial PD_i , pode-se proceder à representação bi linear do espectro de capacidade, conforme atrás se expôs, daí para o cálculo do amortecimento hysterético equivalente, η_{eqi} , amortecimento efetivo η_{ffj} e respectivos coeficientes redutores S_{Ra} e S_{Rv} do espectro de resposta com amortecimento de 5%;
- após o traçado do espectro de resposta reduzido e a obtenção da nova intersecção com o espectro de capacidade, se o d_p do novo PD obtido se situar no intervalo $[0,95d_{pi} ; 1,05d_{pi}]$ do anterior, esse é o PD da estrutura;
- caso contrário esse novo PD passa a ser o ponto inicial para uma nova iteração, continuando até que a condição anterior seja satisfeita.

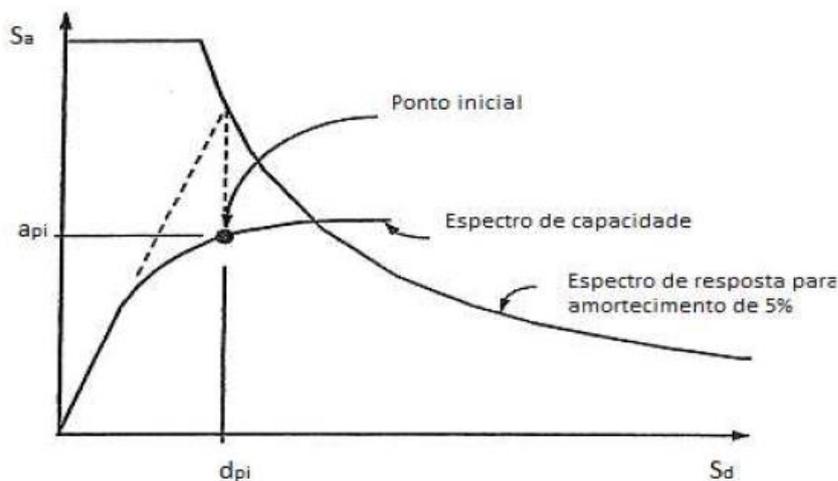


Figura F5 - Representação gráfica do ponto de partida para o processo A .

Adaptado do ATC40 (1996)

A Figura F6 esquematiza o procedimento enunciado.

Obtido por fim o PD final, obtém-se:

- pelas operações inversas das expressões (f1) e (f2) os valores do $FCB_{j\xi}$ e $d_{rj\xi}$;
- dos anteriores as respectivas forças sísmicas laterais $F_{j\xi}$ do modo j e direção ξ .

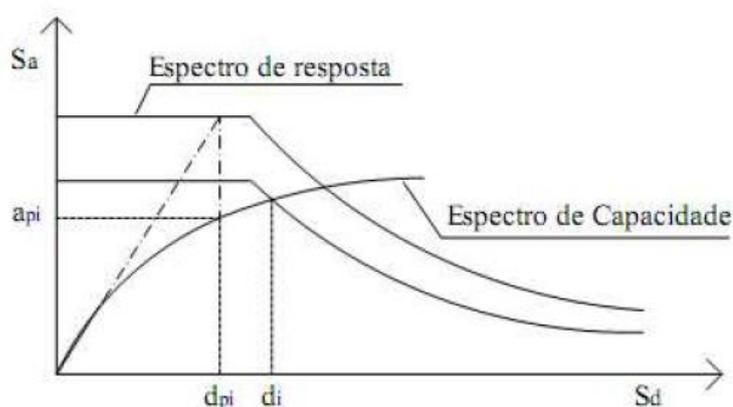


Figura F6 - Esquema da obtenção do ponto de despenho pelo procedimento A
Adaptado do ATC40 (1996)

Para finalizar, procede-se a uma CQC/SRSS para combinar os modos de vibração e outra para combinar as direções de atuação sísmica, obtendo-se os esforços finais de análise.

Para aplicação do CQC deve ser levada em conta o período/frequência de vibração inelástica, T_{eff} , período efetivo, obtido pelo declive da reta da origem ao PD alcançado no espectro ADRS.

Relembra-se mais uma vez que a aplicação do método incide apenas sobre estruturas dúcteis.

ANEXO G

G1. Cabos protendidos aplicados

A introdução dos cabos protendidos no modelo do SAP2000 v.22 (2020) fez-se através das cargas equivalentes da protensão mínima no elemento obtida após dedução dos valores aproximados de perdas instantâneas e diferidas do tensionamento dos cabos instalados.

Apresenta-se o cálculo dos valores de protensão introduzidos no modelo do SAP2000 v.22 (2020) através das armaduras ativas constantes no projeto base. Poder-se-ia utilizar o simulador de protensão disponível no SAP2000 v22, e, nesse caso, todos os fenômenos vibratórios e carregamentos estático ou quase estático, estariam relacionados entre si, porém optou-se pelo processo simplificado. Estimaram-se existirem as seguintes perdas:

- perdas por reentrada dos cabos e deformação instantânea do concreto: 12%;
- Perdas diferidas por retração e fluência do concreto e relaxação das armaduras ativas: 13%

O que quer dizer que o computo total de perdas no protensão se vai considerar de aproximadamente 25%. O protensão inicial segundo EN1992-1 (2004) é determinada para combinações persistentes e transitórias com $\gamma_s = 1,15$ e $k = 0,90$, ver Figuras G1 e G2, com a Equação (g1)

$$P' = k \cdot f_{pk} \cdot A_p / \gamma_s = 0,90 \cdot f_{pk} \cdot A_p / 1,15 = 0,78 \cdot f_{pk} \cdot A_p \quad (g1)$$

Pelo que se obtém,

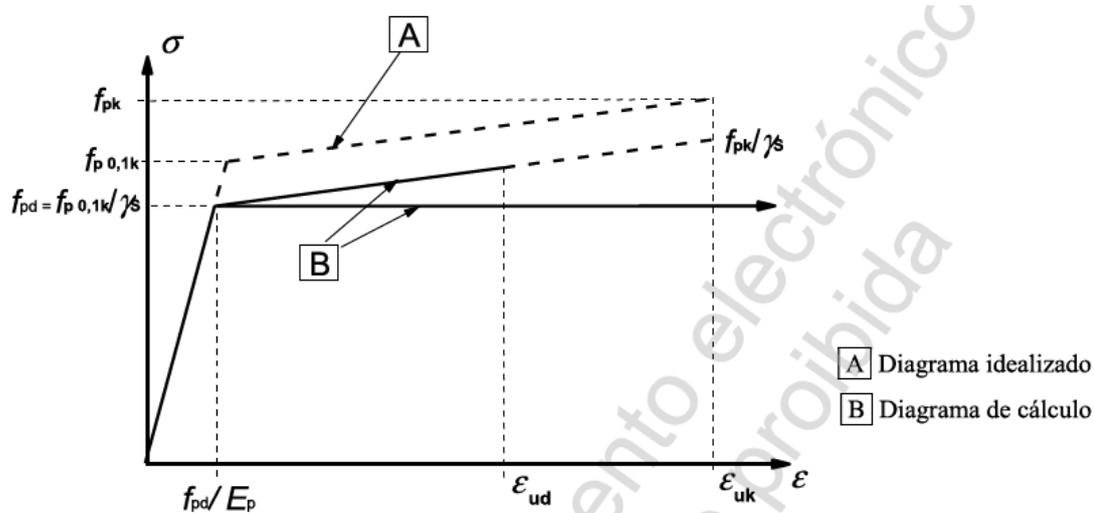
$$P' = 0,78 \cdot 1860 \cdot A_p = 1450 \cdot A_p \text{ MPa}$$

$$P' (\text{por cordoalha de } 15.2) = 203 \text{ KN}$$

Quadro 2.1N – Coeficientes parciais relativos aos materiais para os estados limites últimos

Situações de projecto	γ_c para betão	γ_s para aço de armaduras para betão armado	γ_s para aço de armaduras de pré-esforço
Persistentes Transitórias	1,5	1,15	1,15
Acidentais	1,2	1,0	1,0

Figura G1 – Coeficientes parciais de segurança relativos aos materiais para os ELU segundo EN1992-1 (2004)



$k = 0,90$, ver NOTA de 3.3.6.(7) EN1992-1 (2004)

Figura G2 – Diagramas deformação-tensão idealizado e de cálculo para aços protendidos . (EN1992-1-1, 2004)

Na seção de menor valor de tensionamento dos cabos, obteve-se um protensão de 203KN.

No projeto base adotaram os 195 KN.

O protensão a curto e longo prazo são obtidos pelas Equações (g2)

$$P_0 \approx 0,88P' \text{ e } P_\infty \approx 0,75.P' \quad (g2)$$

o que nos dá

$$P_0(\text{por cordoalha de 15.2}) \approx 171,6\text{KN}$$

$$P_\infty(\text{por cordoalha de 15.2}) \approx 146,3\text{KN}$$

Foram então aplicados os protensões constantes na Tabela G1 aos cabos instalados.

Tabela G1 – Cabos protendidos introduzidos - Protensão de curto e longo prazo aplicada.

Localização	Cabos	P_o (KN)	P_∞ (KN)
Tabuleiro	4x27Φ15.2	18533	15800
	6x27Φ15.2	27800	23700
	20x27Φ15.2	92660	78980
Carlinga	4x19Φ15.2	13040	11120
Pilares	26x19Φ15.2	72250	72250
	28x19Φ15.2	91290	77810

Note-se que as armaduras protendidas no projeto base foram obtidas de forma a verificar o limite de descompressão, na seção de meio vão e no apoio do tabuleiro nas carlingas dos mastros, bem como, nas carlingas dos pilares externos. Nos pilares externos foram também aplicados protensões a verificar o estado limite de descompressão no topo até pouco menos da meia altura destes.

ANEXO H

H.1 Modelação de estais

No projeto base recorreram ao modelo de elementos “frame” para os Estais. Note-se que um cabo é um elemento estrutural sem rigidez definida, melhor dizendo, apenas apresenta rigidez axial, porém, extremamente variável em direção, pois o eixo axial do cabo tem direção variável, mas sempre tangencial ao seu traçado. Quer isto dizer que a deformação axial do cabo toma a forma do seu traçado de equilíbrio, não oferecendo rigidez apenas por via do material e com direção definida, mas sim através das forças de fixação que são fortemente dependentes do seu traçado e por essa razão com variação não linear de rigidez – “efeito de catenária”.

Note-se, também, que quanto mais o traçado de um cabo se aproximar da sua corda a variação direcional da rigidez axial é menos sensível, no extremo, a rigidez axial de um cabo é idêntica em valor e direção a de um elemento “frame”, no entanto, isso só será possível, por questões de equilíbrio, quando a força de tração no cabo for infinita, ver Figura H1.

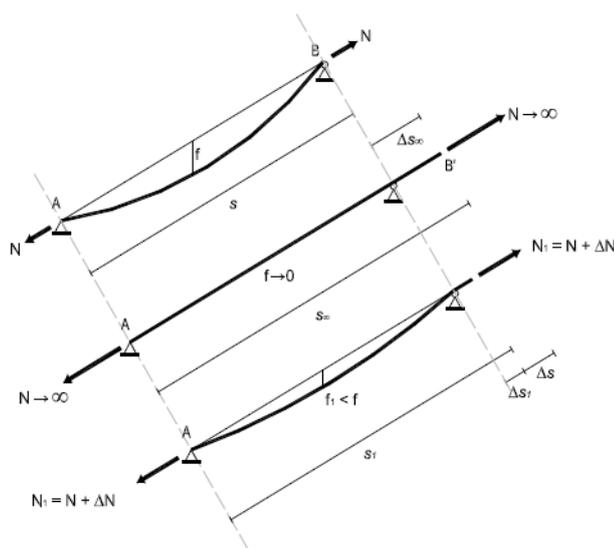


Figura H1 - Comportamento geométrico do estai.

Posto isto, um cabo apenas confere forças de fixação à restante estrutura que variam com o carregamento, peso próprio e, significativamente, com a geometria (forma de catenária), que é influenciada pela deformação sofrida pelo cabo; por essa razão, definir os esforços na posição indeformada de uma estrutura com cabos peca por erro induzido pela deformação, pois à medida que a estrutura se deforme essas forças de fixação alteram-se significativamente, em módulo e direção, originando novas condições de equilíbrio.

Ora, em estruturas com muitos cabos pode se tornar complexo encontrar a solução de equilíbrio, pois a resposta de um cabo à deformação estrutural influencia os restantes, implicando processos iterativos de convergência difícil.

É por isso recomendável se utilizar o menor número possível de segmentos de cabo, idealmente um único elemento, e admitir um elevado número de iterações de convergência. Fato oposto há necessidade de simular as forças de inercia atuantes durante a ação sísmica, que implica o maior número possível de massas discretas, e por isso, de segmentos de cabo.

Em suma, a necessidade de se considerar as forças de inércia de um sismo é contrária há necessidade de se reduzir ao máximo o número de segmentos de cabo. Vários pesquisadores como Fleming (1979), Neves (1990), Walther R.F. (1999) estudaram a forma de superar essa, e outras dificuldades, propondo como solução assemelhar o comportamento geometricamente não linear da catenária a um comportamento fisicamente não linear de um elemento “frame” de treliça, cuja rigidez variável pudesse expressar os efeitos de catenária na variação das forças de fixação à restante estrutura.

Assim, propuseram um “frame” de treliça com rigidez axial variável a nível do módulo de elasticidade, substituindo nas equações de equilíbrio, além do tipo de elemento para “frame” de treliça o módulo de elasticidade do material E_s (do aço) por um módulo de elasticidade equivalente, designado de módulo de elasticidade de Dischinger, que toma o valor das Equações (h1a) ou (h1b)

$$E_D = E_s / [1 + (q \cdot L \cdot h^2 \cdot E_s \cdot A_s) / (12 T^3)] \text{ (KN/m}^2\text{)} \quad (\text{h1a})$$

ou

$$E_D = E_s / [1 + (q \cdot L \cdot h^2 \cdot E_s \cdot A_s^4) / (12 \sigma^3)] \text{ (KN/m}^2\text{)} \quad (\text{h1b})$$

sendo,

E_s módulo de elasticidade do aço do cabo (KN/m²)

A_s área de seção transversal reta do cabo (m²)

g peso por unidade de comprimento em projeção horizontal do cabo (KN/m)

L_h comprimento da projeção horizontal do cabo (m)

T força de tração no cabo (KN)

σ tensão de tração no cabo (KN/m²)

As expressões (h1a) e (h1b), segundo Walther R.F. (1999), são apenas válidas quando a flecha da catenária (ver Figura H1) é inferior a $L/12$, sendo L o comprimento da sua corda, que permite uma aproximação parabólica do seu traçado e da direção da força de fixação à direção da sua corda.

Note-se na expressão (h1a) que quando $T \rightarrow 0$ o valor de $E_D \rightarrow 0$, isto é, o cabo estará frouxo e será simulado por um “frame” sem rigidez à tração. No oposto, por hipótese, se $T \rightarrow \infty$ o valor de $E_D \rightarrow E_s$, portanto, um cabo infinitamente tensionado comporta-se como um elemento de treliça com E_s , como atrás se mencionou.

Na Figura H2 apresenta-se a variação de E_D com L_h e a tensão instalada numa catenária, ver expressão (h1b)

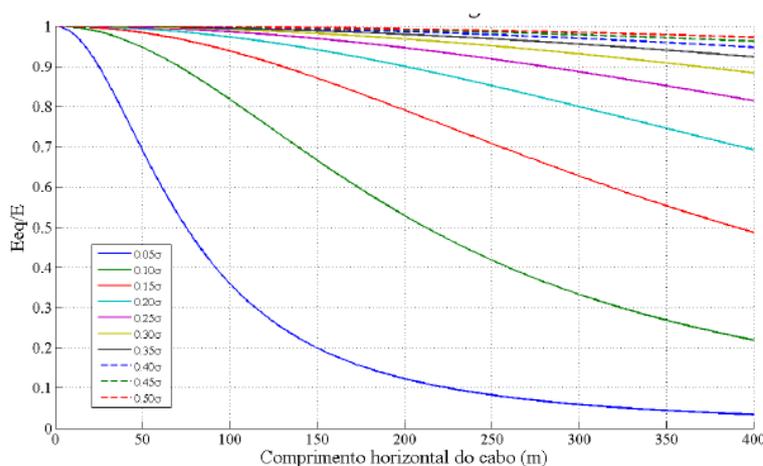


Figura H2 - Variação da razão entre módulo de elasticidade equivalente do cabo e o módulo de elasticidade real em função do comprimento da projeção horizontal do cabo. Walther et al. (1998)

Pode-se verificar que se obtém rigidez equivalente superior a 90% da rigidez axial de um elemento “frame” de treliça com área de seção idêntica de um cabo com:

- projeção horizontal até 50 m e níveis de tensão de tração nos cabos superiores a 8% da tensão de rotura;
- projeção horizontal até 100 m e níveis de tensão de tração nos cabos superiores a 13% da tensão de rotura;
- projeção horizontal até 250 m e níveis de tensão de tração nos cabos superiores a 23% da tensão de rotura;
- projeção horizontal até 300 m e níveis de tensão de tração nos cabos superiores a 26% da tensão de rotura;

Pelo que se pode concluir que uma vez garantidos estes limites: de tensão à tração e flecha máxima de $L/12$, é admissível considerar a inclusão dos efeitos de catenária nos cabos ao efetuar uma análise linear da estrutura por elementos “frame” de treliça, com módulo de elasticidade de $0,90E_s$ e com área de seção idêntica.

De forma a obter uma solução um pouco mais exata, é possível, segundo Walther (1999), introduzir um módulo de elasticidade equivalente médio por cabo com a equação (h2)

$$E_{Dm} = E_s / [1 + q \cdot L_h \cdot (1 + \xi)^4 \cdot E_s / (192 \cdot \sigma_m^3 \cdot \xi^2)] \quad (h2)$$

sendo,

σ_m a tensão média do cabo calculada pelos seus valores máximo e mínimo;

ξ a relação entre a tensão mínima e máxima no cabo

Torneri (2002) propõe um critério bastante simples para estimar a força máxima a que os estais devem estar sujeitos em uma ponte, admitindo que cada estai será responsável por equilibrar as cargas atuantes na sua área de influência, definida pelo comprimento médio entre 3 estais consecutivos pela largura (ou metade da largura) do tabuleiro. Nestas condições, e para evitar a fadiga do

material, limita-se as tensões de tração nos estais a 45% - 50% da tensão de ruptura do aço, pelo que a estimativa da sua área de seção deverá satisfazer esta condição.

Já a força de protensão mínima a instalar em cada estai deverá ser aquela necessária para equilibrar as cargas permanentes atuantes (pesos próprios) na sua área de influência, o que traduz teoricamente instalar a protensão necessária para anular a flecha nos pontos de fixação estai-tabuleiro, conduzindo a um processo iterativo trabalhoso, em que cada estai afeta os demais, até alcançar por equilíbrio deslocamentos nulos, ou quase nulos, nesses pontos.

ANEXO I

I1. Modelação do solo de fundação e infraestrutura

Do mesmo modo que o projeto base, desenvolvido no Midas Civil 2011 (2011), considerou-se a ligação das estacas com o “firme” rochoso como rígida, sendo por isso considerados engastamentos na ponta das estacas. Refere Velloso (2010), que há dois modelos principais para representar o solo, numa análise da interação solo-estrutura:

- abordagem viga de fundação, que se trata de uma extensão da hipótese de Winkler do estudo das vigas de fundação, em que o solo é substituído por molas, aqui horizontais, independentes entre si;
- abordagem de meio contínuo normalmente elástico.

O projeto base foi desenvolvido recorrendo à primeira abordagem, porém, é omissa em relação à rigidez das molas que simulam a reação horizontal do solo, ver Figura J1.

3.2 Estacas - Laterais

Todo o trecho de estacas embutidas em solo possuem molas que simulam o confinamento do solo. Essas molas são calculadas de acordo com a área de influência do nó ao qual elas são atribuídas e também em função do material apresentado nas sondagens. As molas são apoios elásticos nas direções X e Y.

Molas das estacas do apoio 3.



Figura I1 – Simulação da reação lateral do solo de fundação no projeto base – Subcapítulo 3.2.
(SEINFRA, 2021)

A fim de se obter essa informação, traçou-se um perfil geotécnico aproximado do solo de fundação através dos resultados das sondagens SPT realizadas ao longo do eixo da ponte, e apresentadas no projeto base, traçando de forma aproximada com variação linear a estratigrafia que se considerou pertinente em função da sua compacidade e classificação conforme consta na Figura I2.

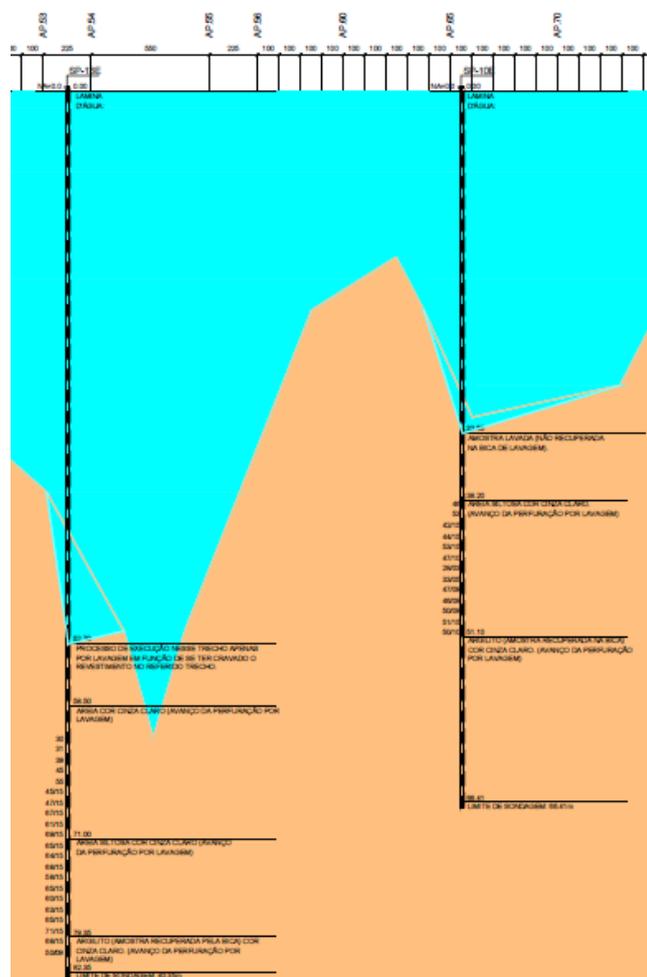


Figura I2 – Corte geotécnico do solo de fundação com resultados de SPT . Projeto base – Desenho B-GTC-001-DE-00001-EN-RA. ANEXO G.

Assim, obteve-se o seguinte perfil para cada grupo de estacas, considerando o NA a cota 0:

Pilar esquerdo

-52 m – início dos estratos sedimentares pouco compactos (espessura \approx 6 m)

-58 m – início dos estratos de areia cinza e areia siltosa cinza (compacta e muito compacta, com espessura ≈ 17 m)

-75 m – início do estrato rochoso

Torre esquerda

-52 m – início dos estratos sedimentares pouco compactos (espessura ≈ 6 m)

-58 m – início dos estratos de areia cinza e areia siltosa cinza (compacta e muito compacta, com espessura ≈ 21 m)

-79 m – início do estrato rochoso

Torre direita

-47 m – início dos estratos sedimentares pouco compactos (espessura ≈ 6 m)

-53 m – início dos estratos de areia cinza e areia siltosa cinza (compacta e muito compacta, com espessura ≈ 18 m)

-71 m – início do estrato rochoso

Pilar direito

-37 m – início dos estratos sedimentares pouco compactos (espessura ≈ 13 m)

-50 m – início dos estratos de areia cinza e areia siltosa cinza (compacta e muito compacta, com espessura ≈ 17 m)

-67 m – início do estrato rochoso

Foi adotado no modelo sísmico as mesmas premissas do projeto base, (SEINFRA, 2021), que considerou a resistência de ponta das estacas como rígida e ignorou a resistência vertical de atrito lateral.

Terzaghi (1955) analisou a hipótese de um coeficiente de rigidez para reação vertical (para fundações superficiais) como para a reação horizontal (para estacas). Para a reação horizontal, distinguiu dois casos em função da classificação e compacidade do solo:

- argilas muito sobre adensadas, nas quais a rigidez pode ser considerada praticamente constante com a profundidade;
- argilas normalmente adensadas e areias, para as quais a rigidez cresce linearmente com a profundidade.

Sendo o solo de fundação da ponte praticamente homogêneo e constituído por uma areia, considera-se que a variação do módulo de reação horizontal do solo

varia linearmente com a profundidade de acordo com as Equações (i1) e (i2) fornecidas por Terzaghi (1955).

$$k = \eta_h \cdot z \quad (i1)$$

$$K = k \cdot D / FS \quad (i2)$$

sendo,

η_h coeficiente de reação horizontal do solo que é dado pela Tabela I1;

z altura dos estratos acima da profundidade em análise (incluindo estratos superficiais);

FS fator de segurança que se assume de valor 2,0.

Tabela I1 – Valores do coeficiente de reação horizontal dos solos arenosos em função da compactidade. Terzaghi (1955)

Compacidade da areia	Valor de η_h (MN/m ³)	
	Seca	Submersa
Areia fofa	2,6	1,5
Areia medianamente compacta	8,0	5,0
Areia compacta	20,0	12,5

Assim se obtém:

Pilar Esquerdo

$$k_1(58m) = 6 \times 12500 = 75000 \text{ KN/m}^2$$

$$k_2(75m) = 23 \times 12500 = 287500 \text{ KN/m}^2$$

Recorrendo por aproximação a uma distribuição uniforme de reação do solo, calculado pela média dos extremos, obtém-se $k_{med} = 181.250 \text{ KN/m}^2$.

Numa estaca circular ter-se-á $K = 2,5 \times 181.250 / FS = 226.563 \text{ KN/m}$. Como o comprimento de influência de cada mola é de 1m considerou-se para cada mola um $K = 233 \text{ MN/m}$. Nas situações de tração $K = 0$.

Torre esquerda

$$K = 289 \text{ MN/m}$$

Torre direita

K= 261MN/m

Pilar direito

K= 220MN/m

Ignorou-se, do lado da segurança, a participação dos solos superficiais na resistência lateral, mantendo-se, no entanto, a sua participação nas cargas verticais para estimativa da resistência lateral dos estratos inferiores.

Para concluir, faz-se referência que devido à profundidade das fundações e à espessura dos estratos na zona de cada suporte serem diferentes a ponte deixa de ser uma estrutura simétrica, contrariamente à concepção do projetista que considerou a estrutura totalmente simétrica nos dois eixos ortogonais.

ANEXO J

J.1 Diagramas de interação de esforços M_{RD33} - M_{RD22} - N_{RD} das seções

Nas Figuras J1 a J8 apresentam-se os diagramas de interação M_{RD33} - M_{RD22} - $N_{RD,max,min}$ nas seções A, B, C, BASE DO PILAR ESQUERDO.

Para consulta mais pormenorizada se recomenda a leitura no SEINFRA (2021).

8.1.9 Seção 1 - Envoltória de momentos fletores para força axial máxima

XTRACT Analysis Report

Section Name: SECTION
Loading Name: orb
Analysis Type: Capacity Orbit

Enescil Engenharia de Projetos Ltda
Enescil Engenharia de Projetos Ltda
21/10/2014
Ponte: Salvador - Itaparica
Seção 1
Page ___ of ___

Section Details:

X Centroid: 107.9E+3 cm
Y Centroid: -9303 cm
Section Area: 1.269E+6 cm²

Loading Details:

Applied Axial Load: 760.3E+3 kN
Number of Points: 20
Orbit Type: Target Material Strains
Min. e45 1.4 Strain: 3.500E-3 Comp
Max. e45 1.4 Strain: 10.00E-3 Ten
Min. ca50 Strain: 10.00E-3 Comp
Max. ca50 Strain: 10.00E-3 Ten

Analysis Results:

Max. Positive X Moment: 6.012E+6 kN-m
Max. Positive Y Moment: 1.41E+7 kN-m
Max. Negative X Moment: -6.012E+6 kN-m
Max. Negative Y Moment: -14.07E+6 kN-m
Max. Positive X Curvature: 8303E-3 1/m
Max. Positive Y Curvature: 1962E-3 1/m
Max. Negative X Curvature: -8304E-3 1/m
Max. Negative Y Curvature: -1962E-3 1/m
Max. Principle Moment: 1.41E+7 kN-m
Curvature at Prin. Moment: 1962E-3 1/m
Angle at Prin. Moment: 270.0 deg

Comments:

User Comments

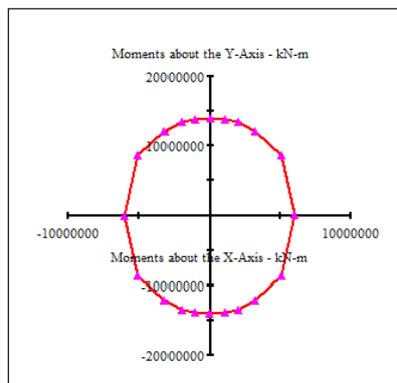
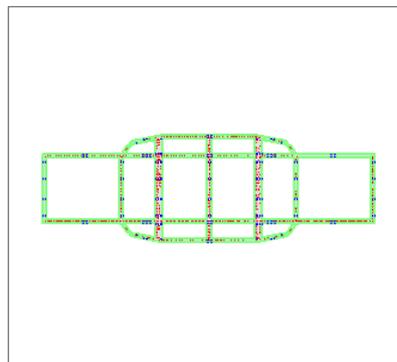


Figura J1 – Diagrama de interação M_{RD33} - M_{RD22} para esforço axial máximo na seção A .
SEINFRA (2021).

8.1.10 Seção 1 - Envoltória de momentos fletores para força axial mínima

XTRACT Analysis Report

Section Name: SECTION
 Loading Name: orb
 Analysis Type: Capacity Orbit

Esosil Engenharia & Projetos Ltda.
 Esosil Engenharia & Projetos Ltda.
 21/10/2014
 Ponte: Salvador - Iaparica
 Seção 1
 Page __ of __

Section Details:

X Centroid: 107.9E+3 cm
 Y Centroid: -9303 cm
 Section Area: 1.269E+6 cm²

Loading Details:

Applied Axial Load: 1.140E+6 kN
 Number of Points: 20
 Orbit Type: Target Maximal Strain
 Min. ϵ_{45} 1.4 Strain: 5.590E-3 Comp
 Max. ϵ_{45} 1.4 Strain: 10.00E-3 Ten
 Min. ϵ_{50} Strain: 10.00E-3 Comp
 Max. ϵ_{50} Strain: 10.00E-3 Ten

Analysis Results:

Max. Positive X Moment: 7.832E+6 kN-m
 Max. Positive Y Moment: 1.66E+7 kN-m
 Max. Negative X Moment: -7.832E+6 kN-m
 Max. Negative Y Moment: -16.56E+6 kN-m
 Max. Positive X Curvature: .6806E-3 1/m
 Max. Positive Y Curvature: .1599E-3 1/m
 Max. Negative X Curvature: -.6806E-3 1/m
 Max. Negative Y Curvature: -.1599E-3 1/m
 Max. Principle Moment: 1.66E+7 kN-m
 Curvature at Prin. Moment: .1599E-3 1/m
 Angle at Prin. Moment: 270.0 deg

Comments:

User Comments

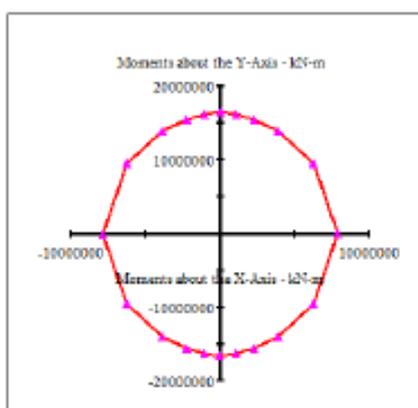
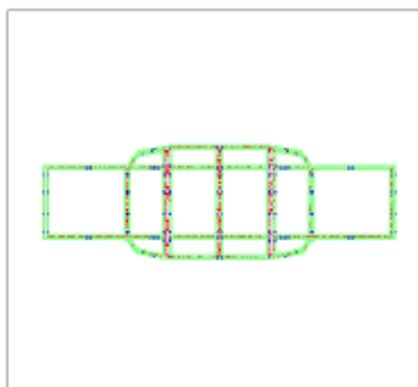


Figura J2 – Diagrama de interação MRD33-MRD22 para esforço axial mínimo na seção A. SEINFRA (2021).

8.1.12 Seção 3 - Envoltória de momentos fletores para força axial máxima

XTRACT Analysis Report

Section Name: SECTION
 Loading Name: orb
 Analysis Type: Capacity Orbit

Enseccil Engenharia de Projetos Ltda.
 Enseccil Engenharia de Projetos Ltda.
 21/10/2014
 Ponte: Salvador - Itaparica
 Seção 3
 Page ___ of ___

Section Details:

X Centroid: 108.0E+3 cm
 Y Centroid: -5267 cm
 Section Area: 799.1E+3 cm²

Loading Details:

Applied Axial Load: 701.5E+3 kN
 Number of Points: 20
 Orbit Type: Target Material Strains
 Min. $\epsilon_{45 \text{ L.A}}$ Strain: 8.500E-3 Comp
 Max. $\epsilon_{45 \text{ L.A}}$ Strain: 10.00E-3 Ten
 Min. ϵ_{50} Strain: 10.00E-3 Comp
 Max. ϵ_{50} Strain: 10.00E-3 Ten

Analysis Results:

Max. Positive X Moment: 5.266E+6 kN-m
 Max. Positive Y Moment: 9.960E+6 kN-m
 Max. Negative X Moment: -5.266E+6 kN-m
 Max. Negative Y Moment: -9.960E+6 kN-m
 Max. Positive X Curvature: .7084E-3 1/m
 Max. Positive Y Curvature: .3491E-3 1/m
 Max. Negative X Curvature: -.7084E-3 1/m
 Max. Negative Y Curvature: -.3491E-3 1/m
 Max. Principle Moment: 9.960E+6 kN-m
 Curvature at Prin. Moment: 3491E-3 1/m
 Angle at Prin. Moment: 270.0 deg

Comments:

User Comments

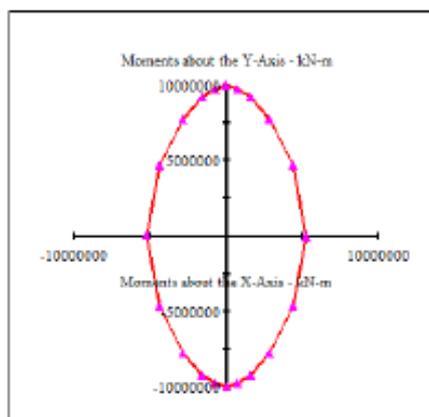
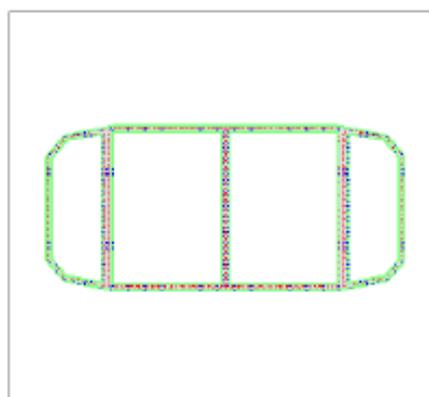


Figura J3 – Diagrama de interação M_{RD33} - M_{RD22} para esforço axial máximo na seção B. SEINFRA (2021).

8.1.13 Seção 3 - Envoltória de momentos fletores para força axial mínima

XTRACT Analysis Report

Section Name: SECTION
 Loading Name: orb
 Analysis Type: Capacity Orbit

Enascl Engenharia de Projetos Ltda.
 Enascl Engenharia de Projetos Ltda.
 21/10/2014
 Ponte: Salvador - Itaparica
 Seção 3
 Page __ of __

Section Details:

X Centroid: 108.0E+3 cm
 Y Centroid: -5567 cm
 Section Area: 799.1E+3 cm²

Loading Details:

Applied Axial Load: 1.081E+6 kN
 Number of Points: 20
 Orbit Type: Target Material Strains
 Min. e45 1.4 Strain: 5.500E-3 Comp
 Max. e45 1.4 Strain: 10.00E-3 Ten
 Min. e450 Strain: 10.00E-3 Comp
 Max. e450 Strain: 10.00E-3 Ten

Analysis Results:

Max. Positive X Moment: 5.834E+6 kN-m
 Max. Positive Y Moment: 1.09E+7 kN-m
 Max. Negative X Moment: -5.836E+6 kN-m
 Max. Negative Y Moment: -10.87E+6 kN-m
 Max. Positive X Curvature: .8853E-3 1/m
 Max. Positive Y Curvature: .1851E-3 1/m
 Max. Negative X Curvature: -.3833E-3 1/m
 Max. Negative Y Curvature: -.1858E-3 1/m
 Max. Principle Moment: 1.09E+7 kN-m
 Curvature at Prin. Moment: .1851E-3 1/m
 Angle at Prin. Moment: 270.0 deg

Comments:

User Comments

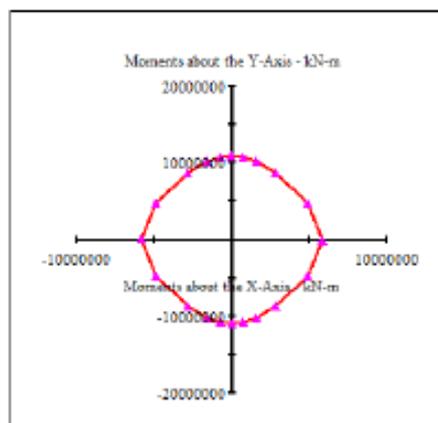
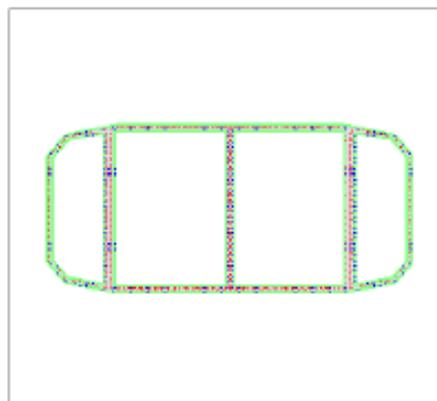


Figura J4 – Diagrama de interação M_{RD33} - M_{RD22} para esforço axial mínimo na seção B. SEINFRA (2021).

8.1.18 Seção 6 - Envoltória de momentos fletores para força axial máxima

XTRACT Analysis Report

Section Name: SECTION
 Loading Name: orb
 Analysis Type: Capacity Orbit

Enescol Engenharia de Projetos Ltda.
 Enescol Engenharia de Projetos Ltda.
 21/10/2014
 Ponta: Salvador - Itaparica
 Seção 6
 Page __ of __

Section Details:

X Centroid: 106.7E+3 cm
 Y Centroid: -1770 cm
 Section Area: 320.5E+3 cm²

Loading Details:

Applied Axial Load: 311.2E+3 kN
 Number of Points: 20
 Orbit Type: Target Material Strains
 Min. e45 1.4 Strain: 3.500E-3 Comp
 Max. e45 1.4 Strain: 10.00E-3 Ten
 Min. ea50 Strain: 10.00E-3 Comp
 Max. ea50 Strain: 10.00E-3 Ten

Analysis Results:

Max. Positive X Moment: 1.939E+6 kN-m
 Max. Positive Y Moment: 1.175E+6 kN-m
 Max. Negative X Moment: -1.939E+6 kN-m
 Max. Negative Y Moment: -1.223E+6 kN-m
 Max. Positive X Curvature: 5.557E-3 1/m
 Max. Positive Y Curvature: 1.101E-3 1/m
 Max. Negative X Curvature: -5.557E-3 1/m
 Max. Negative Y Curvature: -6.613E-3 1/m
 Max. Principle Moment: 1.941E+6 kN-m
 Curvature at Prin. Moment: 5.557E-3 1/m
 Angle at Prin. Moment: 360.0 deg

Comments:

User Comments

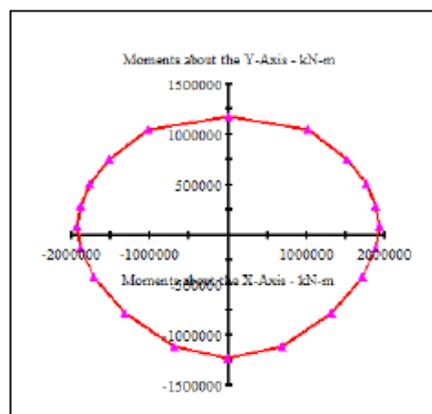
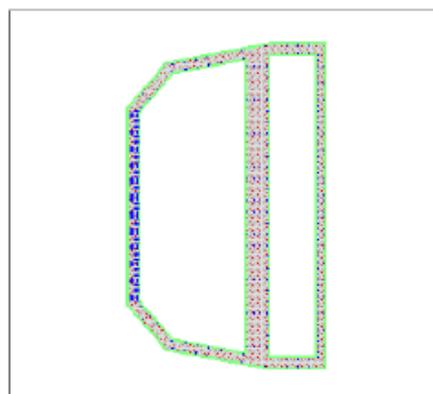


Figura J5 - Diagrama de interação M_{RD33} - M_{RD22} para esforço axial máximo na seção C. SEINFRA (2021).

8.1.19 Seção 6 - Envoltória de momentos fletores para força axial mínima

XTRACT Analysis Report

Section Name: SECTION
 Loading Name: orb
 Analysis Type: Capacity Orbit

Enseel Engenharia de Projetos Ltda.
 Enseel Engenharia de Projetos Ltda.
 21/10/2014
 Ponta: Salvador - Itaparica
 Seção 6
 Page ___ of ___

Section Details:

X Centroid: 106.7E+3 cm
 Y Centroid: -1770 cm
 Section Area: 320.5E+3 cm²

Loading Details:

Applied Axial Load: 513.7E+3 kN
 Number of Points: 20
 Orbit Type: Target Material Strains
 Min. e45 1.4 Strain: 3.500E-3 Comp
 Max. e45 1.4 Strain: 10.00E-3 Ten
 Min. ea50 Strain: 10.00E-3 Comp
 Max. ea50 Strain: 10.00E-3 Ten

Analysis Results:

Max. Positive X Moment: 1.929E+6 kN-m
 Max. Positive Y Moment: 1.305E+6 kN-m
 Max. Negative X Moment: -1.929E+6 kN-m
 Max. Negative Y Moment: -1.056E+6 kN-m
 Max. Positive X Curvature: 3612E-3 1/m
 Max. Positive Y Curvature: 8266E-3 1/m
 Max. Negative X Curvature: -3612E-3 1/m
 Max. Negative Y Curvature: -5426E-3 1/m
 Max. Principle Moment: 1.930E+6 kN-m
 Curvature at Prin. Moment: 3612E-3 1/m
 Angle at Prin. Moment: 180.0 deg

Comments:

User Comments

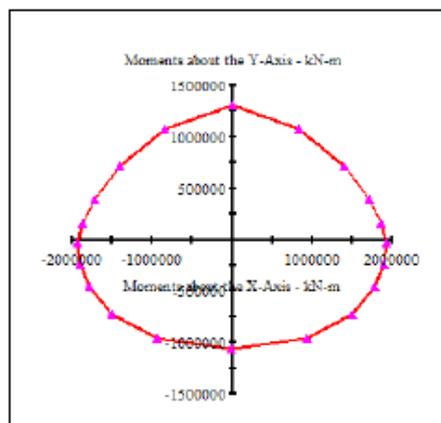
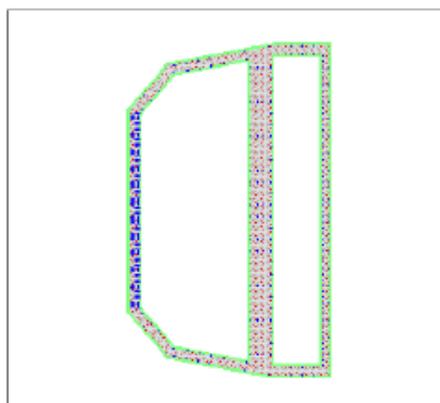


Figura J6 - Diagrama de interação M_{RD33} - M_{RD22} para esforço axial mínimo na seção C. SEINFRA (2021).

10.1.14 Seção base do pilar - Envoltória de momentos fletores para força axial máxima

XTRACT Analysis Report

Section Name: SECTION
 Loading Name: orb
 Analysis Type: Capacity Orbit

Enoscil Engenharia de Projetos Ltda.
 Enoscil Engenharia de Projetos Ltda.
 24/10/2014
 Ponta: Salvador - Itaparica
 Pilar Adjacente - Base
 Page __ of __

Section Details:

X Centroid: 95.30E+3 cm
 Y Centroid: -14.27E+3 cm
 Section Area: 116.6E+3 cm²

Loading Details:

Applied Axial Load: 35.72E+3 kN
 Number of Points: 20
 Orbit Type: Target Material Strains
 Min. ϵ_{45} 1.4 Strain: 3.500E-3 Comp
 Max. ϵ_{45} 1.4 Strain: 10.00E-3 Ten
 Min. ϵ_{50} Strain: 10.00E-3 Comp
 Max. ϵ_{50} Strain: 10.00E-3 Ten

Analysis Results:

Max. Positive X Moment: 313.1E+3 kN-m
 Max. Positive Y Moment: 612.9E+3 kN-m
 Max. Negative X Moment: -313.1E+3 kN-m
 Max. Negative Y Moment: -612.9E+3 kN-m
 Max. Positive X Curvature: 1.613E-3 1/m
 Max. Positive Y Curvature: .8331E-3 1/m
 Max. Negative X Curvature: -1.613E-3 1/m
 Max. Negative Y Curvature: -.8331E-3 1/m
 Max. Principle Moment: 612.9E+3 kN-m
 Curvature at Prin. Moment: .8331E-3 1/m
 Angle at Prin. Moment: 270.0 deg

Comments:

User Comments

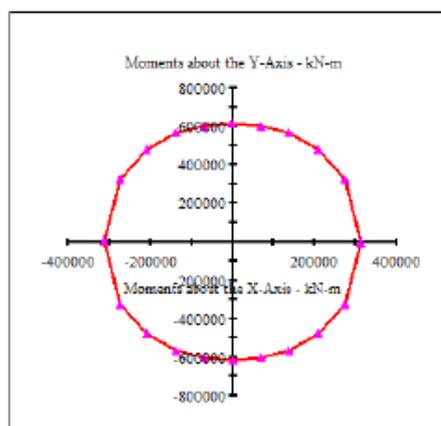
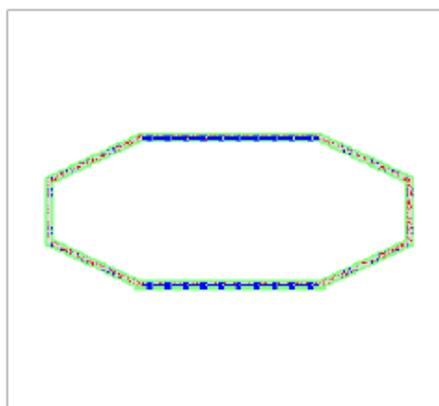


Figura J7 – Diagrama de interação M_{RD33} - M_{RD22} para esforço axial máximo na seção de base do pilar extremo esquerdo . SEINFRA (2021).

10.1.15 Seção base do pilar - Envolvória de momentos fletores para força axial mínima

XTRACT Analysis Report

Section Name: SECTION
 Loading Name: orb
 Analysis Type: Capacity Orbit

Enescil Engenharia de Projetos Ltda.
 Enescil Engenharia de Projetos Ltda.
 24/10/2014
 Ponte: Salvador - Itaparica
 Pilar Adjacente - Base
 Page ___ of ___

Section Details:

X Centroid: 95.30E+3 cm
 Y Centroid: -14.27E+3 cm
 Section Area: 116.6E+3 cm²

Loading Details:

Applied Axial Load: 126.9E+3 kN
 Number of Points: 20
 Orbit Type: Target Material Strains
 Min. e45 1.4 Strain: 3.500E-3 Comp
 Max. e45 1.4 Strain: 10.00E-3 Ten
 Min. e50 Strain: 10.00E-3 Comp
 Max. e50 Strain: 10.00E-3 Ten

Analysis Results:

Max. Positive X Moment: 550.9E+3 kN-m
 Max. Positive Y Moment: 817.1E+3 kN-m
 Max. Negative X Moment: -550.9E+3 kN-m
 Max. Negative Y Moment: -817.1E+3 kN-m
 Max. Positive X Curvature: 1.433E-3 1/m
 Max. Positive Y Curvature: -4542E-3 1/m
 Max. Negative X Curvature: -1.433E-3 1/m
 Max. Negative Y Curvature: -4542E-3 1/m
 Max. Principle Moment: 817.1E+3 kN-m
 Curvature at Prin. Moment: 4542E-3 1/m
 Angle at Prin. Moment: 270.0 deg

Comments:

User Comments

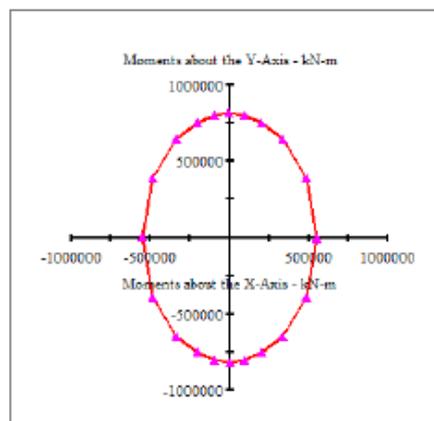
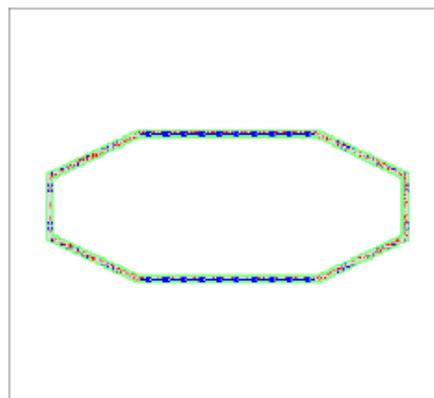


Figura J8 – Diagrama de interação M_{RD33} - M_{RD22} para esforço axial mínimo na seção de base do pilar extremo esquerdo . SEINFRA (2021).

J2. Verificação das tensões normais

Considerando que de acordo com o ponto 5.8.9.(4) da EN1992-1 (2004) o diagrama de interação pode ser escrito na forma da inequação (j1)

$$\chi = (M_{sd33}/M_{Rd33})^\alpha + (M_{sd22}/M_{Rd22})^\alpha \leq 1,0 \quad (j1)$$

sendo,

M_{sd33} momento flexor atuante em 33 para o esforço axial atuante N_{sd}

M_{rd33} momento flexor resistente em 33 para o esforço axial atuante N_{sd} (obtido do diagrama de interação)

M_{sd22} momento flexor atuante em 22 para o esforço axial atuante N_{sd}

M_{rd22} momento flexor resistente em 22 para o esforço axial atuante N_{sd} (obtido do diagrama de interação)

α parâmetro que calibra a forma do diagrama de interação (por quadrante se assimétrica)

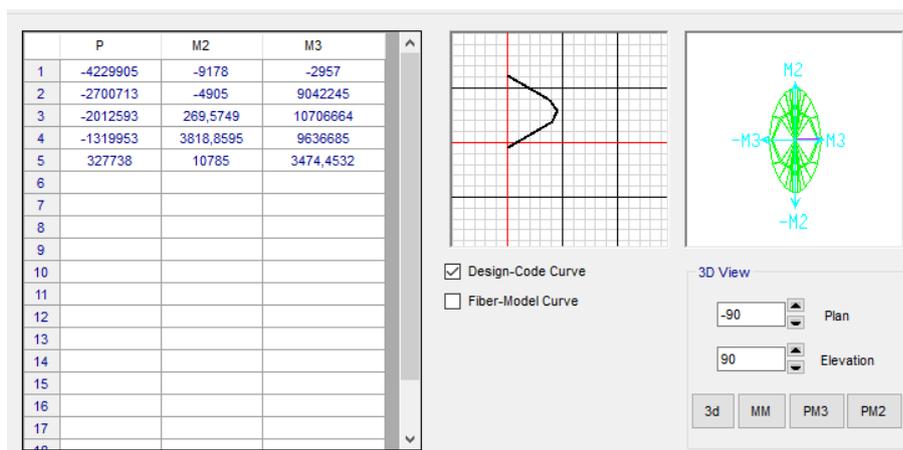
Lembrar que para análises lineares equivalentes deve $N_E/N_{RDmin} \leq 0,60$. Para obtenção do parâmetro α de cada seção, para nível de esforço axial N_{sd} , procedeu-se:

- ao levantamento de 4 pontos em cada quadrante dos dois diagramas de interação mencionados acima, correspondentes aos valores de máximo e mínimo do esforço axial do projeto base, dos quais, dois pontos são de máximo e mínimo em M_{33} e M_{22} e os outros dois quaisquer pontos que igualem o mesmo valor em M_{33} , ou em M_{22} , nos dois diagramas.
- à construção do poliedro de interação $N_E-M_2-M_3$ traçando-se com interpolação (quando $N_{min} \leq N_E \leq N_{max}$), ou extrapolação linear (em alguns casos e quando $N_E < N_{min}$ ou $N_E > N_{max}$), dos esforços flexores entre os dois diagramas correspondentes aos esforços axiais máximos e mínimos do projeto base.

Na interpolação linear há que ter em conta a possibilidade da inflexão dos valores dos momentos resistentes da seção quando a relação N_E/N_{RDmin} (sendo N_{RDmin} o máximo negativo) da seção estiver situado no intervalo de $[0,35;0,55]$, ver Figura K9 (exemplo obtido em seção bruta do concreto). Quando tal acontecer, pode-se considerar ainda uma interpolação linear entre os dois valores, desprezando-se um possível aumento de esforços resistentes entre os dois valores extremos. Esta aproximação não introduz um erro significativo e garante a segurança por ser conservativo em relação ao valor exato.

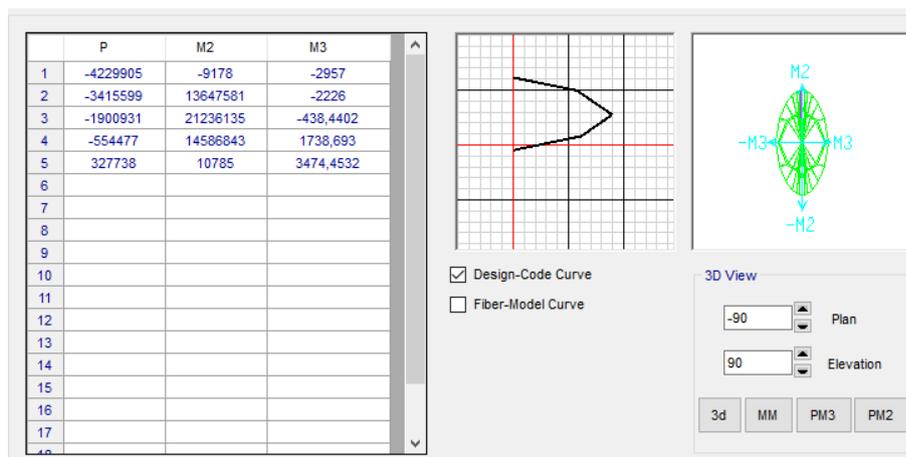
Nos casos em que seja necessário proceder à extrapolação linear, há a considerar ocorrer uma das seguintes situações:

1. N_E/N_{RDmin} situa-se fora do intervalo mencionado de $[0,35;0,55]$. Neste caso, é admissível a extrapolação linear.
2. N_E/N_{RDmin} situa-se dentro do intervalo mencionado de $[0,35;0,55]$. Neste caso, não é possível garantir a segurança da seção. Nenhuma situação destas foi encontrada.



$\gamma = -2012593 / -4229905 = 0,475 \in [0,35;0,55]$ ponto de inflexão do diagrama de interação em P-M₃

Figura J9a – Diagrama de interação M_{RD33} - M_{RD22} para seção bruta do concreto A.
Ponto de inflexão em M₃₃. SAP2000 v22 (2020).



$\gamma = -1900931 / -4229905 = 0,448 \in [0,35;0,55]$ ponto de inflexão do diagrama de interação em P-M₂

Figura J9b – Diagrama de interação M_{RD33} - M_{RD22} para seção bruta do concreto A.
Ponto de inflexão em M₂₂. SAP2000 v22 (2020).

Para valores de M_{33} e M_{22} correspondentes ao esforço axial atuante N_{sd} e recorrendo à expressão (j1) é possível obter o valor de α .

Apresenta-se abaixo o roteiro para determinação do valor de α e rácios de esforço normal χ para a seção A.

Área de concreto: 126,9 m²

Área de armadura: 0,517 m²

N_{RDmin} : -4031783 KN

N_{sdmin} : -1160000KN obtém-se $\gamma = N_{sd}/N_{RDmax} = 0,29 < 0,35$

N_{sdmax} : -760300KN obtém-se $\gamma = 0,19 < 0,35$

$N_{sd} = -800135$ KN ($a_g = 0,05$ g): III Quadrante $\alpha = 2$ (obtido dos diagramas de interação).

$\gamma = 0,20 > 0,19 \wedge < 0,29$

Esforços resistentes obtidos por interpolação.

$M_{Rd33} = -6194614$ KNm

$M_{Rd22} = -14319840$ KNm

$M_{sd33} = -2639160$ KNm

$M_{sd22} = -3487068$ KNm

$$\chi = (2639160/6194614)^2 + (3487068/14319840)^2 = 0,241 \leq 1,0 \text{ OK!}$$

$N_{sd} = -803897$ KN ($a_g = 0,10$ g): III Quadrante $\alpha = 2$.

$\gamma = 0,20 > 0,19 \wedge < 0,29$

Esforços resistentes obtidos por interpolação.

$M_{Rd33} = -6211731$ KNm

$M_{Rd22} = -14343259$ KNm

$M_{sd33} = -5115641$ KNm

$M_{sd22} = -6974103$ KNm

$$\chi = (5115641 / 6211731)^2 + (6974103/14343259)^2 = 0,915 \geq 0,70 \wedge \leq 1,0 \text{ OK!}$$

Zona crítica!

$N_{sd} = -807659$ KN ($a_g = 0,15$ g): III Quadrante $\alpha = 2$.

$\gamma = 0,20 > 0,19 \wedge < 0,29$

Esforços resistentes obtidos por interpolação.

$M_{Rd33} = -6228848$ KNm

$M_{Rd22} = -14366677$ KNm

$M_{sd33} = -7592122$ KNm

$M_{sd22} = -10461171$ KNm

$$\chi = (7592122/6228848)^2 + (10461171/14366677)^2 = \underline{2,016} > 1,0 \text{ NOK!}$$

A seção não é resistente aos esforços sísmicos na zona de $a_g = 0,15$ g.

$N_{sd} = -760300$ KN (valor envolvente de projeto: N_{sdmax}): I Quadrante $\alpha = 2,1$

$M_{Rd33} = 6012000$ KNm

$M_{Rd22} = 14100000$ KNm

$M_{sd33} = 2008290$ KNm

$M_{sd22} = 1246990$ KNm

$$\chi = (2008290/6012000)^{2,1} + (1246990/14100000)^{2,1} = 0,106 \leq 1,0 \text{ OK!}$$

Verifica-se que a relação de tensão normal na combinação do projeto base é menor do que qualquer uma das situações de atuação sísmicas analisadas.

A seção terá comportamento inelástico e com forte possibilidade de desenvolver uma rótula plástica para $a_g \geq 0,10$ g.

A seção não garante a segurança na atuação sísmica com $a_g = 0,15$ g.

ANEXO K

K.1 Efeitos geometricamente não lineares ou de 2ª ordem

Como explicam Reis e Camoutim (2001), os níveis de carga axial nos elementos estruturais em comportamento elástico alteram significativamente a sua rigidez à flexão, conduzindo a uma mudança significativa dos esforços e dos deslocamentos de equilíbrio da estrutura. Este efeito poderá ser introduzido no cálculo estrutural através de várias maneiras, enumeram Reis e Camoutim (2001):

- considerar no cálculo estrutural os esforços introduzidos pelos carregamentos axiais dos elementos tendo em conta a excentricidade criada pela posição deformada de equilíbrio

Este processo é iterativo, consistindo no cálculo de: posição deformada; suas excentricidades (ou forças laterais equivalentes); incremento dos esforços; incremento dos deslocamentos; e iniciando novo ciclo iterativo com o cálculo da nova posição deformada incrementada pelo ciclo anterior, até a convergência. Este método é o designado por método incremental.

É importante referir que para considerar estes efeitos sobre os elementos estruturais, estes deverão ser discretizados em vários elementos para assim se determinar as suas deformadas finais e esforços causados pelas excentricidades internas do elemento ($P-\delta$), de outro modo, apenas se determinarão as deformadas finais e esforços nos elementos por efeito global sobre a estrutura ($P-\Delta$).

- considerar no cálculo estrutural a alteração de rigidez dos elementos que pode ser obtido de 2 maneiras diferentes:

1. Recurso à Matriz de Rigidez Completa Aproximada

Alterando a matriz de rigidez dos elementos para a Equação (k1)

$$K_{\text{completa}} = K - N.G \quad (k1)$$

sendo,

K_{completa} matriz de rigidez do elemento que leva em conta os efeitos de 2ª ordem, ver Figura K1;

K matriz de rigidez de 1ª ordem do elemento, a “velhinha” matriz de rigidez;

N vetor esforços axiais no elemento;

G matriz de rigidez geométrica que toma a forma aproximada da Equação Matricial

(k2)

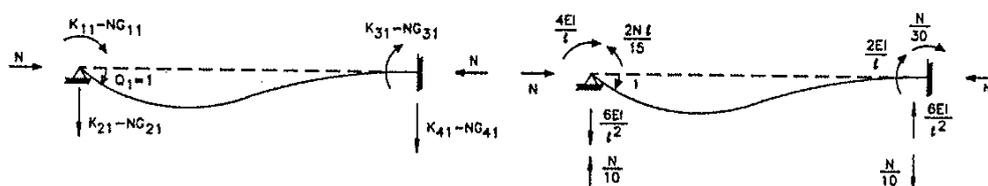


Figura K1 – Forças de fixação de rigidez dos elementos. (Reis e Dinar, 2001).

$$[G_{ij}] = \begin{bmatrix} \frac{2\ell}{15} & \frac{1}{10} & -\frac{\ell}{30} & -\frac{1}{10} \\ \frac{1}{10} & \frac{6}{5\ell} & \frac{1}{10} & -\frac{6}{5\ell} \\ -\frac{\ell}{30} & \frac{1}{10} & \frac{2\ell}{15} & -\frac{1}{10} \\ -\frac{1}{10} & -\frac{6}{5\ell} & -\frac{1}{10} & \frac{6}{5\ell} \end{bmatrix}$$

(k2)

2. Recurso à Matriz de Rigidez Completa Exata

Neste caso a matriz de rigidez completa toma a forma da Equação Matricial

(k3)

$$[K'_{ij}] = \frac{EI}{\ell} \begin{bmatrix} 4\phi_3 & \frac{6\phi_2}{\ell} & 2\phi_4 & -\frac{6\phi_2}{\ell} \\ \frac{6\phi_2}{\ell} & \frac{12\phi_1}{\ell^2} & \frac{6\phi_2}{\ell} & -\frac{12\phi_1}{\ell^2} \\ 2\phi_4 & \frac{6\phi_2}{\ell} & 4\phi_3 & -\frac{6\phi_2}{\ell} \\ -\frac{6\phi_2}{\ell} & -\frac{12\phi_1}{\ell^2} & -\frac{6\phi_2}{\ell} & \frac{12\phi_1}{\ell^2} \end{bmatrix}$$

(k3)

em que ϕ são as funções de estabilidade podendo ser calculadas pelas Equações (k4a) a k(5)

$$\phi_1 = \beta \cdot \phi_2 \cdot \cotg \beta \quad (k4a)$$

$$\phi_2 = \frac{\beta^2}{3(1 - \beta \cdot \cotg \beta)} \quad (k4b)$$

$$\phi_3 = 0,75\phi_2 + 0,25\beta \cdot \cotg \beta \quad (k4c)$$

$$\phi_4 = 1,5\phi_2 - 0,50\beta \cdot \cotg \beta \quad (k4d)$$

com

$$\beta = 0,50\pi \cdot (N/N_E)^{0,5} \quad (k5)$$

sendo

N_E a carga crítica de Euler.

Apresenta-se na Tabela L1 os valores das funções de estabilidade para vários níveis de carga axial em relação à carga crítica de Euler. Na Figura K2 apresenta-se um conjunto de gráficos, onde se mostra a forma não linear que as funções de estabilidade dependem do nível de carregamento axial.

Em ambos os métodos, é efetuado um processo iterativo em que as equações de equilíbrio são escritas na posição deformada, isto é, a cada passo de iteração é verificado o equilíbrio (com qualquer uma das duas matrizes de rigidez completas acima apresentadas), até se obter a posição final de equilíbrio com a correspondente distribuição de esforços.

Note-se que utilizando a matriz de rigidez completa as equações de equilíbrio não serão lineares pelo que a obtenção da solução requer processos de resolução numérica complexos, tais como o método de Newton Rapshon.

Note-se que a matriz de rigidez completa aproximada é uma linearização da matriz de rigidez completa exata, sendo os erros por ela cometidos inferiores a 1,4% para níveis de esforço axial inferiores a $N_E/2$.

Para o esforço axial de tração as expressões das funções de estabilidade alteram-se e, por conseguinte, o que foi aqui apresentado não é válido. O seu efeito será o aumento da rigidez à flexão. É por isso, recomendável, por questões de segurança, ignorar o efeito geométrico na tração.

Tabela K1 – Valores das Funções de Estabilidade. (Reis e Dinar, 2001).

N/N_E	ϕ_1	ϕ_2	ϕ_3	ϕ_4
0	1	1	1	1
0,1	0,9012	0,9834	0,9667	1,017
0,2	0,8021	0,9666	0,9324	1,035
0,3	0,7028	0,9496	0,8972	1,054
0,4	0,6033	0,9323	0,8610	1,075
0,5	0,5035	0,9147	0,8236	1,097
0,6	0,4034	0,8968	0,7851	1,120
0,7	0,3030	0,8787	0,7452	1,146
0,8	0,2023	0,8603	0,7010	1,173
0,9	0,1013	0,8415	0,6612	1,202
1,0	0,0	0,8225	0,6169	1,234
1,1	-0,1016	0,8031	0,5707	1,268
1,2	-0,2036	0,7833	0,5225	1,305
1,3	-0,3059	0,7633	0,4722	1,345
1,4	-0,4087	0,7428	0,4196	1,389
1,5	-0,5118	0,7219	0,3642	1,437
1,6	-0,6153	0,7007	0,3060	1,490
1,7	-0,7192	0,6790	0,2445	1,548
1,8	-0,8235	0,6569	0,1793	1,612
1,9	-0,9284	0,6343	0,1099	1,683
2,0	-1,034	0,6113	0,0357	1,762
2,1	-1,139	0,5877	-0,04392	1,851
2,2	-1,246	0,5636	-0,1298	1,951
2,3	-1,353	0,5390	-0,2232	2,063
2,4	-1,460	0,5138	-0,3251	2,192
2,5	-1,568	0,4880	-0,4375	2,339
2,6	-1,677	0,4615	-0,5622	2,509
2,7	-1,786	0,4344	-0,7028	2,708
2,8	-1,896	0,4066	-0,8612	2,942
2,9	-2,007	0,3780	-1,044	3,222
3,0	-2,119	0,3486	-1,258	3,562
3,1	-2,231	0,3184	-1,513	3,981
3,2	-2,345	0,2874	-1,824	4,511
3,3	-2,459	0,2554	-2,216	5,197
3,4	-2,574	0,2224	-2,727	6,121
3,5	-2,690	0,1883	-3,430	7,424
3,6	-2,808	0,1532	-4,467	9,393
3,7	-2,926	0,1169	-6,171	12,69
3,8	-3,046	0,0793	-9,543	19,32
3,9	-3,167	0,04037	-19,58	39,28
4,0	-3,290	0,0	$-\infty$	∞

Este método é o designado por método exato (adiante designado no software comercial SAP2000 v22 como análise *P-Delta plus Large Displacements*).

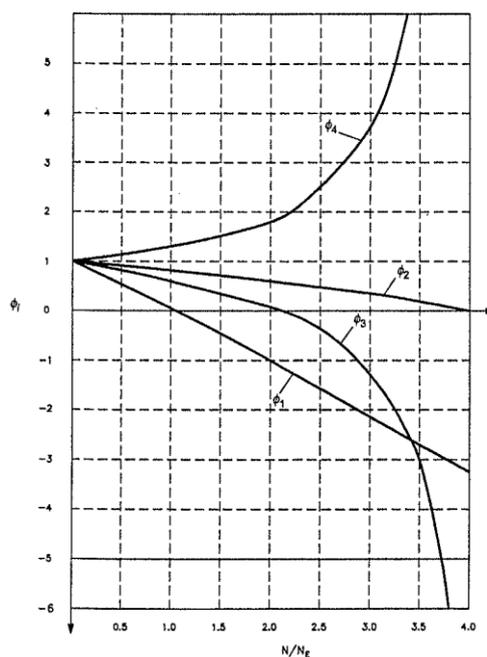


Figura K2 – Variação das funções de estabilidade com a relação N/N_E . Reis e Dinar (2001).

Também é possível efetuar este tipo de análise estabelecendo as equações de equilíbrio logo após a posição deformada de 1ª ordem, sendo no SAP2000 v.22 (2020) por análise P-Delta).

- Considerar no cálculo estrutural acréscimos dos esforços devidos aos efeitos $P-\Delta$, através da majoração dos esforços de cálculo linear, e para $P-\delta$, através dos métodos de dimensionamento dos elementos.