

AVALIAÇÃO DA SEGURANÇA SÍSMICA DE PONTES EM BETÃO ARMADO

ÂNGELO TIBÉRIO ALVES BARBOSA GUIMARÃES DE CARVALHO

Dissertação submetida para satisfação parcial dos requisitos do grau de
MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL — ESPECIALIZAÇÃO EM ESTRUTURAS

Orientador: Professor Doutor Raimundo Moreno Delgado

JUNHO DE 2009

MESTRADO INTEGRADO EM ENGENHARIA CIVIL 2008/2009

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

Tel. +351-22-508 1901

Fax +351-22-508 1446

✉ miec@fe.up.pt

Editado por

FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO

Rua Dr. Roberto Frias

4200-465 PORTO

Portugal

Tel. +351-22-508 1400

Fax +351-22-508 1440

✉ feup@fe.up.pt

🌐 <http://www.fe.up.pt>

Reproduções parciais deste documento serão autorizadas na condição que seja mencionado o Autor e feita referência a *Mestrado Integrado em Engenharia Civil - 2008/2009 - Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2009.*

As opiniões e informações incluídas neste documento representam unicamente o ponto de vista do respectivo Autor, não podendo o Editor aceitar qualquer responsabilidade legal ou outra em relação a erros ou omissões que possam existir.

Este documento foi produzido a partir de versão electrónica fornecida pelo respectivo Autor.

para os meus pais
para a Dulce

AGRADECIMENTOS

Desejo expressar os mais sinceros agradecimentos a todos os que contribuíram para a realização deste trabalho:

- Ao Professor Raimundo Delgado, pelo entusiasmo e disponibilidade constantes demonstrados na orientação deste trabalho, bem como pela sua simpatia inesgotável.
- Ao Ricardo Monteiro, pelo inestimável apoio concedido, através do fornecimento de um sem fim de elementos sem os quais a realização deste trabalho não seria possível, bem como por todos os esclarecimentos prestados e pela ajuda na revisão do texto.
- A todos os professores do Mestrado Integrado em Engenharia Civil, pela transmissão dos seus conhecimentos.
- Aos meus colegas de curso, pela amizade e pelo espírito de entreatajuda demonstrados ao longo dos últimos anos.
- Aos meus amigos e à minha família, pelo encorajamento constante e incondicional.

RESUMO

A observação dos danos sofridos em pontes e viadutos devidos à ocorrência, no passado recente, de sismos de elevada magnitude, veio confirmar a vulnerabilidade à acção sísmica deste tipo de estruturas. Uma significativa parte dos acidentes aconteceu devido à incapacidade das estruturas dissiparem a energia transmitida pelo sismo, o que torna evidente a importância da consideração do comportamento não linear no dimensionamento sísmico.

Neste trabalho procurou-se estudar o comportamento sísmico de um vasto conjunto de pontes, com vista a avaliar a sua probabilidade de ruína. Para o efeito, foram utilizadas análises dinâmicas não lineares para a quantificação dos efeitos da acção em termos de ductilidades exigidas, sendo a acção sísmica traduzida por um conjunto de acelerogramas reais. Utilizou-se o programa de cálculo PNL, que considera as estruturas representadas por modelos planos simplificados, com vantagem na redução do tempo de cálculo. Para a avaliação da probabilidade de ruína aplicaram-se duas metodologias de cariz probabilístico, sendo que uma delas tem sido tradicionalmente utilizada (NSA) e a outra (HPL), de desenvolvimento recente, utiliza o método de amostragem do Hipercubo Latino de uma forma global no cálculo da probabilidade de ruína. Procurou-se também avaliar a influência na probabilidade de ruína da introdução do controlo do *drift* máximo dos pilares.

Obtiveram-se então valores da probabilidade de ruína para cada pilar de cada ponte, calculados com as metodologias NSA e HPL, tendo sido calculados valores com e sem controlo do *drift* para cada uma das metodologias.

Paralelamente à avaliação da segurança das pontes, este trabalho teve também como objectivo contribuir para a validação do método HPL, através da comparação dos resultados obtidos com as duas metodologias.

PALAVRAS-CHAVE: Engenharia de pontes, Análise dinâmica não linear, Avaliação da segurança sísmica, Rótulas plásticas, Método do hipercubo latino

ABSTRACT

The inspection of damage in bridges and viaducts, caused by the occurrence, in the recent past, of earthquakes of high magnitude, came to confirm the vulnerability of these structures to seismic loading. A major part of the accidents happened due to the structures' inability to dissipate the energy transmitted by the earthquake, which emphasizes the importance of taking into consideration the nonlinear material behaviour when designing or assessing a bridge.

The purpose of this thesis was the study of the seismic behaviour of a set of bridges, in order to evaluate their failure probability. The characterization of the seismic effect in terms of ductility demand was attained with the use of nonlinear time-history analysis, and the seismic action was defined by a group of real earthquake records. The program PNL, which employs simplified 2D models of the structures, was used in the calculations. Two different methodologies were employed to assess the probability of failure of the bridges: one is the traditionally employed methodology (NSA – Numerical Safety Assessment) and the other was a recently developed one (HPL), which resorts to the Latin Hypercube sampling method to evaluate the failure probability. It was also intended to evaluate the influence of a drift control parameter in this seismic reliability study of the bridges.

The probability of failure of each pier of each bridge was computed by both methodologies NSA and HPL, with or without the drift control parameter, which means that four values for each pier were obtained.

Apart from the seismic assessment of the bridges, one other goal of this thesis was to contribute to the validation of the HPL methodology, by carrying out the comparison of the results obtained with both methodologies, NSA and HPL.

KEYWORDS: Bridge engineering, Nonlinear time-history analysis, Safety assessment, Plastic hinges, Latin hypercube sampling

ÍNDICE GERAL

AGRADECIMENTOS	i
RESUMO	iii
ABSTRACT	v
1. INTRODUÇÃO	1
1.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS.....	1
1.2. OBJECTIVOS	2
1.3. DESCRIÇÃO DA TESE	2
2. RESUMO DO CONHECIMENTO	5
2.1. INTRODUÇÃO	5
2.2. DANOS EM PONTES DEVIDOS À ACÇÃO SÍSMICA	5
2.2.1. DANOS EM PILARES	5
2.2.2. DANOS NO TABULEIRO	8
2.2.3. DANOS NOS NÓS DE LIGAÇÃO VIGA-PILAR	9
2.3. FILOSOFIA ACTUAL DE DIMENSIONAMENTO. REGULAMENTAÇÃO	10
2.4. AVALIAÇÃO DE SEGURANÇA.....	12
2.4.1. ANÁLISE DINÂMICA NÃO LINEAR	12
2.4.2. AVALIAÇÃO DA PROBABILIDADE DE RUÍNA.....	13
3. MODELOS E METODOLOGIAS DE CÁLCULO	15
3.1. INTRODUÇÃO	15
3.2. MODELOS DOS MATERIAIS.....	15
3.2.1. COMPORTAMENTO DO BETÃO	15
3.2.1.1. Comportamento do betão sob carregamento monotónico	15
3.2.1.2. Efeito do confinamento	16
3.2.1.3. Comportamento do betão sob carregamento cíclico.....	19
3.2.2. COMPORTAMENTO DO AÇO	20
3.2.2.1. Comportamento do aço sob carregamento monotónico.....	20
3.2.2.2. Comportamento do aço sob carregamento cíclico.....	20
3.2.3. COMPORTAMENTO DOS ELEMENTOS DE BETÃO ARMADO.....	22

3.2.3.1. Comportamento dos elementos de betão armado sujeitos a carregamento monotónico em flexão – lei trilinear	22
3.2.3.2. Comportamento dos elementos de betão armado sujeitos a carregamento cíclico – modelo histerético	23
3.3. METODOLOGIAS DE CÁLCULO	27
3.3.1. ANÁLISE DINÂMICA NÃO LINEAR – PROGRAMA PNL	27
3.3.1.1. Matriz de rigidez dos elementos de barra	28
3.3.1.2. Matriz de rigidez global	29
3.3.1.3. Matriz de massa	29
3.3.1.4. Matriz de amortecimento	29
3.3.2. COMPRIMENTO DAS RÓTULAS PLÁSTICAS	30
3.3.3. AVALIAÇÃO DA PROBABILIDADE DE RUÍNA PELO MÉTODO NSA	30
3.3.3.1. Introdução ao método	30
3.3.3.2. Função de vulnerabilidade	31
3.3.3.3. Função densidade de probabilidade da acção sísmica	31
3.3.3.4. Caracterização estatística do efeito da acção	31
3.3.3.5. Caracterização estatística da resistência	31
3.3.3.6. Cálculo da probabilidade de ruína	32
3.3.4. AVALIAÇÃO DA PROBABILIDADE DE RUÍNA PELO MÉTODO DO HIPERCUBO LATINO (HPL)	32
3.3.4.1. Introdução ao método	32
3.3.4.2. Estratégia de amostragem	33
3.3.4.3. Cálculo da probabilidade de ruína	34
3.3.5. CONTROLO DOS DESLOCAMENTOS (<i>DRIFT</i>)	35
4. MODELAÇÃO DAS PONTES E DA ACÇÃO SÍSMICA	37
4.1. APRESENTAÇÃO DAS PONTES	37
4.2. MODELAÇÃO DAS PONTES	38
4.2.1. MODELAÇÃO PLANA DAS PONTES	39
4.2.2. ADAPTAÇÃO DA GEOMETRIA DAS SECÇÕES	40
4.2.3. MODELAÇÃO DOS ENCONTROS	40
4.3. CALIBRAÇÃO E VALIDAÇÃO DAS PONTES	41
4.4. MODELAÇÃO DA ACÇÃO SÍSMICA	44
4.4.1. ACELEROGRAMAS	44
4.4.2. INTENSIDADE	45

5. OBTENÇÃO E DISCUSSÃO DE RESULTADOS	47
5.1. INTRODUÇÃO	47
5.2. DEFINIÇÃO DA DIMENSÃO DAS AMOSTRAS PARA O MÉTODO HPL	47
5.3. OBTENÇÃO DE RESULTADOS COM A METODOLOGIA NSA	52
5.3.1. FUNÇÕES DE VULNERABILIDADE DOS PILARES DA PONTE P123	53
5.3.2. FUNÇÕES DE VULNERABILIDADE DOS PILARES DA PONTE P222	54
5.3.3. FUNÇÕES DE VULNERABILIDADE DOS PILARES DA PONTE P213	55
5.3.4. FUNÇÕES DE VULNERABILIDADE DOS PILARES DA PONTE P232	57
5.3.5. FUNÇÕES DE VULNERABILIDADE DOS PILARES DA PONTE P2222222.....	58
5.3.6. FUNÇÕES DE VULNERABILIDADE DOS PILARES DA PONTE P2331312.....	61
5.3.7. FUNÇÕES DE VULNERABILIDADE DOS PILARES DA PONTE P3332111.....	63
5.3.8. DUCTILIDADES DISPONÍVEIS	66
5.3.9. PROBABILIDADE DE RUÍNA.....	67
5.4. OBTENÇÃO DE RESULTADOS COM A METODOLOGIA HPL	67
5.4.1. MARGENS DE SEGURANÇA DOS PILARES DA PONTE P123.....	68
5.4.2. MARGENS DE SEGURANÇA DOS PILARES DA PONTE P222.....	69
5.4.3. MARGENS DE SEGURANÇA DOS PILARES DA PONTE P213.....	70
5.4.4. MARGENS DE SEGURANÇA DOS PILARES DA PONTE P232.....	71
5.4.5. MARGENS DE SEGURANÇA DOS PILARES DA PONTE P2222222	72
5.4.6. MARGENS DE SEGURANÇA DOS PILARES DA PONTE P2331312	74
5.4.7. MARGENS DE SEGURANÇA DOS PILARES DA PONTE P3332111	76
5.4.8. PROBABILIDADE DE RUÍNA.....	78
5.5. DISCUSSÃO DE RESULTADOS	79
5.5.1. SEGURANÇA DAS PONTES	79
5.5.2. COMPARAÇÃO DAS METODOLOGIAS	80
5.5.3. CONCLUSÕES.....	83
6. CONCLUSÕES	85
6.1. CONCLUSÕES DO TRABALHO	85
6.2. SUGESTÕES PARA DESENVOLVIMENTOS FUTUROS	86
BIBLIOGRAFIA	87

ÍNDICE DE FIGURAS

Fig. 2.1 – Rotura do pilar por flexão devido a ductilidade insuficiente [3].....	6
Fig. 2.2 – Rotura do pilar na zona de variação das dimensões da secção [4].....	6
Fig. 2.3 – Rotura por esforço transversal em diferentes zonas de pilares [5].	7
Fig. 2.4 – Colapso de um viaduto devido a dispensa prematura das armaduras longitudinais dos pilares [1].....	7
Fig. 2.5 – Queda do tramo de um tabuleiro por falta de apoio [6].	8
Fig. 2.6 – Falha do tabuleiro por punçoamento na zona dos pilares [6].	8
Fig. 2.7 – Falha dos nós de ligação [6].	9
Fig. 2.8 – Falha dos nós de ligação (pormenores) [6]	9
Fig. 2.9 – Tipos de comportamento sísmico previstos pelo EC8 [7].....	11
Fig. 2.10 – Espectro de resposta elástico e espectro de resposta de cálculo [8].	11
Fig. 3.1 – Diagrama tensões-extensões do betão para carregamento monotónico [1].	16
Fig. 3.2 - Betão axialmente solicitado com confinamento lateral [16].....	16
Fig. 3.3 – Exemplo de secção transversal e distribuição do efeito de confinamento [16].	17
Fig. 3.4 – Comportamento do betão confinado [1]	17
Fig. 3.5 – Comportamento do betão sob ações cíclicas segundo Thompson e Park [18].....	19
Fig.3.6 – Comportamento do aço sob carregamento monotónico	20
Fig.3.7 – Diagrama tensões-extensões do aço para carregamento cíclico.	21
Fig. 3.8 – Adaptação da secção para o programa TRILIN.....	22
Fig. 3.9 - Comportamento inelástico do betão armado - lei trilinear (adaptado de [1]).....	23
Fig. 3.10 – Degradação de rigidez aquando da descarga [1].	24
Fig. 3.11 – Inversão do sinal do momento (recarga) [1]	25
Fig. 3.12 – Efeito de <i>pinching</i> [1]	26
Fig. 3.13 – Recarga com degradação de resistência [1].....	27
Fig. 3.14 – Diagrama momento-curvatura para uma secção	28
Fig. 3.15 – Elemento de barra como associação de três subelementos [1]	28
Fig. 3.16 – Processo de obtenção da probabilidade de ruína pelo método NSA [9].....	30
Fig. 3.17 – esq.: Divisão da função de distribuição em intervalos de igual probabilidade [28]; dir.: Exemplo de amostragem de duas variáveis [29].....	33
Fig. 3.18. – Redução da correlação entre variáveis (adaptado de [13])	33
Fig. 3.19 - Probabilidade de ruína segundo o método HPL	34
Fig. 4.1 – Configurações das pontes	37

Fig. 4.2 – Secção transversal dos pilares e do tabuleiro	38
Fig. 4.3 – esq: Esquema das ligações ao exterior para a ponte P213; dir: Exemplo de modelação de encontro [8].....	38
Fig. 4.4 – Modelação plana da estrutura para análise na direcção transversal.....	39
Fig. 4.5 – Modelação dos encontros com elementos de barra	40
Fig. 4.6 – Esquema de modelação da ponte P222	41
Fig. 4.7 – Comparação da resposta sísmica da P222, com encontros rígidos e 0% de amortecimento estrutural, para uma aceleração de pico de 1.5 m/s^2	42
Fig. 4.8 – Comparação da resposta sísmica da P222, com encontros rígidos e 1% de amortecimento estrutural, para uma aceleração de pico de 1.5 m/s^2	42
Fig. 4.9 – Comparação da resposta sísmica da P222, com encontros rígidos e 2% de amortecimento estrutural, para uma aceleração de pico de 1.5 m/s^2	42
Fig. 4.10 – Comparação da resposta sísmica da P222, com encontros flexíveis e 2% de amortecimento estrutural, para uma aceleração de pico de 1.5 m/s^2	43
Fig. 4.11 – Diagrama momento-curvatura para uma aceleração de pico de 1.5 m/s^2	43
Fig. 4.12 – Comparação da resposta sísmica da P222, com encontros flexíveis e 2% de amortecimento estrutural, para uma aceleração de pico de 9.81 m/s^2	44
Fig. 4.13 – Diagrama momento-curvatura para uma aceleração de pico de 9.81 m/s^2	44
Fig. 4.14 – Função de distribuição da aceleração de pico.....	45
Fig. 5.1 – Evolução dos resultados com a dimensão da amostra (Acelerograma 1)	48
Fig. 5.2 – Evolução dos resultados com a dimensão da amostra (Acelerograma 2)	48
Fig. 5.3 – Evolução dos resultados com a dimensão da amostra (Acelerograma 3)	48
Fig. 5.4 – Evolução dos resultados com a dimensão da amostra (Acelerograma 4)	49
Fig. 5.5 – Evolução dos resultados com a dimensão da amostra (Acelerograma 5)	49
Fig. 5.6 – Evolução dos resultados com a dimensão da amostra (Acelerograma 6)	49
Fig. 5.7 – Evolução dos resultados com a dimensão da amostra (Acelerograma 7)	50
Fig. 5.8 – Evolução dos resultados com a dimensão da amostra (Acelerograma 8)	50
Fig. 5.9 – Evolução dos resultados com a dimensão da amostra (Acelerograma 9)	50
Fig. 5.10 – Evolução dos resultados com a dimensão da amostra (Acelerograma 10)	51
Fig. 5.11– Evolução dos resultados com a dimensão da amostra (acelerogramas com distribuição uniforme)	51
Fig. 5.12 – Variação da probabilidade de ruína com o tipo de sismo.....	52
Fig. 5.13 – Função de vulnerabilidade do pilar 1 da ponte P123.....	53
Fig. 5.14 – Função de vulnerabilidade do pilar 2 da ponte P123.....	53
Fig. 5.15 – Função de vulnerabilidade do pilar 3 da ponte P123.....	53

Fig. 5.16 – Funções de vulnerabilidade dos pilares da ponte P123.....	54
Fig. 5.17 – Função de vulnerabilidade do pilar 1 da ponte P222.....	54
Fig. 5.18 – Função de vulnerabilidade do pilar 2 da ponte P222.....	54
Fig. 5.19 – Função de vulnerabilidade do pilar 3 da ponte P222.....	55
Fig. 5.20 – Funções de vulnerabilidade dos pilares da ponte P222.....	55
Fig. 5.21 – Função de vulnerabilidade do pilar 1 da ponte P213.....	55
Fig. 5.22 – Função de vulnerabilidade do pilar 2 da ponte P213.....	56
Fig. 5.23 – Função de vulnerabilidade do pilar 3 da ponte P213.....	56
Fig. 5.24 – Função de vulnerabilidade dos pilares da ponte P213.....	56
Fig. 5.25 – Função de vulnerabilidade do pilar 1 da ponte P232.....	57
Fig. 5.26 – Função de vulnerabilidade do pilar 2 da ponte P232.....	57
Fig. 5.27 – Função de vulnerabilidade do pilar 3 da ponte P232.....	57
Fig. 5.28 – Funções de vulnerabilidade dos pilares da ponte P232.....	58
Fig. 5.29 – Função de vulnerabilidade do pilar 1 da ponte P2222222.....	58
Fig. 5.30 – Função de vulnerabilidade do pilar 2 da ponte P2222222.....	58
Fig. 5.31 – Função de vulnerabilidade do pilar 3 da ponte P2222222.....	59
Fig. 5.32 – Função de vulnerabilidade do pilar 4 da ponte P2222222.....	59
Fig. 5.33 – Função de vulnerabilidade do pilar 5 da ponte P2222222.....	59
Fig. 5.34 – Função de vulnerabilidade do pilar 6 da ponte P2222222.....	60
Fig. 5.35 – Função de vulnerabilidade do pilar 7 da ponte P2222222.....	60
Fig. 5.36 – Funções de vulnerabilidade dos pilares da ponte P2222222.....	60
Fig. 5.37 – Função de vulnerabilidade do pilar 1 da ponte P2331312.....	61
Fig. 5.38 – Função de vulnerabilidade do pilar 2 da ponte P2331312.....	61
Fig. 5.39 – Função de vulnerabilidade do pilar 3 da ponte P2331312.....	61
Fig. 5.40 – Função de vulnerabilidade do pilar 4 da ponte P2331312.....	62
Fig. 5.41 – Função de vulnerabilidade do pilar 5 da ponte P2331312.....	62
Fig. 5.42 – Função de vulnerabilidade do pilar 6 da ponte P2331312.....	62
Fig. 5.43 – Função de vulnerabilidade do pilar 7 da ponte P2331312.....	63
Fig. 5.44 – Função de vulnerabilidade dos pilares da ponte P2331312.....	63
Fig. 5.45 – Função de vulnerabilidade do pilar 1 da ponte P3332111.....	63
Fig. 5.46 – Função de vulnerabilidade do pilar 2 da ponte P3332111.....	64
Fig. 5.47 – Função de vulnerabilidade do pilar 3 da ponte P3332111.....	64
Fig. 5.48 – Função de vulnerabilidade do pilar 4 da ponte P3332111.....	64

Fig. 5.49 – Função de vulnerabilidade do pilar 5 da ponte P3332111	65
Fig. 5.50 – Função de vulnerabilidade do pilar 6 da ponte P3332111	65
Fig. 5.51 – Função de vulnerabilidade do pilar 7 da ponte P3332111	65
Fig. 5.52 – Funções de vulnerabilidade dos pilares da ponte P3332111	66
Fig. 5.53 – Margens de segurança do pilar 1 da ponte P123: esq. – sem controlo do <i>drift</i> ; dir. – com controlo do <i>drift</i>	68
Fig. 5.54 – Margens de segurança do pilar 2 da ponte P123: esq. – sem controlo do <i>drift</i> ; dir. – com controlo do <i>drift</i>	68
Fig. 5.55 – Margens de segurança do pilar 3 da ponte P123: esq. – sem controlo do <i>drift</i> ; dir. – com controlo do <i>drift</i>	68
Fig. 5.56 – Margens de segurança do pilar 1 da ponte P222: esq. – sem controlo do <i>drift</i> ; dir. – com controlo do <i>drift</i>	69
Fig. 5.57 – Margens de segurança do pilar 2 da ponte P222: esq. – sem controlo do <i>drift</i> ; dir. – com controlo do <i>drift</i>	69
Fig. 5.58 – Margens de segurança do pilar 3 da ponte P222: esq. – sem controlo do <i>drift</i> ; dir. – com controlo do <i>drift</i>	69
Fig. 5.59 – Margens de segurança do pilar 1 da ponte P213: esq. – sem controlo do <i>drift</i> ; dir. – com controlo do <i>drift</i>	70
Fig. 5.60 – Margens de segurança do pilar 2 da ponte P213: esq. – sem controlo do <i>drift</i> ; dir. – com controlo do <i>drift</i>	70
Fig. 5.61 – Margens de segurança do pilar 3 da ponte P213: esq. – sem controlo do <i>drift</i> ; dir. – com controlo do <i>drift</i>	70
Fig. 5.62 – Margens de segurança do pilar 1 da ponte P232: esq. – sem controlo do <i>drift</i> ; dir. – com controlo do <i>drift</i>	71
Fig. 5.63 – Margens de segurança do pilar 2 da ponte P232: esq. – sem controlo do <i>drift</i> ; dir. – com controlo do <i>drift</i>	71
Fig. 5.64 – Margens de segurança do pilar 3 da ponte P232: esq. – sem controlo do <i>drift</i> ; dir. – com controlo do <i>drift</i>	71
Fig. 5.65 – Margens de segurança do pilar 1 da ponte P2222222: esq. – sem controlo do <i>drift</i> ; dir. – com controlo do <i>drift</i>	72
Fig. 5.66 – Margens de segurança do pilar 2 da ponte P2222222: esq. – sem controlo do <i>drift</i> ; dir. – com controlo do <i>drift</i>	72
Fig. 5.67 – Margens de segurança do pilar 3 da ponte P2222222: esq. – sem controlo do <i>drift</i> ; dir. – com controlo do <i>drift</i>	72
Fig. 5.68 – Margens de segurança do pilar 4 da ponte P2222222: esq. – sem controlo do <i>drift</i> ; dir. – com controlo do <i>drift</i>	73
Fig. 5.69 – Margens de segurança do pilar 5 da ponte P2222222: esq. – sem controlo do <i>drift</i> ; dir. – com controlo do <i>drift</i>	73

Fig. 5.70 – Margens de segurança do pilar 6 da ponte P2222222: esq. – sem controlo do <i>drift</i> , dir. – com controlo do <i>drift</i>	73
Fig. 5.71 – Margens de segurança do pilar 7 da ponte P2222222: esq. – sem controlo do <i>drift</i> , dir. – com controlo do <i>drift</i>	74
Fig. 5.72 – Margens de segurança do pilar 1 da ponte P2331312: esq. – sem controlo do <i>drift</i> , dir. – com controlo do <i>drift</i>	74
Fig. 5.73 – Margens de segurança do pilar 2 da ponte P2331312: esq. – sem controlo do <i>drift</i> , dir. – com controlo do <i>drift</i>	74
Fig. 5.74 – Margens de segurança do pilar 3 da ponte P2331312: esq. – sem controlo do <i>drift</i> , dir. – com controlo do <i>drift</i>	75
Fig. 5.75 – Margens de segurança do pilar 4 da ponte P2331312: esq. – sem controlo do <i>drift</i> , dir. – com controlo do <i>drift</i>	75
Fig. 5.76 – Margens de segurança do pilar 5 da ponte P2331312: esq. – sem controlo do <i>drift</i> , dir. – com controlo do <i>drift</i>	75
Fig. 5.77 – Margens de segurança do pilar 6 da ponte P2331312: esq. – sem controlo do <i>drift</i> , dir. – com controlo do <i>drift</i>	76
Fig. 5.78 – Margens de segurança do pilar 7 da ponte P2331312: esq. – sem controlo do <i>drift</i> , dir. – com controlo do <i>drift</i>	76
Fig. 5.79 – Margens de segurança do pilar 1 da ponte P3332111: esq. – sem controlo do <i>drift</i> , dir. – com controlo do <i>drift</i>	76
Fig. 5.80 – Margens de segurança do pilar 2 da ponte P3332111: esq. – sem controlo do <i>drift</i> , dir. – com controlo do <i>drift</i>	77
Fig. 5.81 – Margens de segurança do pilar 3 da ponte P3332111: esq. – sem controlo do <i>drift</i> , dir. – com controlo do <i>drift</i>	77
Fig. 5.82 – Margens de segurança do pilar 4 da ponte P3332111: esq. – sem controlo do <i>drift</i> , dir. – com controlo do <i>drift</i>	77
Fig. 5.83 – Margens de segurança do pilar 5 da ponte P3332111: esq. – sem controlo do <i>drift</i> , dir. – com controlo do <i>drift</i>	78
Fig. 5.84 – Margens de segurança do pilar 6 da ponte P3332111: esq. – sem controlo do <i>drift</i> , dir. – com controlo do <i>drift</i>	78
Fig. 5.85 – Margens de segurança do pilar 7 da ponte P3332111: esq. – sem controlo do <i>drift</i> , dir. – com controlo do <i>drift</i>	78
Fig. 5.86 – Probabilidade de Ruína das pontes segundo as várias metodologias.....	80
Fig. 5.87 – Comparação entre NSA e HPL, sem limitação do <i>drift</i> máximo dos pilares.....	81
Fig. 5.88 – Comparação entre NSA e HPL, com limitação do <i>drift</i> máximo dos pilares.....	81
Fig. 5.89 – Comparação entre resultados com/sem controlo de <i>drift</i> na metodologia NSA.....	82
Fig. 5.90 – Comparação entre resultados com/sem controlo de <i>drift</i> na metodologia HPL.....	82
Fig. 5.91 – Ajuste das funções de distribuição de probabilidade da margem de segurança.....	83

ÍNDICE DE QUADROS

Quadro 4.1 – Comprimento das rótulas plásticas.....	39
Quadro 4.2 – Secções rectangulares equivalentes	40
Quadro 4.3 – Acelerogramas utilizados	44
Quadro 5.1 – Ductilidades disponíveis nos pilares.....	66
Quadro 5.2 – Probabilidades de ruína segundo a metodologia NSA.....	67
Quadro 5.3 – Probabilidades de ruína segundo a metodologia HPL	79
Quadro 5.4 – Probabilidades de ruína segundo ambas as metodologias	79

1

INTRODUÇÃO

1.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS

A sociedade tem vindo a exigir um nível cada vez mais elevado de segurança às estruturas edificadas. Esta exigência incide de um modo particular nas pontes, dada a importância destas obras para as populações e as graves perdas humanas e prejuízos económicos que um potencial colapso acarreta. Posto isto, e tendo em conta que a ocorrência de um sismo de significativa magnitude é provavelmente o maior teste à segurança de uma estrutura, torna-se indiscutível a importância de um rigoroso dimensionamento sísmico.

A não linearidade dos materiais deve ser tida em conta quando se pretende conhecer com rigor o comportamento sísmico de uma estrutura, uma vez que a resistência dos elementos, particularmente quando se tratam de peças de betão armado, depende bastante da sua capacidade para dissipar a energia transmitida à estrutura pelo sismo. Esta capacidade pode ser quantificada, por exemplo, através da ductilidade disponível, isto é, das possibilidades de funcionamento da estrutura para além dos limites elásticos.

Todavia, a filosofia actual de dimensionamento sísmico de estruturas baseia-se em métodos simplificados que recorrem à análise linear dinâmica, onde a não linearidade dos materiais é introduzida através da utilização de coeficientes de comportamento. A aplicação destes métodos resulta, sobretudo em zonas de considerável sismicidade onde a acção sísmica se torna condicionante, em soluções pouco económicas, dado o carácter conservativo dos referidos métodos.

Torna-se então pertinente o desenvolvimento de metodologias de análise dinâmica eficazes, onde a não linearidade da estrutura seja considerada através de modelos hysteréticos adequados que permitam caracterizar adequadamente a resposta da estrutura a acções cíclicas ou repetidas. A existência de tais instrumentos pode ser de grande utilidade não apenas no dimensionamento de novas estruturas, mas também na avaliação da eventual necessidade de reforço de estruturas existentes.

Porém, mesmo tendo em conta a actual existência de ferramentas computacionais bastante poderosas, a análise dinâmica não linear de uma estrutura constitui geralmente um processo que consome tempo e recursos consideráveis. Neste trabalho optou-se pela utilização do programa de cálculo automático PNL, que recorre a modelos planos simplificados das estruturas. Esta particularidade do programa resulta numa grande economia no volume de cálculo, sendo ainda assim obtidos resultados com um nível de rigor considerável.

Sendo conhecidas as leis de variação dos factores de que dependem a segurança de uma estrutura, onde se incluem as suas propriedades resistentes bem como as solicitações a que está sujeita, é possível calcular a sua probabilidade de ruína recorrendo a métodos estatísticos.

1.2. OBJECTIVOS

O objectivo deste trabalho é o de avaliar a segurança à acção sísmica de um conjunto de sete pontes, empregando para o efeito análises dinâmicas não lineares com recurso ao software PNL. Para a avaliação da probabilidade de ruína serão utilizadas duas metodologias (designadas neste trabalho por NSA e HPL), em que para cada uma serão efectuadas diversas simulações, tendo em conta a variabilidade da acção sísmica e das propriedades resistentes dos materiais.

Procurar-se-á confrontar os resultados obtidos segundo as duas metodologias, também com o objectivo de contribuir para a validação do método HPL, uma vez que este método é de desenvolvimento recente, ao contrário do método NSA que se encontra já bastante estabelecido na comunidade científica. Procurando ainda contribuir para o avanço do método HPL, é feito um breve estudo de convergência com vista à definição do número de amostras a simular para a obtenção de resultados fiáveis com esta metodologia.

Avaliar-se-á também a influência nos valores da probabilidade de ruína caso seja introduzido um factor de controlo do deslocamento máximo do topo dos pilares em relação à fundação (*drift*).

1.3. DESCRIÇÃO DA TESE

O presente trabalho está dividido em seis capítulos que, de certa forma, espelham as várias etapas da sua elaboração.

No Capítulo 1 (Introdução) é apresentado o enquadramento da tese, bem como os objectivos da sua realização e uma breve descrição da mesma.

No Capítulo 2 (Resumo do conhecimento) pretende-se fazer um resumo do estado da arte. São focados aspectos relativos aos danos observados em pontes devido a recentes sismos, bem como à regulamentação actual de projecto de pontes de betão armado sujeitas a acção sísmica (Eurocódigo 8 – Parte 2 – Pontes). São ainda referidos os métodos de análise de pontes utilizados actualmente na engenharia sísmica.

O Capítulo 3 (Modelos e metodologias de cálculo) é dedicado à exposição das metodologias utilizadas neste trabalho. Incluem-se aqui os modelos de comportamento e as leis constitutivas dos materiais, bem como os modelos numéricos nos quais o software PNL baseia o cálculo. Além disso, serão explicados ambos os métodos de cálculo da probabilidade de ruína utilizados, e é também feita referência ao factor de controlo do *drift* dos pilares.

No Capítulo 4 (Modelação das pontes e da acção sísmica) são apresentadas as pontes que são objecto deste estudo, bem como o desenvolvimento dos modelos planos utilizados para simular o seu comportamento real. Demonstra-se também como foi efectuada a calibração dos modelos por comparação de análises dinâmicas feitas com os programas PNL e Seismostruct.

No Capítulo 5 (Obtenção e discussão de resultados) é inicialmente feito um breve estudo de convergência com vista à definição da dimensão das amostras a simular com o método HPL. Seguidamente são expostos os resultados obtidos com as metodologias apresentadas para as várias pontes. Estes resultados servem de base para uma discussão em que se procura comparar não apenas as pontes em termos da sua segurança sísmica, mas também confrontar as duas metodologias de cálculo da probabilidade de ruína utilizadas.

No capítulo 6 (Conclusões) são apresentadas as conclusões do trabalho e são feitas algumas sugestões com vista a possíveis trabalhos futuros dentro do tema desta tese.

2

RESUMO DO CONHECIMENTO

2.1. INTRODUÇÃO

A ocorrência, no passado recente, de numerosos acidentes em pontes e viadutos, devidos ao efeito da acção sísmica, impulsionou a avaliação da segurança sísmica de pontes a tornar-se num domínio fértil de estudos de investigação. Ainda assim, é ainda consideravelmente maior o número de estudos sobre os efeitos da acção sísmica em estruturas de edifícios, bem como o número de especificações regulamentares de dimensionamento para estas estruturas.

A importância de um rigoroso dimensionamento das pontes e viadutos à acção sísmica torna-se evidente se for tido em conta que estas estruturas foram das que mais danos sofreram em sismos ocorridos recentemente, como por exemplo os sismos de Loma Prieta e de Northridge (ocorridos nos EUA em 1989 e 1994, respectivamente) e o sismo de Kobe (ocorrido no Japão em 1995) [1].

Neste capítulo pretende-se fazer um resumo sobre o conhecimento existente sobre a avaliação da segurança sísmica de pontes.

2.2. DANOS EM PONTES DEVIDOS À ACÇÃO SÍSMICA

A observação e interpretação dos danos sofridos pelas pontes devidas à acção dos sismos é uma ferramenta preciosa para a Engenharia Sísmica, uma vez que permite identificar as principais fragilidades das estruturas e daí fomentar o desenvolvimento de práticas de dimensionamento mais eficazes.

2.2.1. DANOS EM PILARES

O comportamento sísmico das pontes é em grande parte controlado pela resposta dos pilares, sendo que uma insuficiente ductilidade disponível nestes elementos é causa frequente de graves danos ou mesmo do colapso da ponte. Esta afirmação aplica-se principalmente a obras de construção relativamente recente, uma vez que pontes construídas até à segunda metade do século XX apresentavam após os sismos modos de rotura essencialmente relacionados com um comportamento deficiente das fundações [2].

A rotura de um pilar por esgotamento da ductilidade disponível pode ser observada na Fig. 2.1. A falta de ductilidade é frequentemente consequência de insuficiente confinamento do betão na zona de formação das rótulas plásticas devido à armadura transversal ser inferior à necessária. Este facto repercute-se na diminuição da resistência à compressão do betão e consequente esmagamento.

Outro modo de rotura possível, também nos pilares, surge da combinação dos momentos flectores com esforços transversos e axiais elevados. Este tipo de rotura foi verificado em pilares em que a secção varia com a altura (Fig. 2.2).



Fig. 2.1 – Rotura do pilar por flexão devido a ductilidade insuficiente [3].



Fig. 2.2 – Rotura do pilar na zona de variação das dimensões da secção [4].

São frequentes também as roturas de pilares por ocorrência de esforços transversos elevados, sendo que este tipo de rotura pode surgir em qualquer zona do pilar (Fig. 2.3). A rotura por esforço transversal dá-se normalmente de forma frágil, isto é, sem deformações substanciais anteriores ao colapso.



Fig. 2.3 – Rotura por esforço transversal em diferentes zonas de pilares [5].

A rotura dos pilares pode dar-se ainda devido à dispensa prematura das armaduras longitudinais. Na Fig. 2.4 pode observar-se um viaduto que colapsou devido a esta falha no dimensionamento.



Fig. 2.4 – Colapso de um viaduto devido a dispensa prematura das armaduras longitudinais dos pilares [1].

2.2.2. DANOS NO TABULEIRO

A rotura de uma ponte ou viaduto pode dar-se também por falha do tabuleiro, sendo que uma das causas mais frequentes do colapso deste elemento estrutural é a queda de um ou mais dos seus tramos devido à falta de apoio nas zonas de junta quando se verificam deslocamentos superiores aos previstos (Fig. 2.5).



Fig. 2.5 – Queda do tramo de um tabuleiro por falta de apoio [6].

Existem também situações em que a rotura do tabuleiro se dá por punçoamento dos pilares que garantem o apoio do tramo (Fig. 2.6) [4].



Fig. 2.6 – Falha do tabuleiro por punçoamento na zona dos pilares [6].

2.2.3. DANOS NOS NÓS DE LIGAÇÃO VIGA-PILAR

É também frequente a ocorrência de danos graves nas estruturas devido à má concepção dos nós de ligação entre vigas e pilares. Estas zonas da estrutura são alvo de uma grande concentração de esforços horizontais aquando da ocorrência de um sismo, esforços estes que são muitas vezes subavaliados e, por conseguinte, as armaduras dimensionadas acabam por ser insuficientes [1]. A falha dos nós de ligação foi provavelmente a principal causa do colapso do viaduto Cypress, um dos mais graves acidentes resultantes do sismo de Loma Prieta (Fig 2.7 e Fig 2.8).



Fig. 2.7 – Falha dos nós de ligação [6].



Fig. 2.8 – Falha dos nós de ligação (pormenores)[6].

2.3. FILOSOFIA ACTUAL DE DIMENSIONAMENTO. REGULAMENTAÇÃO

O Eurocódigo 8 (EC8) [7] é a mais recente regulamentação Europeia para o dimensionamento de estruturas sujeitas à acção sísmica. Pertence a um conjunto de nove Eurocódigos que visam regulamentar o projecto de estruturas de Engenharia Civil. O EC8 é dividido em cinco partes, sendo que a parte 2 é especificamente dedicada ao projecto sísmico de pontes.

As regras ditadas pelo EC8 para o dimensionamento sísmico de pontes têm como objectivo o cumprimento de dois estados limites:

- **Estado limite último** — após a ocorrência de um sismo correspondente ao sismo de projecto, a ponte deve manter a sua integridade estrutural e uma adequada resistência residual, embora seja aceitável a existência de danos consideráveis. O estado limite último não corresponde portanto ao colapso da estrutura, mas sim a um cenário ainda distante dessa situação. Esta exigência justifica-se com a necessidade de manter a ponte minimamente operacional para a circulação de veículos de emergência. Para tal, os danos devem cingir-se principalmente às zonas de dissipação de energia (rótulas plásticas) e o tabuleiro deve manter um comportamento em regime elástico. A reparação dos danos causados pelo sismo de projecto deve ainda ser técnica e economicamente viável;
- **Estado limite de utilização** – os danos decorrentes de sismos com elevada probabilidade de ocorrência devem verificar-se apenas em elementos secundários da estrutura, e o custo da sua reparação deve ser insignificante.

O regulamento permite ao projectista a escolha do tipo de comportamento dos pilares em estado limite último: comportamento dúctil, comportamento com ductilidade limitada ou comportamento essencialmente elástico. Esta escolha dependerá de factores como a sismicidade do local ou os dispositivos de isolamento sísmico a adoptar. Naturalmente, para zonas de considerável sismicidade, o dimensionamento dos pilares para um comportamento dúctil será o mais adequado. O tipo de comportamento pode ser ilustrado por um diagrama de forças-deslocamentos (Fig. 2.9).

As pontes são ainda divididas em três classes, consoante factores como a sua importância para a manutenção das comunicações terrestres em caso de ocorrência de um sismo de grande magnitude, a possibilidade de perdas humanas em caso de colapso ou mesmo a dimensão da ponte. A estas classes estão associados níveis crescentes da acção sísmica de projecto.

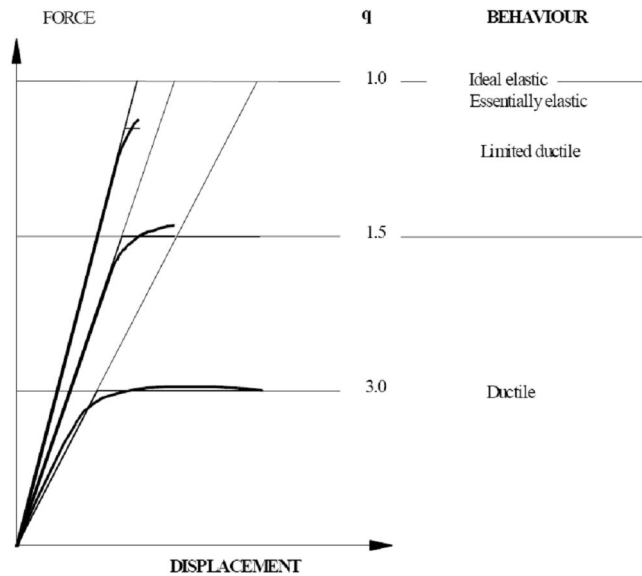


Fig. 2.9 – Tipos de comportamento sísmico previstos pelo EC8 [7].

No que diz respeito à caracterização da acção sísmica, esta é efectuada por intermédio de espectros de resposta elásticos, que são característicos de cada país e constam do respectivo Documento Nacional de Aplicação (DNA). O espectro de resposta de cálculo é então obtido do espectro de resposta elástico através da afectação de um coeficiente de comportamento q que simula o comportamento não linear. Este coeficiente é função do quociente entre a altura da secção transversal na direcção da acção sísmica em estudo e a altura dos pilares. A relação entre o espectro elástico e o espectro de cálculo está evidenciada na Fig. 2.10.

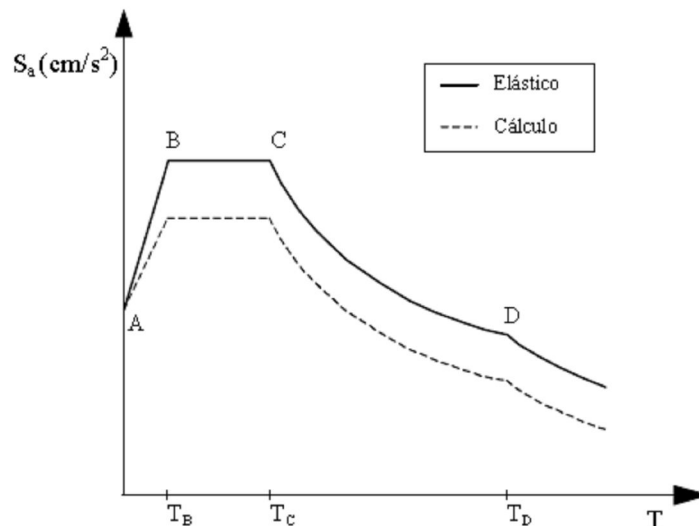


Fig. 2.10 – Espectro de resposta elástico e espectro de resposta de cálculo [8].

O EC8 permite a utilização de diversos métodos de análise das estruturas:

- Análise dinâmica linear (método do espectro de resposta);

- Método do modo fundamental;
- Métodos alternativos de análise linear;
- Análise não linear dinâmica (*time history*);
- Análise não linear estática (*pushover*).

Na análise dinâmica não linear, “*time history*”, a acção sísmica é introduzida através de um conjunto de acelerogramas, artificiais ou reais, que procuram representar o espectro de resposta. É com este tipo de análise (sendo reais os acelerogramas utilizados) que são calculadas as respostas sísmicas das pontes em estudo neste trabalho.

O regulamento indica ainda que para pontes com comprimento superior a 600 metros, deve ser tida em consideração a variabilidade espacial da acção sísmica.

2.4. AVALIAÇÃO DE SEGURANÇA

Várias metodologias podem ser aplicadas para a avaliação da segurança de uma estrutura, dividindo-se essencialmente em métodos de cariz probabilístico ou determinístico. Qualquer que seja o método, a avaliação de segurança baseia-se sempre na comparação dos efeitos das acções na estrutura com a sua capacidade.

Os métodos determinísticos recorrem, por exemplo, a análises *pushover* ou a expressões empíricas para estimar os efeitos da acção, sendo que a capacidade é normalmente caracterizada pelos valores médios das propriedades resistentes. A aplicação destes métodos não permite a obtenção explícita de um valor da probabilidade de ruína. Os métodos estatísticos, tal como os utilizados neste trabalho, definem a capacidade da estrutura segundo uma função de probabilidade e permitem a aferição do valor da probabilidade de ruína.

Os efeitos da acção, por sua vez, podem também ser obtidos por métodos mais complexos, como a análise dinâmica não linear, utilizada neste trabalho e referida na secção 2.4.1, ou outros mais expeditos [9].

2.4.1. ANÁLISE DINÂMICA NÃO LINEAR

A análise dinâmica não linear de uma estrutura, embora seja considerado o método de análise mais refinado de obter os efeitos da acção, implica a resolução da equação diferencial de equilíbrio dinâmico para cada um dos intervalos de tempo em que está dividido o acelerograma. A integração passo-a-passo das equações implica normalmente um grande volume de cálculo, o que se pode tornar dispendioso em termos do tempo de computação. Este facto tem-se mostrado como o principal argumento contra a utilização de análises dinâmicas não lineares, em favor de métodos mais simplificados. O próprio Eurocódigo 8 admite, com alguma relevância, o uso de análises *pushover*, que estão na base um método simplificado de análise estática não linear [8]. A utilização dos tradicionais métodos de análise estática linear com introdução de coeficientes de comportamento para o dimensionamento de pontes irregulares é desencorajada, uma vez que é reconhecida a existência de outras metodologias que, mesmo fazendo uso de simplificações, se revelam ser mais rigorosas.

Têm também vindo a ganhar relevância novas filosofias de dimensionamento baseadas nos deslocamentos da estrutura, ao invés dos tradicionais esforços instalados [10]. Estes métodos resultam

da crescente convicção de que o comportamento da estrutura é controlado pelos deslocamentos e não pelos esforços, e assentam em hipóteses simplificativas e expressões empíricas.

2.4.2. AVALIAÇÃO DA PROBABILIDADE DE RUÍNA

Através da utilização de métodos probabilísticos, é possível calcular com rigor o valor da probabilidade de ruína de uma estrutura. A metodologia de cálculo tradicionalmente aplicada recorre à definição de funções de vulnerabilidade dos pilares, e o valor da probabilidade de ruína é obtido através da função de convolução das distribuições de probabilidade da resistência e dos efeitos da acção [1]. Uma outra metodologia, de desenvolvimento recente, utiliza um método de amostragem estratificada (Hiper cubo Latino) para a caracterização estatística de diversas variáveis relacionadas com a capacidade e com o efeito da acção, e a simulação é feita de modo global. [9] [11] [12] [13].

3

MODELOS E METODOLOGIAS DE CÁLCULO

3.1. INTRODUÇÃO

Neste capítulo serão apresentados os modelos dos materiais e as metodologias de cálculo utilizados neste trabalho.

No que diz respeito aos materiais, inicialmente serão analisados isoladamente os comportamentos do betão e do aço, tanto para carregamento monotónico como para carregamento cíclico, sendo também feita referência às alterações das características resistentes do betão devidas ao efeito de confinamento. De seguida será abordado o comportamento não linear dos elementos de betão armado, sendo também analisado separadamente para carregamento monotónico (lei trilinear) e para carregamento cíclico (modelo hysterético).

Quanto às metodologias de cálculo, incidir-se-á primeiro sobre a análise dinâmica não linear propriamente dita e o método de integração numérica utilizado. Seguidamente, serão pormenorizados os dois métodos probabilísticos de avaliação da probabilidade de ruína. Finalmente, será feita referência ao factor de controlo do *drift* introduzido no cálculo.

3.2. MODELOS DOS MATERIAIS

3.2.1. COMPORTAMENTO DO BETÃO

3.2.1.1. Comportamento do betão sob carregamento monotónico

A resposta do betão a um carregamento monotónico de compressão de intensidade crescente passa por diversos estádios que vão desde a micro-fissuração até à rotura do material [14].

Na figura 3.1 apresenta-se o diagrama de tensões-extensões do betão em compressão. Pode observar-se uma primeira fase em que a resposta é aproximadamente linear, após o que segue uma zona onde o comportamento é claramente não linear, devido à perda de rigidez provocada pela micro-fissuração do betão [15].

A extensão ε_0 , correspondente à tensão máxima de compressão f_c , toma valores de cerca de 0,2% para os betões correntes.

Após atingir a tensão máxima de compressão, o betão continua a deformar-se segundo uma recta com declive negativo, uma vez que para extensões crescentes as tensões decrescem, até ser atingida a extensão última do betão ε_{cu} .

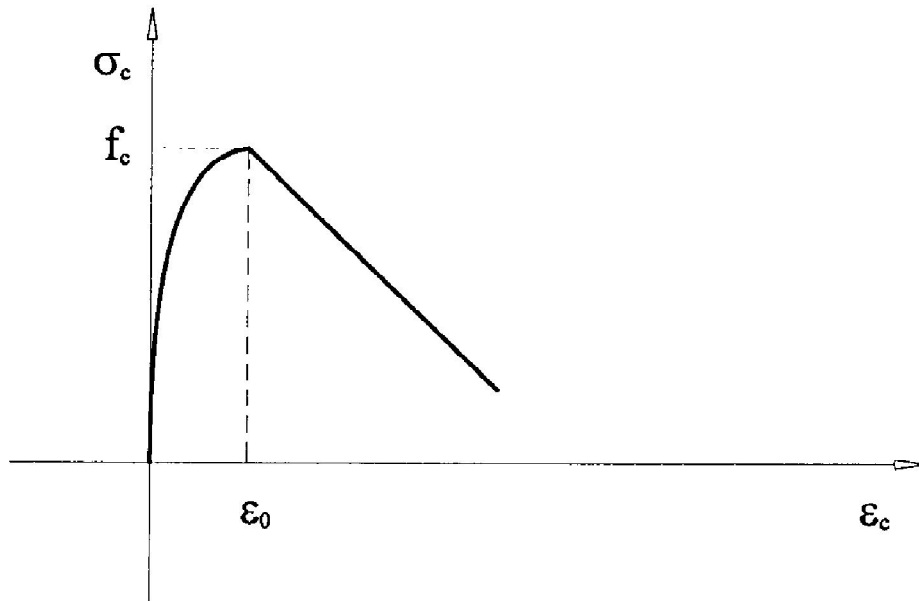


Fig. 3.1 - Diagrama tensões-extensões do betão para carregamento monotónico [1].

No que diz respeito à resistência do betão à tracção, esta é sempre bastante inferior à resistência à compressão (normalmente o rácio entre as duas é inferior a 20%), o que aliado ao facto de a rotura do betão por tracção se dar de modo frágil, leva a que na maior parte das situações esta resistência seja desprezada [1].

3.2.1.2. Efeito do confinamento

O confinamento do betão (Fig. 3.2) afecta significativamente a sua lei constitutiva, traduzindo-se o seu efeito num aumento da resistência e das extensões críticas. [16]

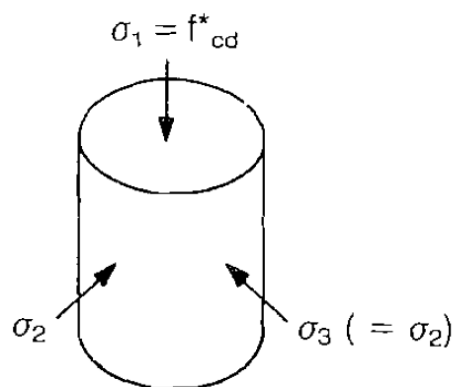


Fig. 3.2 – Betão axialmente solicitado com confinamento lateral [16]

O confinamento resulta da existência de armaduras transversais, geralmente sob a forma de estribos ou cintas, tal como ilustrado na Fig. 3.3. Estas armaduras opõem-se à deformação transversal do betão devida ao efeito de Poisson, daí advindo um aumento das propriedades resistentes do betão envolvido. O efeito de confinamento varia ao longo da secção, tal como representa a linha a traço interrompido na Fig. 3.3.

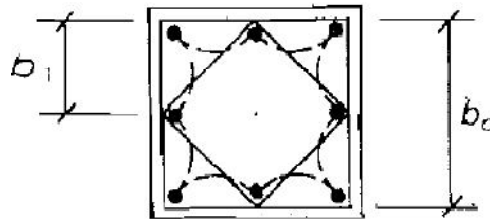


Fig. 3.3 – Exemplo de secção transversal e distribuição do efeito de confinamento [16].

O modelo adoptado para o cálculo das propriedades resistentes do betão confinado foi o idealizado por Priestley e Park [17], que se encontra ilustrado na Fig. 3.4. Segundo este modelo, a tensão e a extensão máximas do betão não confinado são aumentadas de um factor k . O ramo decrescente vê também a sua inclinação diminuída, sendo este efeito traduzido pelo factor Z_m .

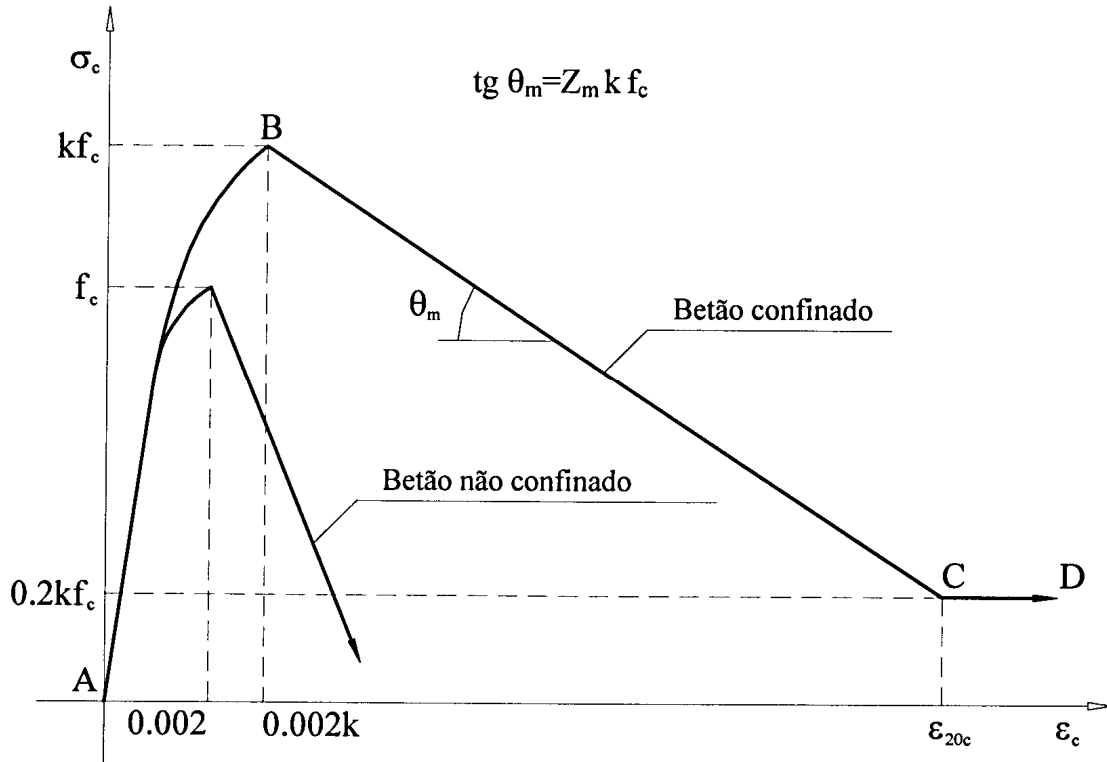


Fig. 3.4 – Comportamento do betão confinado [1].

As expressões que traduzem os três ramos da função são as seguintes:

- Troço A-B ($\varepsilon_c < 0,002k$)

$$\sigma_c = kf_c \left[\frac{2\varepsilon_c}{0,002k} - \left(\frac{\varepsilon_c}{0,002k} \right)^2 \right] \quad (3.1)$$

- Troço B-C ($0,002k \leq \varepsilon_c < \varepsilon_{20c}$)

$$\sigma_c = kf_c [1 - Z_m (\varepsilon_c - 0,002k)] \quad (3.2)$$

- Troço C-D ($\varepsilon_c \geq \varepsilon_{20c}$)

$$\sigma_c = 0,2kf_c \quad (3.3)$$

Em que:

$$k = 1 + \frac{\rho_v f_{syt}}{f_c} \quad (3.4)$$

$$Z_m = \frac{0,5}{\frac{3 + 0,29f_c}{145f_c - 1000} + \frac{3}{4}\rho_v \sqrt{\frac{h'}{s}} - 0,002k} \quad (3.5)$$

ε_c – extensão longitudinal do betão;

σ_c – tensão normal no betão confinado (MPa);

f_c – resistência à compressão do betão não confinado (MPa);

ε_{20c} – extensão correspondente a 20% da tensão máxima na região B-C;

f_{syt} – tensão de cedência da armadura transversal (MPa);

ρ_v – razão entre o volume de armadura transversal e o volume de betão cintado, calculado este em relação à face exterior das cintas;

h' – largura do núcleo cintado (medida à face exterior das cintas);

s – espaçamento da armadura transversal.

3.2.1.3. Comportamento do betão sob carregamento cíclico

O comportamento do betão confinado sujeito a cargas cíclicas pode ser caracterizado segundo o modelo de Thompson e Park [18].

Na figura 3.5 representa-se o comportamento hysterético do betão sujeito a ciclos de carga e descarga, envolvendo a degradação de rigidez do material.

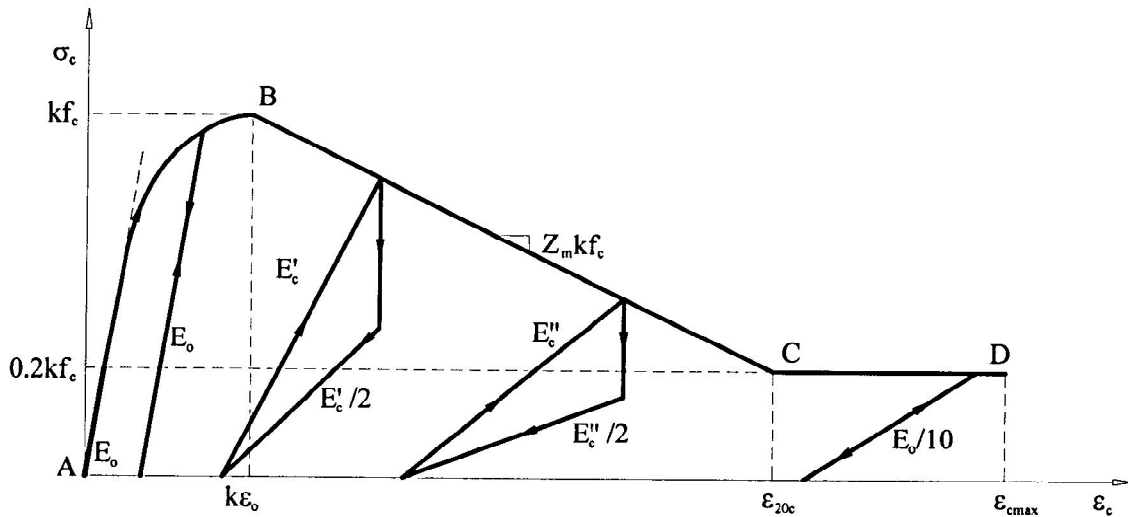


Fig. 3.5 – Comportamento do betão sob acções cíclicas segundo Thompson e Park [1].

Segundo o modelo considerado, as descargas e recargas são feitas segundo um ou mais ramos lineares, cuja inclinação varia consoante a extensão atingida durante a fase de carga. Tal como se pode verificar na figura 3.5, o diagrama de tensões-extensões correspondente à fase de carga é dividido em três regiões (A-B, B-C e C-D). As regras de histerese para cada uma delas são as seguintes:

- Região A-B — As descargas enquanto as extensões são inferiores a $k\epsilon_0$, extensão correspondente à tensão máxima, seguem um ramo linear com inclinação correspondente ao módulo de elasticidade tangente na origem E_0 . A recarga segue o mesmo ramo da descarga, não existindo dissipação de energia.
- Região B-C — As descargas para extensões compreendidas entre $k\epsilon_0$ e ϵ_{20c} são efectuadas em duas fases: a primeira com extensão constante até se atingir metade da tensão correspondente ao início da descarga e a segunda com inclinação de $E'_c/2$. A recarga segue um ramo linear com inclinação E'_c , sendo estes valores dos módulos de elasticidade menores à medida que a extensão aumenta e dados pela seguinte expressão:

$$E'_c = E_0 \left(0,8 - 0,7 \frac{\epsilon_c - k\epsilon_0}{\epsilon_{20c} - k\epsilon_0} \right) \quad (3.6)$$

- - Região C-D — As descargas para extensões superiores a ε_{20c} seguem um ramo linear com inclinação igual a $E_0/10$, independente da extensão a que se inicia a descarga, sendo a recarga efectuada pelo mesmo tramo.

3.2.2. COMPORTAMENTO DO AÇO

3.2.2.1. Comportamento do aço sob carregamento monotónico

O comportamento à tracção do aço em varões pode ser caracterizado por um diagrama de tensões-extensões compreendendo quatro fases distintas: uma primeira fase em que o andamento é linear, verificando-se a lei de Hooke e definindo-se o módulo de elasticidade inicial; uma segunda fase correspondente a um patamar de cedência (tensão constante para extensões crescentes); uma terceira fase onde se verifica um novo aumento de tensão devido ao endurecimento do aço até ser atingida a tensão máxima, e um última fase em que a tensão decresce até finalmente se dar a rotura do material. Contudo, neste trabalho, considera-se o comportamento descrito por uma curva bilinear definida por um troço inicial até à tensão de cedência f_{sy} , correspondente à região linear elástica com módulo de elasticidade E_s e um segundo troço com declive E_{s1} representando pela rigidez de endurecimento.

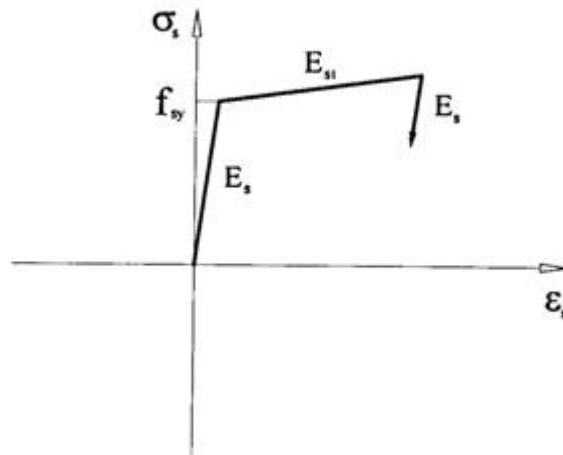


Fig.3.6 – Comportamento do aço sob carregamento monotónico [1].

3.2.2.2. Comportamento do aço sob carregamento cíclico

O modelo adoptado neste trabalho para a caracterização da resposta do aço às acções cíclicas foi o de Giuffrè-Menegotto-Pinto. Este modelo foi criado por Giuffrè-Pinto [19] e mais tarde aplicado por Menegotto-Pinto [20].

Segundo este modelo, o comportamento do aço sujeito a cargas cíclicas pode ser descrito através de troços curvos que se desenvolvem assintoticamente a duas rectas paralelas com inclinação E_s , definidas com base no troço elástico do diagrama monotónico, e a outras duas rectas paralelas com inclinação E_{s1} , correspondente à rigidez do troço de endurecimento. Deste modo, as leis de carga e descarga encontram-se contidas numa envolvente correspondente à curva bilinear para o carregamento monotónico, tal como ilustrado na figura 3.7.

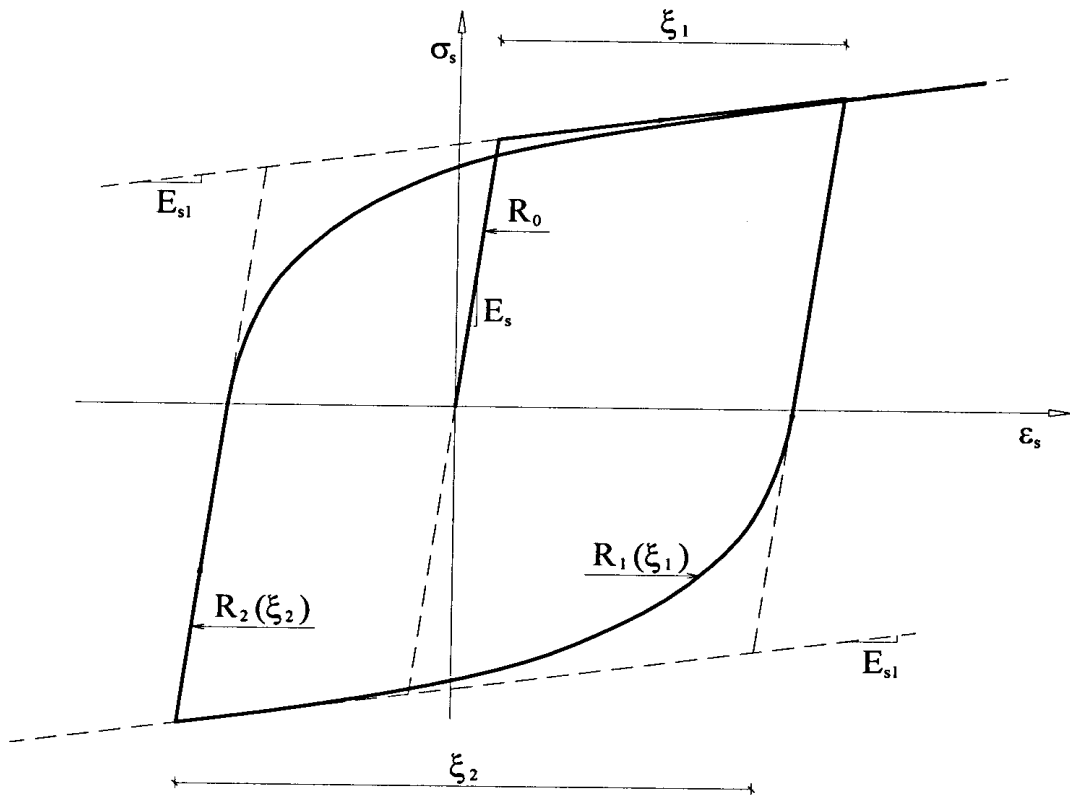


Fig.3.7 – Diagrama tensões-extensões do aço para carregamento cíclico [1].

As relações tensões-extensões são então definidas pela expressão:

$$\sigma^* = (1 - b) \frac{\varepsilon^*}{(1 + \varepsilon^{*R})^{\frac{1}{R}}} + b\varepsilon^* \quad (3.7)$$

sendo

$\sigma^* = \sigma/\sigma_y$ e $\varepsilon^* = \varepsilon/\varepsilon_y$ antes da primeira inversão;

$\sigma^* = \frac{\sigma - \sigma_i}{2\sigma_y}$ e $\varepsilon^* = \frac{\varepsilon - \varepsilon_i}{2\varepsilon_y}$ após a primeira inversão;

σ_y, ε_y – tensão e extensão de cedência;

σ_i, ε_i – tensão e extensão na última inversão;

~

3.2.3. COMPORTAMENTO DOS ELEMENTOS DE BETÃO ARMADO

3.2.3.1. Comportamento dos elementos de betão armado sujeitos a carregamento monotónico em flexão – lei trilinear

O comportamento inelástico do betão armado para um carregamento monotónico de flexão com intensidade crescente é normalmente caracterizado por uma lei trilinear de momentos-curvaturas. No âmbito deste trabalho foi utilizado o programa de cálculo TRILIN, desenvolvido por Arêde *et al* [21], para a obtenção da desta curva.

Este programa recorre a equações de equilíbrio estático para o cálculo dos três pontos que definem a curva, nomeadamente os pontos de fendilhação, de cedência e de rotura. O programa está preparado para o cálculo de secções rectangulares ou em T, pelo que a secção oca dos pilares das pontes em estudo foi transformada numa secção em I, e de seguida, tirando partido da simetria, é calculada como um duplo T (Fig. 3.8).

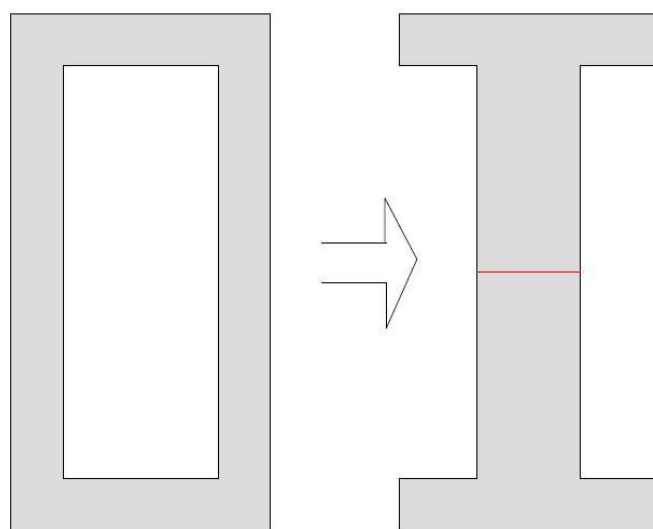


Fig. 3.8 – Adaptação da secção para o programa TRILIN.

Para além dos materiais e das características geométricas da secção, a lei trilinear é ainda função da taxa de armadura transversal ρ_v e do esforço axial. Na figura 3.9 está representado um exemplo de uma lei trilinear. Uma vez que as secções dos pilares em estudo são simétricas, a lei trilinear da secção nos dois sentidos de carregamento é igual.

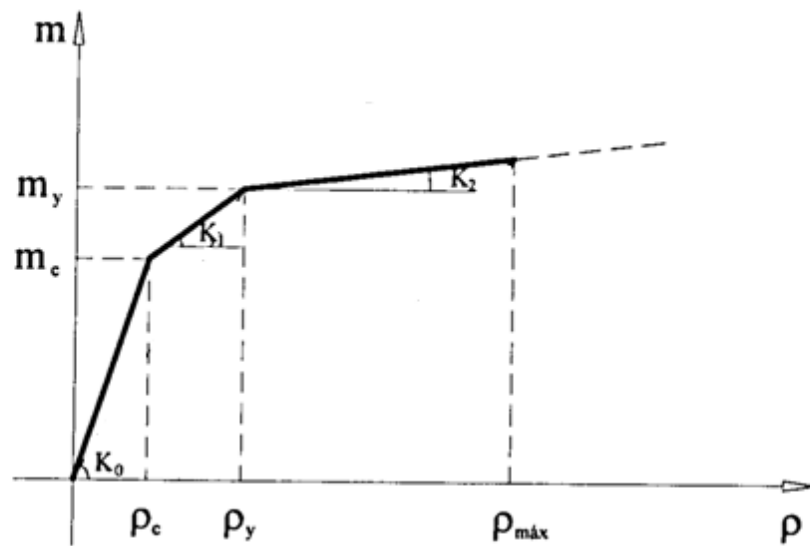


Fig. 3.9 - Comportamento inelástico do betão armado - lei trilinear (adaptado de [1]).

Os parâmetros da figura 3.9 têm o seguinte significado:

ρ_c – curvatura correspondente ao início da fissuração do betão;

m_c – momento correspondente ao início da fissuração do betão;

ρ_y – curvatura correspondente à cedência do aço;

m_y – momento correspondente à cedência do aço;

$\rho_{máx}$ – curvatura máxima;

K_0, K_1, K_2 – Constantes de rigidez relativas aos três troços da curva trilinear.

3.2.3.2. Comportamento dos elementos de betão armado sujeitos a carregamento cíclico – modelo hysterético

O comportamento do betão armado sujeito a acções cíclicas está estreitamente relacionado com um conjunto de fenómenos como a degradação de rigidez após a inversão do carregamento, a degradação de resistência e o efeito de *pinching*. A cada um destes factores estão associados parâmetros, usualmente designados respectivamente de α , γ e β .

O modelo utilizado no âmbito deste trabalho para simular o comportamento não linear de elementos de betão armado sujeitos a acção cíclica foi desenvolvido por Costa e Costa [22] tendo como base o modelo hysterético idealizado por Takeda [23]. Ao modelo proposto por Costa foram adicionadas algumas particularidades por Varum [24].

Segundo o modelo, a relação momento-curvatura é bilinear (percorrendo os dois primeiros tramos da lei trilinear sem existir perda de rigidez ou resistência) até ser atingida a curvatura de cedência. Para uma curvatura máxima $\rho_{máx}$ superior a ρ_y e dando-se a inversão do sentido do carregamento, a

descarga dá-se segundo um segmento de recta com inclinação K_d , sendo este valor dado pela expressão (3.8). Nesta expressão, K_e representa um valor de rigidez equivalente aos dois primeiros tramos da curva trilinear de base. Esta degradação de rigidez está ilustrada na figura 3.10.

$$K_d = K_e \left| \frac{\rho_y}{\rho_{max}} \right|^2 \quad (3.8)$$

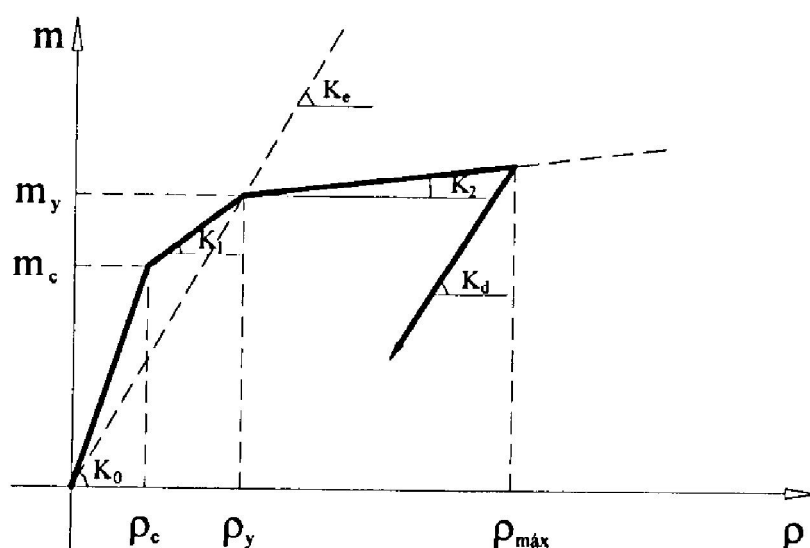


Fig. 3.10 – Degradação de rigidez aquando da descarga [1].

Quando se dá uma recarga, correspondente a uma inversão do sinal do momento (Fig. 3.11), o gráfico momento-curvatura segue um segmento com rigidez K_r , que é função do momento máximo m_{max} e da curvatura máxima ρ_{max} atingida no ciclo anterior. A curvatura atingida nesta recarga é designada de ρ_r . A rigidez K_r pode ser calculada através da expressão (3.9).

$$K_r = \frac{m_{max}}{\rho_{max} - \rho_r} \quad (3.9)$$

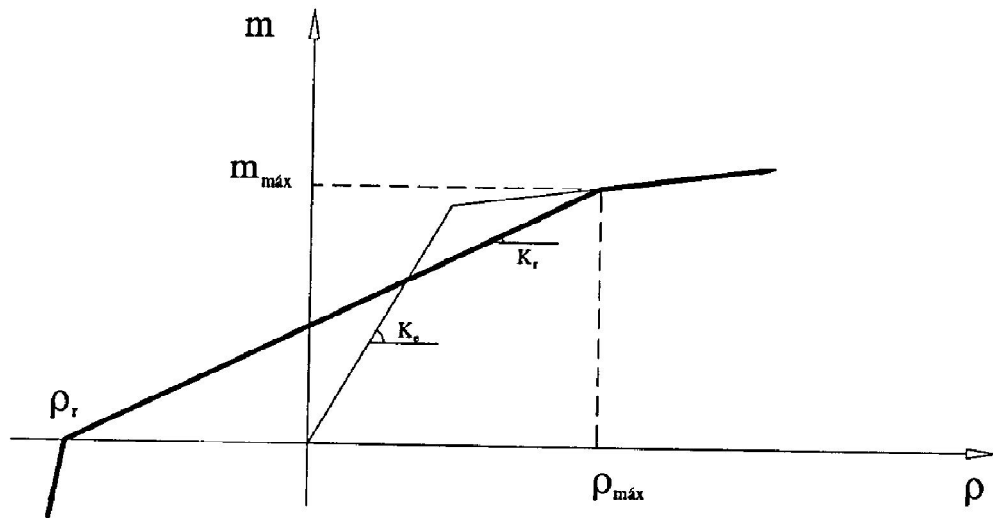


Fig. 3.11 - Inversão do sinal do momento (recarga) [1].

O efeito de *pinching* dá-se aquando da inversão do sinal do momento, e corresponde a uma diminuição da rigidez na recarga devido à compressão da armadura. Nesta situação, enquanto a fenda devida à curvatura atingida anteriormente ainda se encontra aberta, a área de corte encontra-se diminuída. Tendo em conta esse factor, considera-se na primeira fase da recarga um valor de rigidez inferior, designado por K e calculado pela expressão (3.10), até se atingir a recta definida pela origem das coordenadas e o ponto com curvatura máxima no ciclo anterior, tal como se pode verificar na figura 3.12. O parâmetro β depende do esforço transversal e varia entre 0 e 0,5.

$$K = m_{máx} / (\rho_{máx} - \rho_r) (\rho_y - \rho_{máx})^\beta \quad (3.10)$$

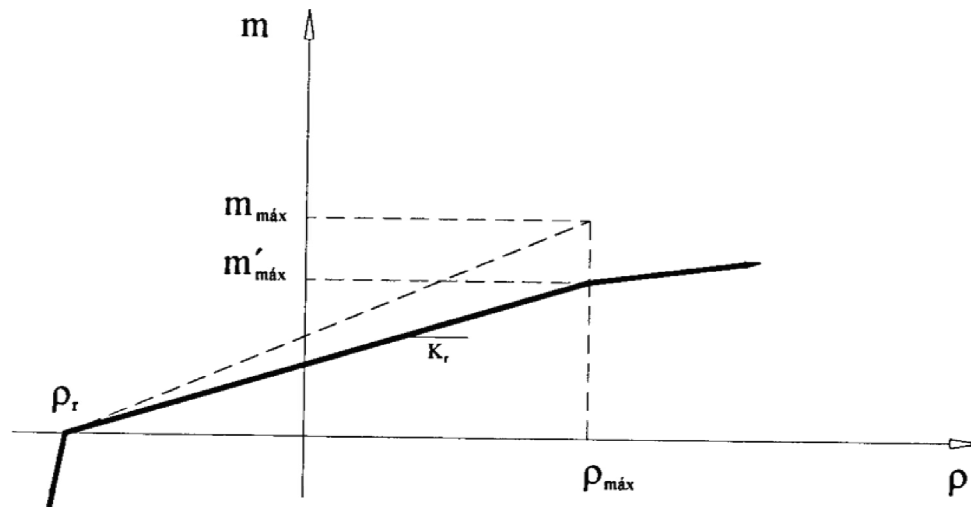


Fig. 3.13 – Recarga com degradação de resistência [1].

3.3. METODOLOGIAS DE CÁLCULO

3.3.1. ANÁLISE DINÂMICA NÃO LINEAR – PROGRAMA PNL

Para a determinação da resposta sísmica das pontes em estudo recorreu-se ao programa de cálculo automático PNL, detalhado por Varum [24].

Este programa permite a análise dinâmica de estruturas planas com comportamento não linear, recorrendo a integração directa das equações de equilíbrio dinâmico. A não linearidade é introduzida no cálculo através de rótulas plásticas, isto é, concentrada nas extremidades das barras. Na parte central das barras, considera-se o comportamento elástico linear, ficando assim cada barra dividida em três subelementos. A questão do comprimento das rótulas plásticas é discutida em 3.3.2.

A partir dos diagramas momento-curvatura fornecidos pelo programa de cálculo (exemplo na Fig. 3.14), é possível calcular a ductilidade exigida por um dado acelerograma numa dada secção. A ductilidade define-se pelo quociente entre a curvatura máxima e a curvatura de cedência referentes à secção em causa (3.13).

$$\mu = \frac{\rho_{m\acute{a}x}}{\rho_y} \quad (3.13)$$

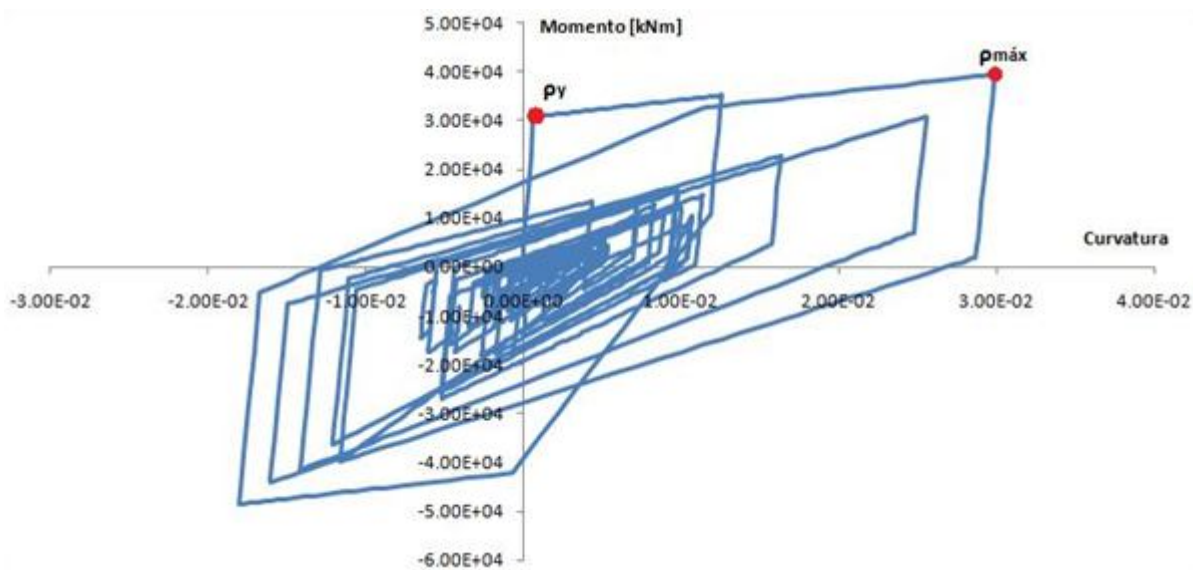


Fig. 3.14 – Diagrama momento-curvatura para uma secção.

Nos pontos seguintes expõem-se sucintamente os aspectos mais relevantes em que se baseia o algoritmo.

3.3.1.1. Matriz de rigidez dos elementos de barra

Como já foi referido, cada elemento de barra é composto de três subelementos em série, sendo o comportamento não linear concentrado nos elementos de extremidade, obedecendo às leis de histerese definidas em 3.2.3.2. O subelemento central tem a sua rigidez definida pela resistência da secção não fendilhada.

Para os elementos de barra são considerados seis graus de liberdade, tal como representado na Fig. 3.15.

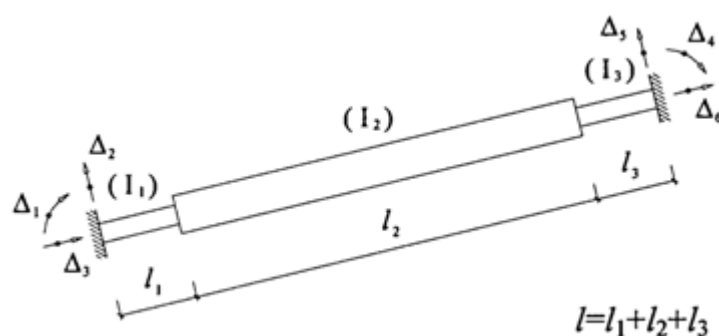


Fig. 3.15 – Elemento de barra como associação de três subelementos [1].

A matriz de rigidez do elemento de barra é obtida a partir do espalhamento das matrizes de rigidez dos subelementos, sendo a redução dos graus de liberdade efectuada por um processo de condensação estática [24].

3.3.1.2. Matriz de rigidez global

A matriz de rigidez global da estrutura (K) é obtida por um processo de espalhamento a partir das matrizes de rigidez dos elementos de barra, isto é, cada coeficiente da matriz global é calculado através da soma apropriada dos coeficientes da matriz de cada elemento de barra.

Todavia, tendo em conta que a matriz de rigidez de cada elemento de barra é relativa a um sistema de eixos local, é necessário efectuar a sua transformação para o referencial global antes de se efectuar o espalhamento. [24]. Obtida a matriz de rigidez global, é possível relacionar as forças F e os deslocamentos nodais u segundo a expressão (3.14).

$$F = K u \quad (3.14)$$

3.3.1.3. Matriz de massa

A matriz de massa (M) é utilizada para representar as características de inércia da secção, isto é, permite obter as forças nodais de inércia I que se desenvolvem nos elementos da estrutura quando sujeita a um campo de acelerações nodais (\ddot{u}):

$$I = M \ddot{u} \quad (3.15)$$

A matriz de massa da estrutura é obtida de forma análoga à matriz de rigidez, isto é, por espalhamento das matrizes de massa dos elementos após a sua transformação para um referencial global.

3.3.1.4. Matriz de amortecimento

A finalidade da matriz de amortecimento (C) da estrutura é obter as forças de amortecimento nodais (D) a partir do vector de velocidades nodais (\dot{u}) segundo a expressão (3.16):

$$D = C \dot{u} \quad (3.16)$$

A matriz de amortecimento pode ser calculada segundo uma combinação linear das matrizes de massa e rigidez da estrutura (amortecimento de Rayleigh), como se pode ver na expressão 3.17. As constantes α e β são determinadas impondo-se o valor do amortecimento pretendido em dois dos modos de vibração da estrutura [25].

$$C = \alpha M + \beta K \quad (3.17)$$

3.3.2. COMPRIMENTO DAS RÓTULAS PLÁSTICAS

Tal como anteriormente referido, o programa de cálculo utilizado no âmbito deste trabalho considera a não linearidade dos elementos de betão armado concentrada nas suas extremidades, isto é, nas zonas onde se formam rótulas plásticas quando à estrutura é solicitada para lá da sua capacidade elástica. Existem na literatura várias expressões para o cálculo do comprimento das rótulas plásticas [1] [8]. Foi utilizada neste trabalho a expressão (3.18) proposta em 1992 por Paulay e Priestley [26]:

$$l_p = 0,08l + 0,022d_b * f_{sy} \quad (3.18)$$

Sendo

- l_p – comprimento da rótula plástica;
- l – comprimento do elemento;
- d_b – diâmetro dos varões da armadura longitudinal;
- f_{sy} – tensão de cedência do aço.

3.3.3. AVALIAÇÃO DA PROBABILIDADE DE RUÍNA PELO MÉTODO NSA

3.3.3.1 Introdução ao método

Uma possibilidade de avaliação da segurança de estruturas com base probabilística é designada por NSA (*Numerical Safety Assessment*) [1] [9]. Este método recorre à elaboração de funções de vulnerabilidade à acção sísmica dos vários elementos da estrutura (no caso das pontes consideram-se os pilares que são os elementos onde se verificam incursões na não linearidade, logo mais vulneráveis). Na Fig. 3.16 pode ser observado um esquema do método.

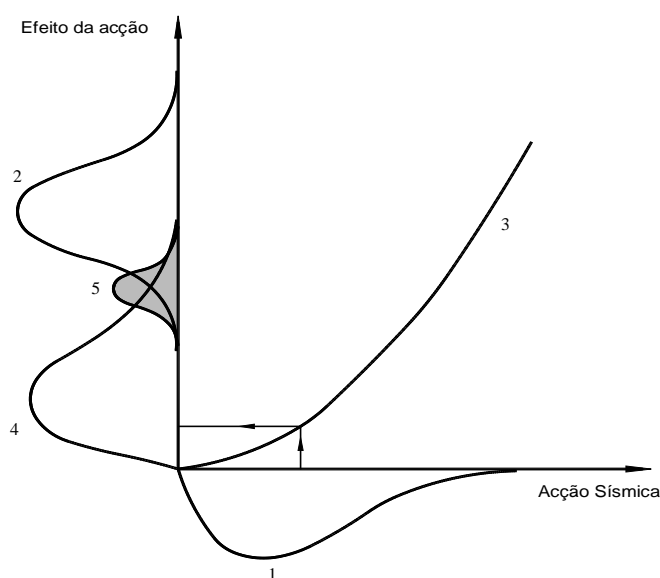


Fig. 3.16 – Processo de obtenção da probabilidade de ruína pelo método NSA [9].

3.3.3.2. Função de vulnerabilidade

A função de vulnerabilidade (curva 3 da Fig. 3.16) é calculada a partir de vários pontos da função densidade de probabilidade da acção sísmica (curva 1 da Fig. 3.16), avaliando-se a ductilidade exigida aos elementos da estrutura para vários graus de intensidade. Neste trabalho, cada ponto da função de vulnerabilidade foi obtido pela média das ductilidades exigidas por um conjunto de 10 acelerogramas, escalados para a aceleração de pico correspondente ao ponto em questão da função densidade de probabilidade da acção sísmica. Começando com uma aceleração de pico de 1.0 m/s^2 , e aumentando sucessivamente de 1.0 m/s^2 até ao valor de 10.0 m/s^2 , foram obtidos 10 pontos para cada função, e ajustada uma função de vulnerabilidade polinomial do 2º grau pelo método dos mínimos quadrados. A descrição dos acelerogramas utilizados será feita no Capítulo 4 desta tese.

3.3.3.3. Função densidade de probabilidade da acção sísmica

A função densidade de probabilidade da acção sísmica (curva 1 da Fig. 3.16) é normalmente caracterizada por uma função de distribuição de valores extremos, ou lei de Gumbel Tipo 1. [1]

O parâmetro normalmente utilizado para quantificar a severidade da acção sísmica é a aceleração de pico (a), tendo sido utilizada neste trabalho a seguinte função de distribuição [27]:

$$f(a) = \alpha * e^{y-e^y} \quad (3.19)$$

Em que:

$$y = -\alpha(a - u) \quad (3.20)$$

Os valores de α e u são parâmetros que definem, respectivamente, o tipo de sismo e a aceleração de pico correspondente ao valor máximo da função de distribuição.

3.3.3.4. Caracterização estatística do efeito da acção

A distribuição estatística das ductilidades exigidas à estrutura, ou elemento estrutural, pela acção sísmica pode ser definida por uma função densidade de probabilidade (curva 4 da Fig. 3.16). Esta lei de probabilidades é obtida através da função de vulnerabilidade e da função de probabilidade de acção sísmica, ambas funções da intensidade a do sismo.

A partir da função densidade de probabilidade da acção sísmica, caracterizada pela distribuição de valores extremos da aceleração de pico, é então efectuada uma transformação da probabilidade da acção $f(a)$ em efeito da acção (A), através da função de vulnerabilidade $F_{VUL}(a)$.

3.3.3.5. Caracterização estatística da resistência

A caracterização estatística da resistência das secções é feita segundo uma função densidade de probabilidade seguindo uma lei normal (curva 2 da Fig. 3.16). Como já anteriormente foi referido, neste trabalho a quantificação da resistência é feita com recurso ao conceito de ductilidade disponível.

Com vista a reduzir o número de amostras necessárias à correcta caracterização da resistência das secções envolvendo a variabilidade das propriedades dos materiais, é utilizado o método do Hipercubo Latino para a aferição da ductilidade média disponível e o seu correspondente coeficiente de variação. As variáveis envolvidas no cálculo da resistência são:

- f_c – resistência do betão à compressão;
- ε_{cu} – extensão última do betão;
- f_{sy} – tensão de cedência do aço;
- ε_{cu} – extensão última do betão.

No Subcapítulo 3.3.4. encontra-se uma explicação mais detalhada do método do Hipercubo Latino.

Para cada simulação, a ductilidade disponível é calculada a partir das propriedades das materiais estimadas com o Hipercubo Latino, isto é, calcula-se uma curva trilinear para cada simulação, sendo a ductilidade disponível dada por (3.21).

$$\mu_R = \frac{\rho_{m\acute{a}x}}{\rho_y} \quad (3.21)$$

3.3.3.6. Cálculo da probabilidade de ruína

A probabilidade de ruína de uma estrutura pode ser definida como sendo a probabilidade de o efeito da acção, A , ser superior à resistência da estrutura, R , ou seja:

$$P_{Ruína} = P(R - A < 0) \quad (3.22)$$

A probabilidade de ruína pode ser calculada a partir da função de distribuição do efeito da acção F_A e pela função densidade de probabilidade da resistência f_R , através de uma função de convolução (curva 5 na Fig. 3.19) cuja expressão é (3.23):

$$Pr = \int_{-\infty}^{+\infty} (1 - F_A) f_R dx \quad (3.23)$$

3.3.4. AVALIAÇÃO DA PROBABILIDADE DE RUÍNA PELO MÉTODO DO HIPERCUBO LATINO (HPL)

3.3.4.1. Introdução ao método

O Método do Hipercubo Latino é essencialmente um método de amostragem, derivado do método de Monte Carlo, cuja principal vantagem reside no reduzido número de simulações necessárias em comparação com outros métodos [12]. É reconhecidamente um método bastante eficaz na estimação de parâmetros estatísticos da resposta estrutural, e metodologias de avaliação como a descrita no Subcapítulo 3.3.3 recorrem ao método do Hipercubo Latino para a descrição estatística dos parâmetros resistentes dos materiais.

Contudo, a utilidade do método na Engenharia Sísmica não se restringe à estimação de parâmetros de resposta estrutural, podendo ser empregue num sentido mais global para a avaliação da segurança de estruturas. São feitas N simulações em cada uma das quais se obtém um valor para cada uma das variáveis envolvidas e posteriormente são obtidas descrições estatísticas da ductilidade exigida e da ductilidade disponível, o que permite o cálculo de margens de segurança e, conseqüentemente, da probabilidade de ruína da estrutura.

3.3.4.2. Estratégia de amostragem

A estratégia do método consiste em estratificar as funções de distribuição acumulada de probabilidade das variáveis em causa em N intervalos de igual probabilidade $1/N$, sendo N o número de simulações escolhido (Fig. 3.17). O centróide de cada um dos intervalos é então utilizado no processo de simulação, através de permutações aleatórias dos intervalos das diferentes variáveis, em que cada intervalo é utilizado apenas uma vez.

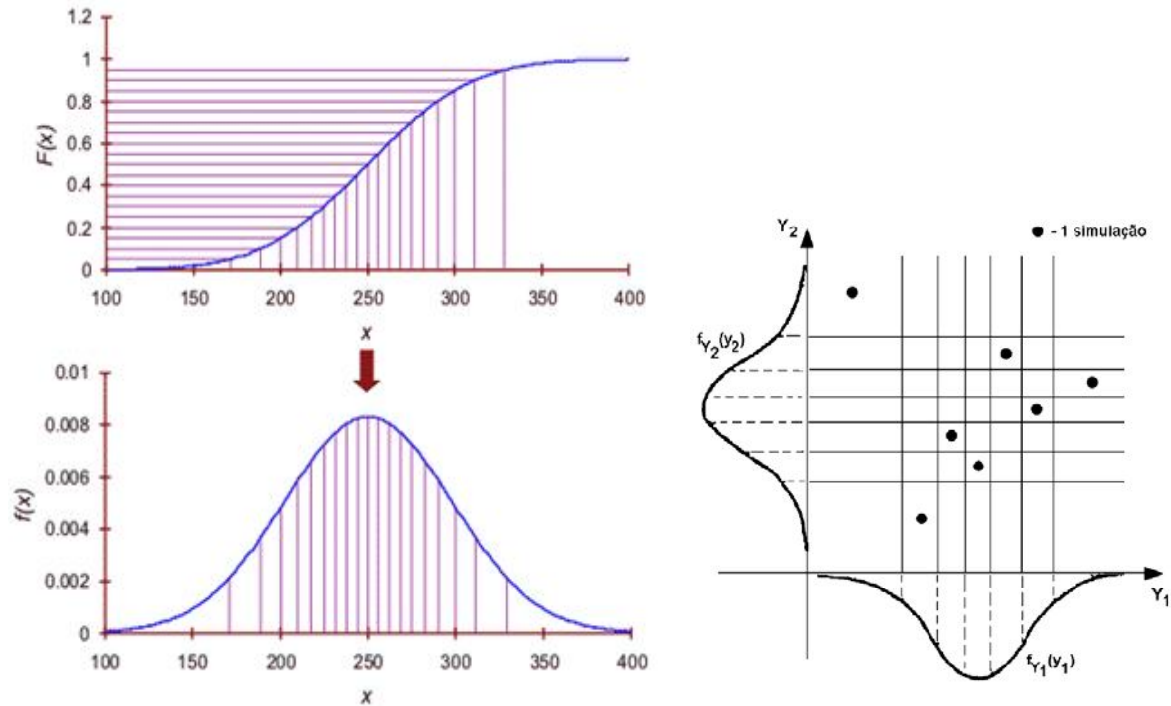


Fig. 3.17 – eq.: Divisão da função de distribuição em intervalos de igual probabilidade [28]; dir.: Exemplo de amostragem de duas variáveis [29].

Deve ainda incluir-se no algoritmo de cálculo uma rotina que evite a presença de uma “tendência central” nas permutações, para que não existam zonas do espaço amostral sem representatividade no cálculo [13] (Fig. 3.18).

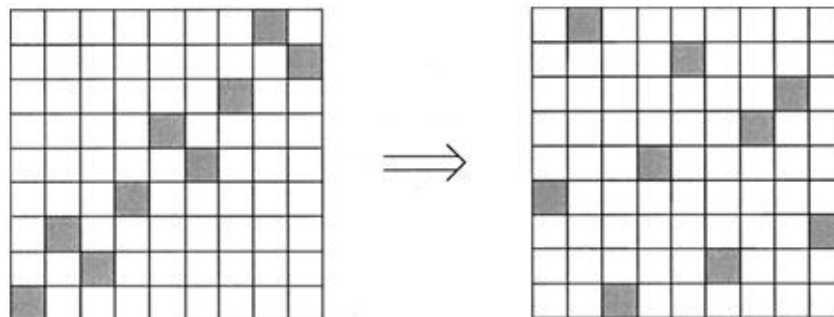


Fig. 3.18. – Redução da correlação entre variáveis (adaptado de [13]).

3.3.4.3. Cálculo da probabilidade de ruína

O cálculo do valor da probabilidade de ruína recorre à definição de uma margem de segurança MS , traduzida pela equação (3.24) em que R e A correspondem às ductilidades disponível e exigida à secção, respectivamente.

$$MS = R - A \quad (3.24)$$

A função densidade de probabilidade R é calculada de forma inteiramente análoga à descrita em 3.3.3.5, correspondendo à distribuição estatística da ductilidade disponível da estrutura. A cada simulação corresponde um valor para a ductilidade resistente μ_R .

A função densidade de probabilidade do efeito da acção, S , é obtida tendo em conta a variabilidade não só da intensidade do sismo, mas também do tipo de sismo. Os 10 acelerogramas utilizados neste trabalho são considerados como tendo uma distribuição de probabilidade uniforme. A cada acelerograma é então associado um valor da aceleração de pico obtido pelo Hipercubo Latino a partir da função de probabilidade da acção sísmica. Isto significa que para um número de, por exemplo, 50 simulações, são gerados 50 valores da acção sísmica (correspondentes aos centróides dos 50 intervalos em que a função de probabilidade da acção é dividida) e cada um dos acelerogramas é introduzido 5 vezes no cálculo. Para cada simulação, com o valor da aceleração de pico e o acelerograma seleccionado, é feita uma análise dinâmica não linear com o programa de cálculo PNL e obtido o valor da ductilidade exigida à estrutura, μ_A .

A equação (3.25) pode então ser reescrita em termos de ductilidades (3.25):

$$MS = \mu_R - \mu_A \quad (3.25)$$

A probabilidade de ruína corresponde nesse caso à probabilidade de a margem de segurança ser inferior a zero (Fig. 3.19) (3.26).

$$P_{Ruína} = P(MS < 0) \quad (3.26)$$

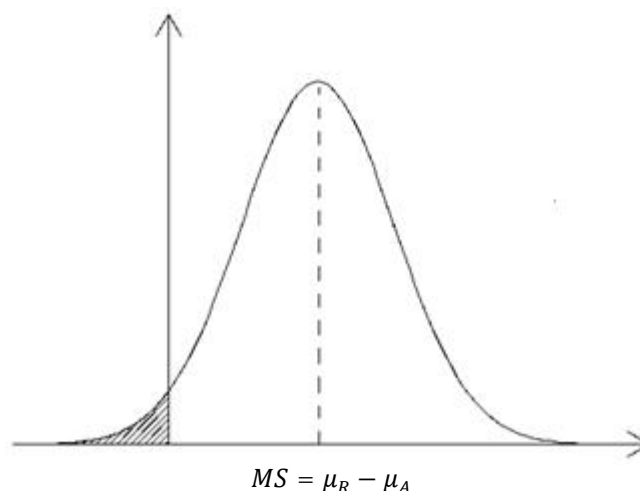


Fig. 3.19 - Probabilidade de ruína segundo o método HPL.

3.3.5. CONTROLO DOS DESLOCAMENTOS (*DRIFT*)

A resistência de pilares de betão armado pode ser avaliada com recurso a diferentes parâmetros, tendo até aqui sido apenas referida a ductilidade disponível. No entanto, a ductilidade disponibilizada por uma secção, de acordo com as extensões últimas assumidas para os materiais constituintes, pode não ser compatível com o limite razoável do deslocamento verificado no topo do pilar, ao nível do tabuleiro. Tal pode ser estabelecido através de um *drift* limite (quociente entre o deslocamento máximo no topo e a altura do pilar), que assume correntemente valores de 3 a 5%, no caso das pontes.

Neste trabalho, de acordo com o exposto, no cálculo da resistência dos pilares, em cada simulação foram obtidos dois valores da ductilidade disponível:

- Um valor em que apenas se teve em consideração as propriedades dos materiais, sem qualquer limitação do deslocamento;
- Um outro em que se limitou o *drift* dos pilares a 5%, sendo a ductilidade disponível o valor mínimo entre a ductilidade permitida pelos materiais e a ductilidade permitida na base do pilar pelo *drift* de 5%.

A comparação entre resultados obtidos com e sem controlo de *drift* é feita no Capítulo 5.

4

MODELAÇÃO DAS PONTES E DA ACÇÃO SÍSMICA

4.1. APRESENTAÇÃO DAS PONTES

As pontes em estudo foram dimensionadas no âmbito do projecto PREC8 – *Prenormative Research in Support of Eurocode 8* [14][30][31].

Trata-se de um conjunto de sete pontes, divididas em quatro pontes curtas (quatro vãos de 50 m) e três pontes longas (oito vãos de 50 m). As pontes foram denominadas de P222, P232, P123, P213, P2222222, P3332111 e P2331312, sendo os dígitos na sua designação elucidativos quanto ao número de pilares, bem como à sua configuração: o dígito 1 corresponde a um pilar com 7 m de altura, o dígito 2 a um pilar com 14 m de altura, e o dígito 3 a um pilar com 21 m de altura (Fig. 4.1),

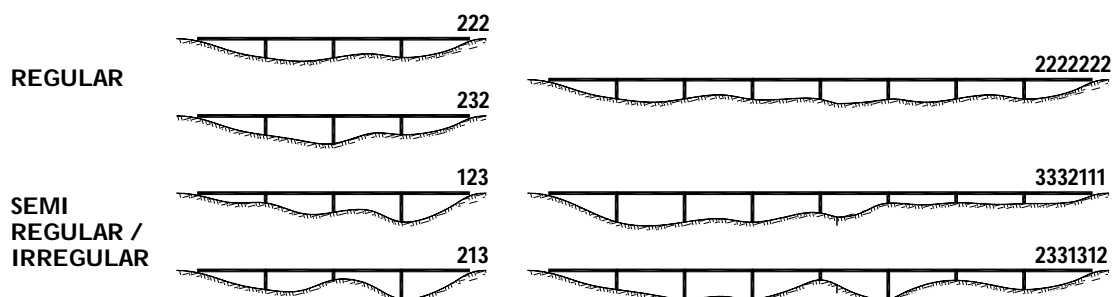


Fig. 4.1 – Configurações das pontes.

As características geométricas da secção transversal são iguais para todos os pilares, independentemente da sua altura ou da tipologia da ponte em que se inserem. Trata-se de uma secção oca, com 0.40 m de espessura e dimensões exteriores de 2.00 m por 4.00 m.

A secção transversal do tabuleiro é também constante para todas as pontes, correspondendo a uma secção em caixão de 14.00 m de largura máxima.

Na Fig. 4.2 encontram-se esquematizadas as secções transversais dos pilares e do tabuleiro.

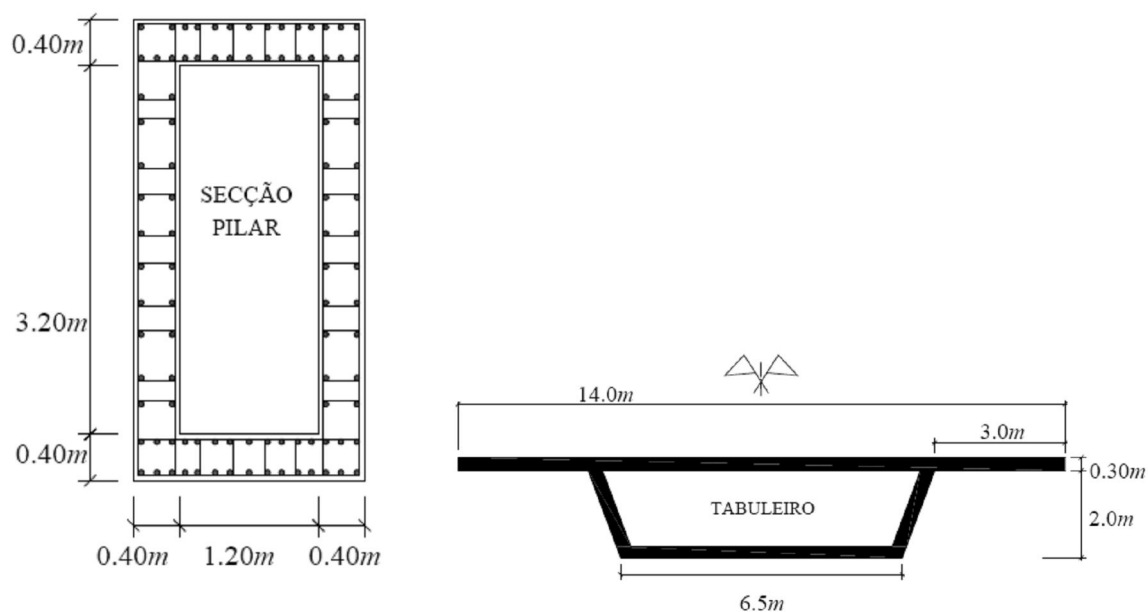


Fig. 4.2 – Secção transversal dos pilares e do tabuleiro.

As ligações ao exterior são feitas por encastramentos perfeitos nos pilares e por encontros nas extremidades do tabuleiro. Em estudos anteriores envolvendo estas pontes [30] [31], duas modelações distintas para os encontros foram adoptadas: uma considerando comportamento linear, simulando aparelhos de apoio, e uma modelação alternativa com comportamento bilinear com vista a simular encontros sobre estacas. Ambas as alternativas são simuladas através de molas cuja rigidez pretende ser equivalente à rigidez real dos encontros (Fig. 4.3).

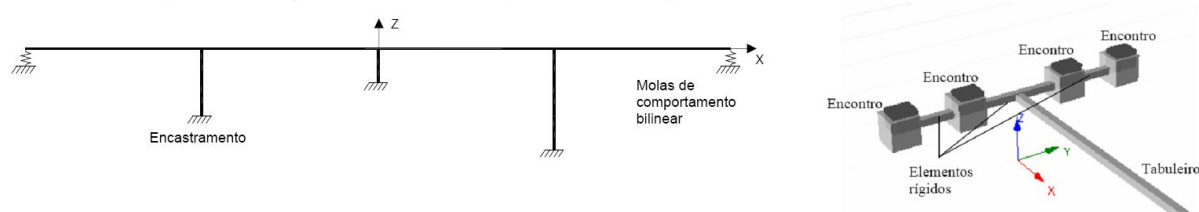


Fig. 4.3 – esqu: Esquema das ligações ao exterior para a ponte P213; dir: Exemplo de modelação de encontro [8].

4.2. MODELAÇÃO DAS PONTES

O programa de cálculo utilizado neste trabalho recorre a modelos planos das estruturas e está preparado apenas para secções rectangulares cheias. Foi então necessário adaptar a modelação da estrutura a estas características do programa.

4.2.1. MODELAÇÃO PLANA DAS PONTES

Um método para efectuar a modelação plana de pontes utilizando elementos de barra foi proposto por Delgado *et al* [32]. Esta modelação simula de forma rigorosa o comportamento da ponte quando esta se encontra solicitada por acções horizontais com a direcção perpendicular ao eixo do tabuleiro.

Tal como ilustra o esquema da Fig. 4.4, a modelação simula a ligação do tabuleiro aos pilares por intermédio de bielas de área considerável que asseguram a compatibilidade de deslocamentos, mas que, dada a sua desprezável inércia à flexão, impedem a transmissão de momentos flectores simulando assim o comportamento de rótulas.

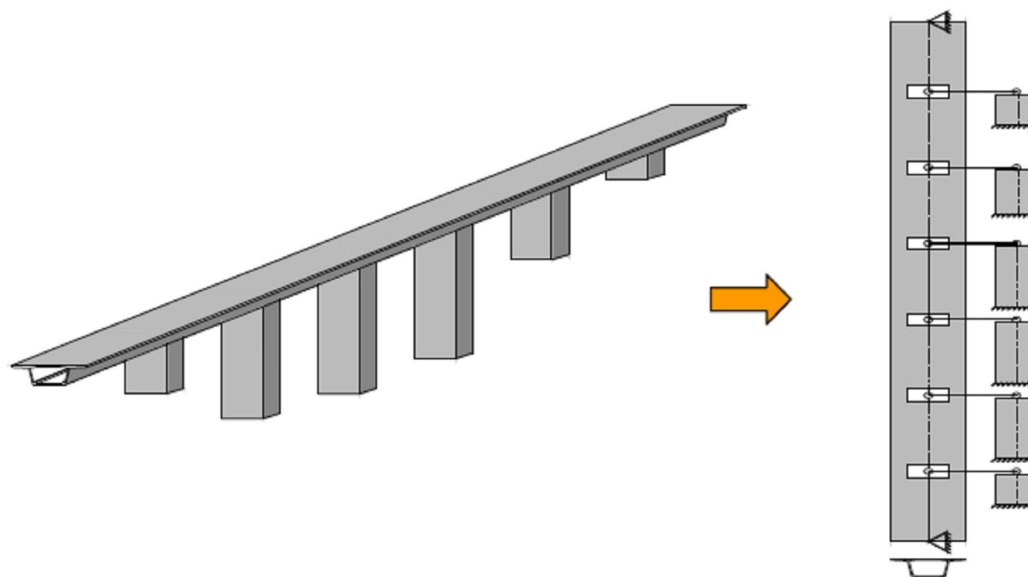


Fig. 4.4 – Modelação plana da estrutura para análise na direcção transversal.

Esta modelação simula com bastante rigor o comportamento tridimensional da estrutura, uma vez que apenas a rigidez torsional do tabuleiro não é contabilizada.

Como foi já referido, o comportamento não linear encontra-se concentrado nas extremidades das barras que simulam os pilares. O tabuleiro é considerado como tendo comportamento elástico e linear. O comprimento das rótulas plásticas foi discutido em 3.3.2.

A aplicação da expressão (3.18) resulta então nos valores indicados no Quadro 4.1 do comprimento das rótulas plásticas para os diferentes pilares.

Quadro 4.1 – Comprimento das rótulas plásticas.

Pilar	l_p [m]
Tipo 1 (7 m)	0.78
Tipo 2 (14 m)	1.34
Tipo 3 (21 m)	1.90

4.2.2. ADAPTAÇÃO DA GEOMETRIA DAS SECÇÕES.

A conversão da secção oca original para uma secção cheia rectangular, compatível com o uso do programa PNL, foi feita calculando uma secção equivalente em termos de área e inércia à flexão em regime elástico.

Quadro 4.2 – Secções rectangulares equivalentes.

	EA [N]	EI [N.m ²]		Base [m]	Altura [m]
Pilar	1.27E+08	2.23E+08	→	0.851	4.595
Tabuleiro	1.74E+08	2.21E+09	→	0.435	12.349

(E = 34403.7 Mpa)

4.2.3. MODELAÇÃO DOS ENCONTROS

Durante este trabalho, foram feitas tentativas com vista a modelar os encontros com elementos de barra. A intenção foi de modelar os encontros que simulam aparelhos de apoio, isto é, que têm comportamento elástico linear. O esquema utilizado para a modelação dos encontros foi o ilustrado na Fig. 4.5. São utilizadas quatro barras para simular a rigidez longitudinal do encontro e uma barra para a rigidez transversal.

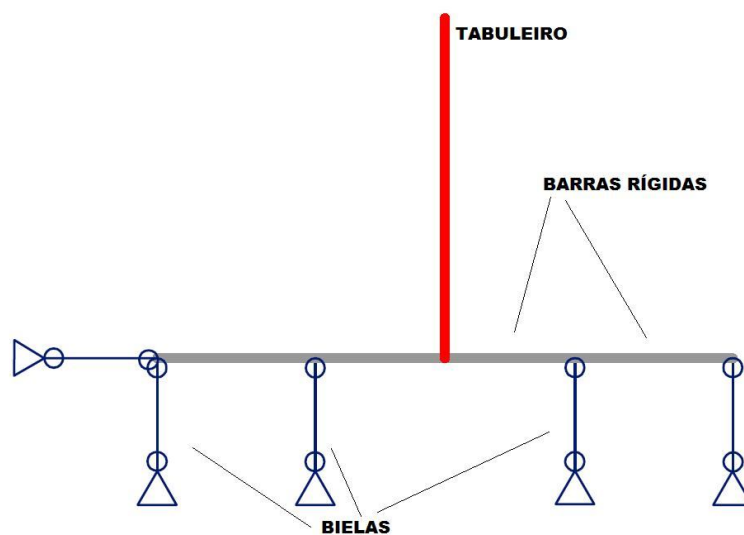


Fig. 4.5 – Modelação dos encontros com elementos de barra.

Neste trabalho, porém, para maior simplicidade e clareza na interpretação dos resultados, optou-se por efectuar os cálculos aplicando apoios fixos com liberdade de rotação nas extremidades do tabuleiro (Fig. 4.6).



Fig. 4.6 – Esquema de modelação da ponte P222.

4.3. CALIBRAÇÃO E VALIDAÇÃO DOS MODELOS DAS PONTES

Os modelos em PNL foram validados a partir da comparação de análises dinâmicas realizadas com este programa e com o *software* Seismostruct [33]. Para o efeito foi ensaiada com os dois programas a ponte P222, utilizando o acelerograma A1 com a duração de 24.56 s. O acelerograma foi escalado numa primeira fase para um valor baixo da aceleração de pico (1.5 m/s^2), na tentativa de obter respostas elásticas ou apenas com pequenas incursões em regime não linear. Posteriormente aumentou-se a aceleração de pico para 9.8 m/s^2 , com vista a comparar as respostas sísmicas em regime não linear nos dois programas de cálculo. O parâmetro utilizado para comparação foi a história de deslocamentos no topo do pilar central da ponte P222.

Como primeiro teste, compararam-se as respostas sísmicas dadas pelos dois programas para a ponte dotada de encontros rígidos com liberdade de rotação, e com 0% de amortecimento estrutural. Verificou-se que os resultados dados pelos dois programas eram bastante díspares, como se pode verificar na Fig. 4.7. Note-se que a frequência principal de vibração da estrutura parece ser semelhante, mas o nível de deslocamentos revela-se completamente diferente. Tendo isto em conta, optou-se por testar a ponte com as mesmas condições de apoio, mas com 1% de amortecimento estrutural (Fig. 4.8). Os resultados mostram que as respostas sísmicas dadas pelos dois programas se aproximam em algumas partes do gráfico, principalmente devido à redução dos deslocamentos dados pelo programa Seismostruct.

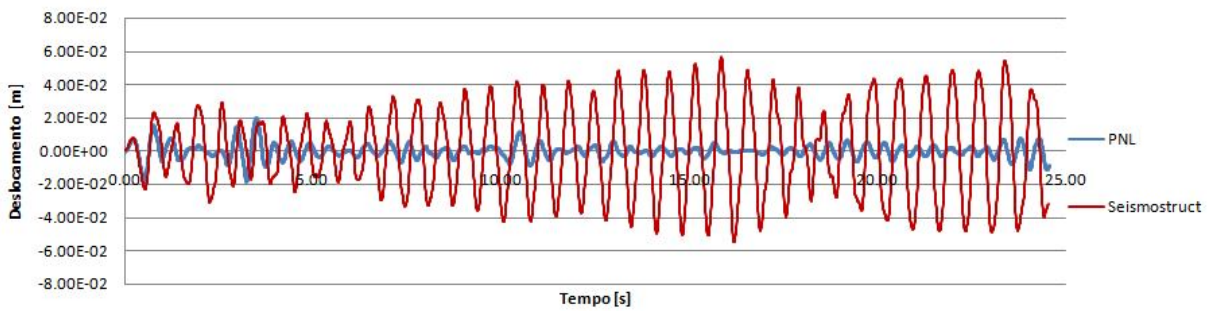


Fig. 4.7 – Comparação da resposta sísmica da P222, com encontros rígidos e 0% de amortecimento estrutural, para uma aceleração de pico de 1.5 m/s^2 .

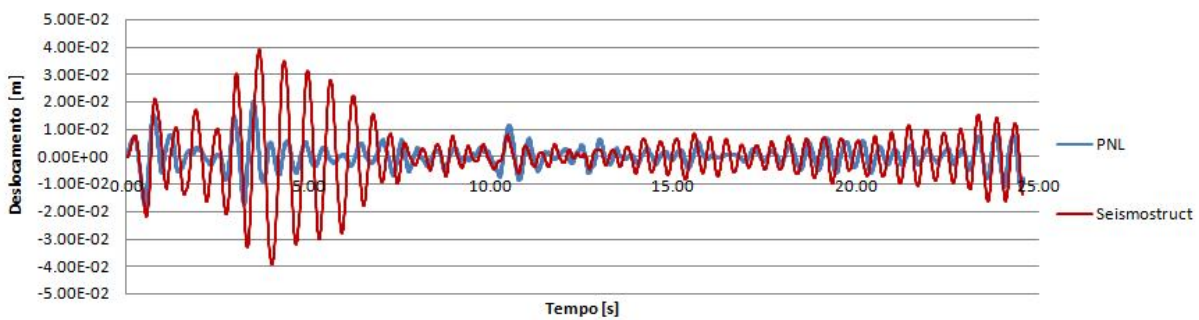


Fig. 4.8 – Comparação da resposta sísmica da P222, com encontros rígidos e 1% de amortecimento estrutural, para uma aceleração de pico de 1.5 m/s^2 .

Dada a existência de uma zona do gráfico (sensivelmente entre os 1 e os 7 segundos) onde as respostas são ainda bastante díspares, testaram-se então os modelos com 2% de amortecimento estrutural. O resultado, patente na Fig. 4.9, mostra já as respostas sísmicas satisfatoriamente próximas.

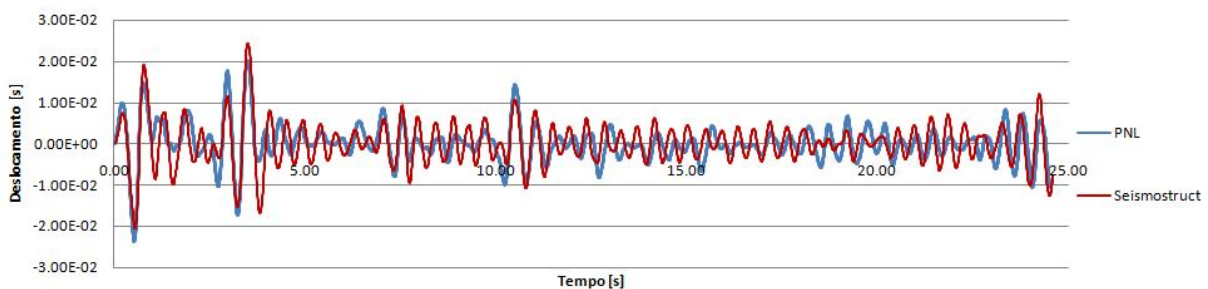


Fig. 4.9 – Comparação da resposta sísmica da P222, com encontros rígidos e 2% de amortecimento estrutural, para uma aceleração de pico de 1.5 m/s^2 .

Obtiveram-se também as respostas sísmicas para a ponte P222 desta vez com os encontros flexíveis modelados como descrito no ponto 4.2.2, mantendo-se o amortecimento estrutural em 2%. Os deslocamentos segundo os dois programas mostram-se também próximos (Fig. 4.10). Todavia, como

foi previamente indicado, os cálculos da probabilidade de ruína foram efectuados com as pontes modeladas com apoios rígidos.

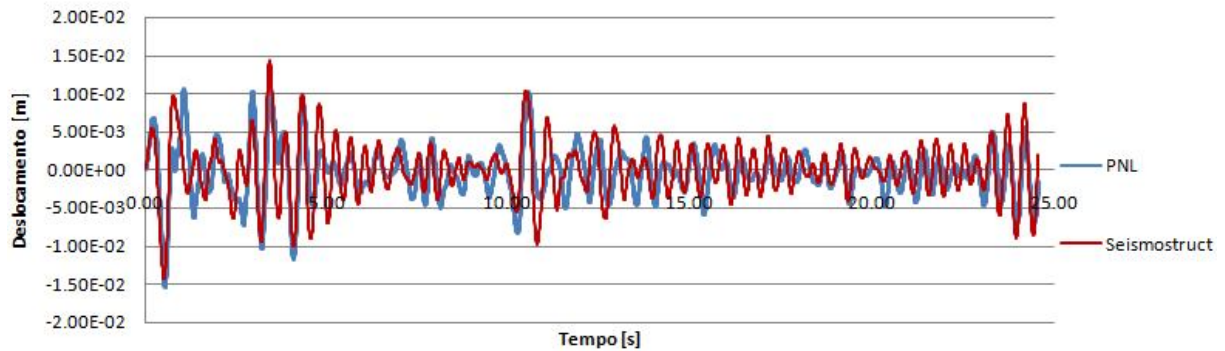


Fig. 4.10 – Comparação da resposta sísmica da P222, com encontros flexíveis e 2% de amortecimento estrutural, para uma aceleração de pico de 1.5 m/s^2 .

Para confirmar que para um valor da aceleração de pico de 1.5 m/s^2 o comportamento se mantém elástico, obteve-se com o PNL o diagrama momento-curvatura correspondente (Fig. 4.11). Verifica-se que não existe nenhum patamar de cedência, logo a hipótese assumida está correcta.

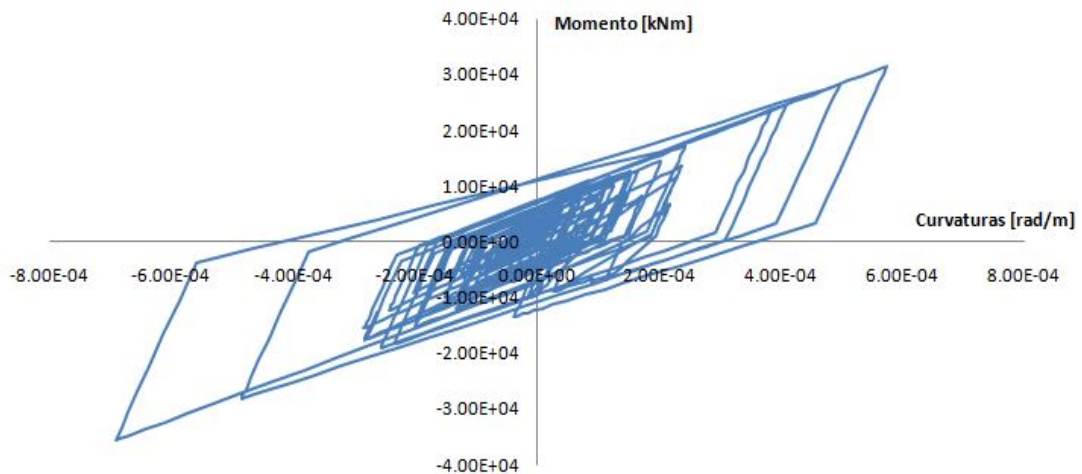


Fig. 4.11 – Diagrama momento-curvatura para uma aceleração de pico de 1.5 m/s^2 .

Procurou-se então avaliar a qualidade dos resultados fornecidos pelo PNL quando o comportamento da estrutura é não linear. Para tal aumentou-se a aceleração de pico para um valor de 9.81 m/s^2 e as respostas dinâmicas calculadas pelo PNL e pelo Seismostruct foram novamente comparadas (Fig. 4.12). Os deslocamentos segundo os dois programas mostraram-se novamente satisfatórios, pelo que neste ponto se consideraram validados os modelos desenvolvidos para o programa PNL. Foi também novamente obtido o diagrama momento-curvatura para investigar a incursão da estrutura pelo regime não linear, o que se confirma dada a existência de patamares de cedência da secção (Fig. 4.13).

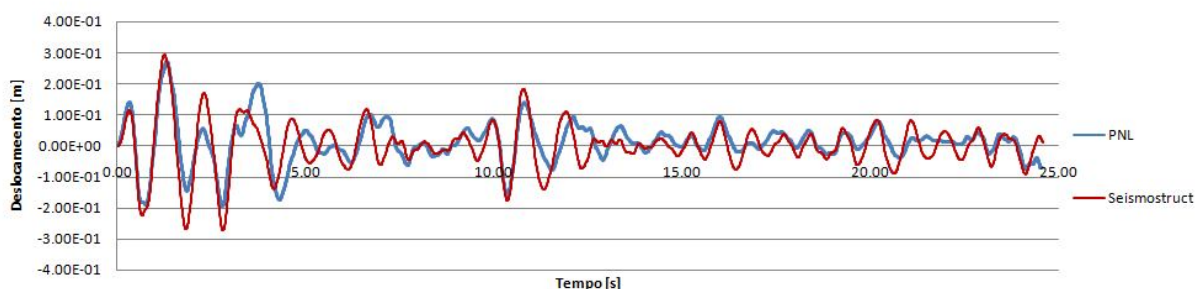


Fig. 4.12 – Comparação da resposta sísmica da P222, com encontros flexíveis e 2% de amortecimento estrutural, para uma aceleração de pico de 9.81 m/s².

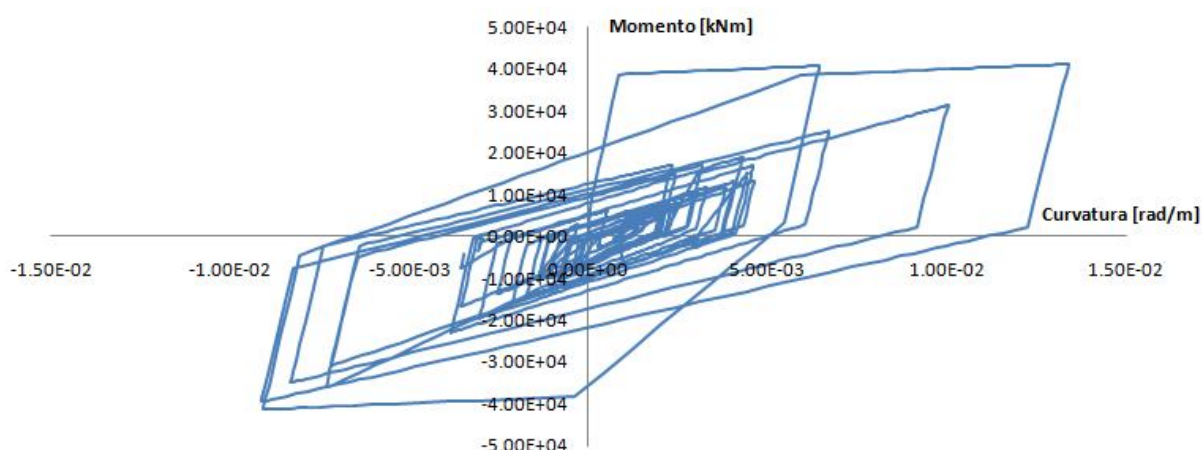


Fig. 4.13 – Diagrama momento-curvatura para uma aceleração de pico de 9.81 m/s².

4.4. MODELAÇÃO DA ACÇÃO SÍSMICA

4.4.1. ACELEROGRAMAS

A acção sísmica foi introduzida através de 10 acelerogramas que correspondem a registos colhidos em vários sismos ocorridos em Los Angeles [34]. Os acelerogramas foram escalados para corresponderem a uma probabilidade de excedência de 10% em 50 anos.

Quadro 4.3 – Acelerogramas utilizados.

Acelerograma	Local	Data	Estação de Registo	Duração [s]
A1	Imperial Valley	1940	El Centro	24.56
A2	Imperial Valley	1979	Array #05	7.11
A3	Imperial Valley	1979	Array #06	11.25
A4	Landers	1992	Barstow	22.28
A5	Landers	1992	Yermo	20.76
A6	Loma Prieta	1989	Gilroy	6.44
A7	Northridge	1994	Newhall	5.56
A8	Northridge	1994	Rinaldi	7.04
A9	Northridge	1994	Sylmar	5.34
A10	North Palm Springs	1986	-	6.82

4.4.2. INTENSIDADE

Os acelerogramas foram escalados para uma aceleração de pico antes de entrarem no cálculo.

A aceleração de pico segue uma distribuição de extremos e está representada na Fig. 4.14. Corresponde a uma função de Hazard (expressão 3.19) cujos parâmetros α e u são os seguintes:

$$\alpha = 22.49e-3$$

$$u = 400 \text{ cm/s}^2$$

O valor de α utilizado corresponde a uma acção sísmica do tipo I. Quanto ao valor de u , cálculos preliminares mostraram que as pontes em estudo apresentavam valores da probabilidade de ruína extremamente baixos para um valor de u correspondente à mesma acção do tipo I ($u = 87,38$), o que se deve possivelmente ao facto de as pontes terem sido potencialmente dimensionadas para um cenário sísmico mais gravoso. Desse modo optou-se por considerar um valor de 400 para o parâmetro u .

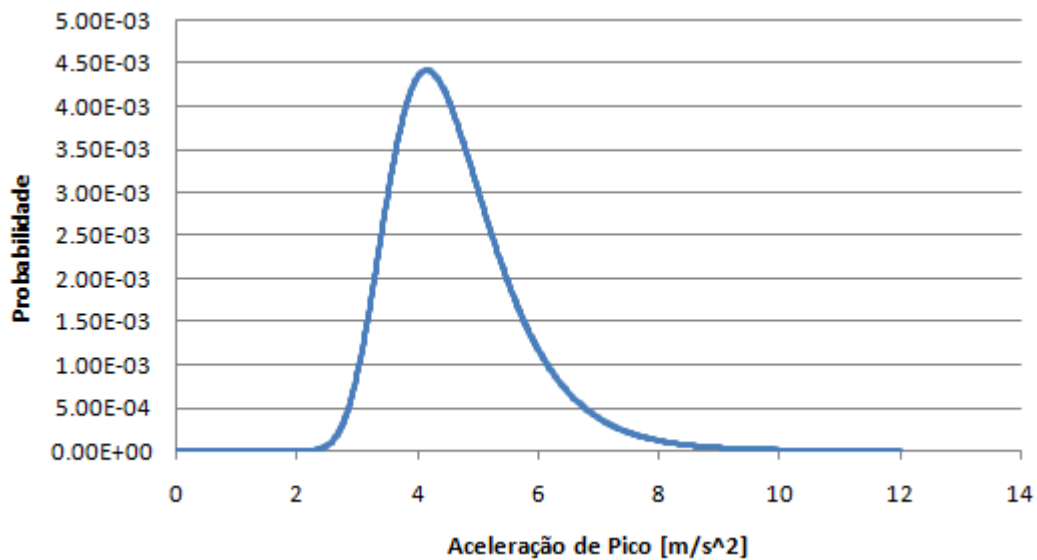


Fig. 4.14 – Função de distribuição da aceleração de pico.

5

OBTENÇÃO E DISCUSSÃO DE RESULTADOS**5.1. INTRODUÇÃO**

Neste capítulo são obtidos os valores da probabilidade de ruína segundo as duas metodologias apresentadas, sendo que para ambas são colhidos resultados com e sem o factor de controlo do *drift* máximo dos pilares. Daí resulta que, para cada pilar de cada ponte, existam quatro valores da probabilidade de ruína, cuja comparação permitirá tirar conclusões não apenas sobre a segurança das diversas pontes mas, também, sobre a validade e aplicabilidade dos métodos utilizados.

5.2. DEFINIÇÃO DA DIMENSÃO DAS AMOSTRAS PARA O MÉTODO HPL

Não tendo sido encontradas, na literatura existente, orientações relevantes nesse sentido, foi efectuado um estudo com vista à definição da dimensão das amostras a utilizar na simulação numérica pelo método do hipercubo latino (HPL).

Obteve-se duas séries de resultados da probabilidade de ruína para o pilar central da ponte P222, fazendo-se variar a dimensão das amostras utilizadas. Assim, para um dado número de simulações, são calculados dois resultados da probabilidade de ruína diferentes, em que as propriedades resistentes dos materiais e a intensidade da acção sísmica são obtidas de forma aleatória com o método do hipercubo latino, tal como exposto em 3.3.4.2. Desta forma, é possível analisar a variabilidade do método em duas direcções, isto é, a variação do resultado entre amostras com o mesmo número de simulações ou entre amostras em que o número de simulações varia.

A probabilidade de ruína foi calculada segundo a metodologia que utiliza o método do Hipercubo Latino de forma global, isto é, a metodologia apresentada em 3.3.4. Não foi introduzido o factor de controlo do *drift* dos pilares.

O facto de nesta metodologia o tipo de sismo seguir uma distribuição uniforme pode levantar dúvidas quanto à influência deste factor na variabilidade do método, tendo sido optado por separar as simulações de acordo com o acelerograma associado, isto é, para cada simulação foram obtidos 10 valores da probabilidade de ruína, relativos aos dez acelerogramas.

Calcularam-se amostras com 10, 20, 50, 100, 200 e 500 simulações. Nas Figuras 5.1 a 5.10 apresentam-se os resultados.

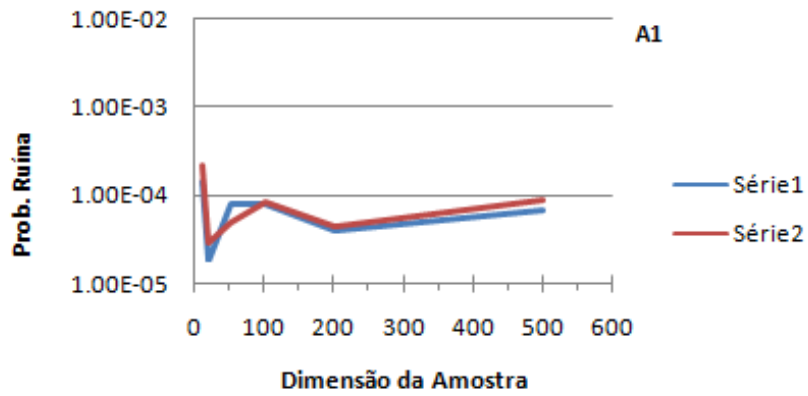


Fig. 5.1 – Evolução dos resultados com a dimensão da amostra (Acelerograma 1)

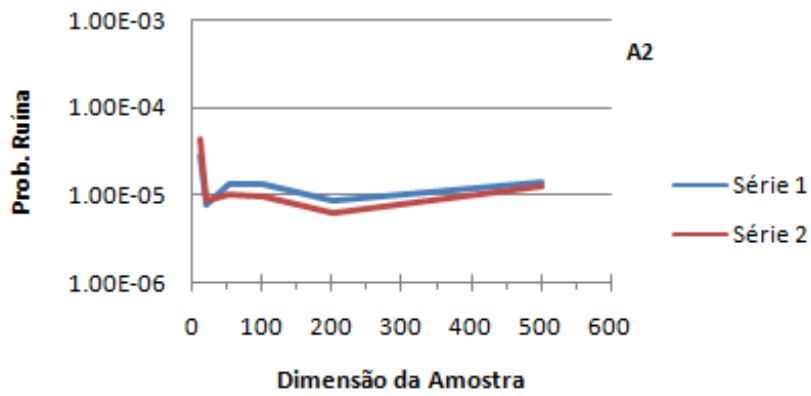


Fig. 5.2 – Evolução dos resultados com a dimensão da amostra (Acelerograma 2)

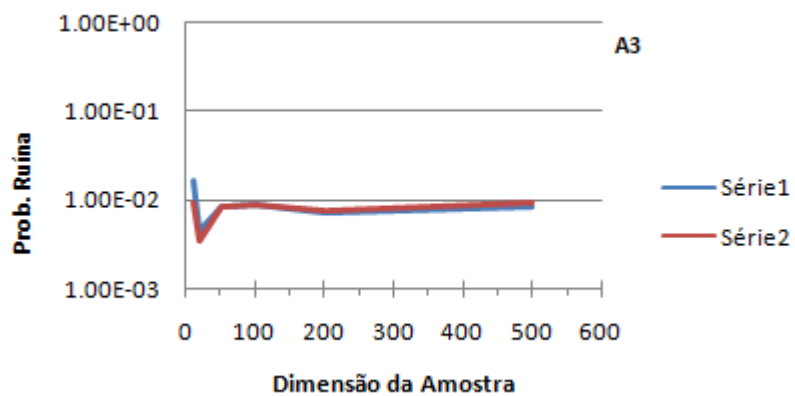


Fig. 5.3 – Evolução dos resultados com a dimensão da amostra (Acelerograma 3)

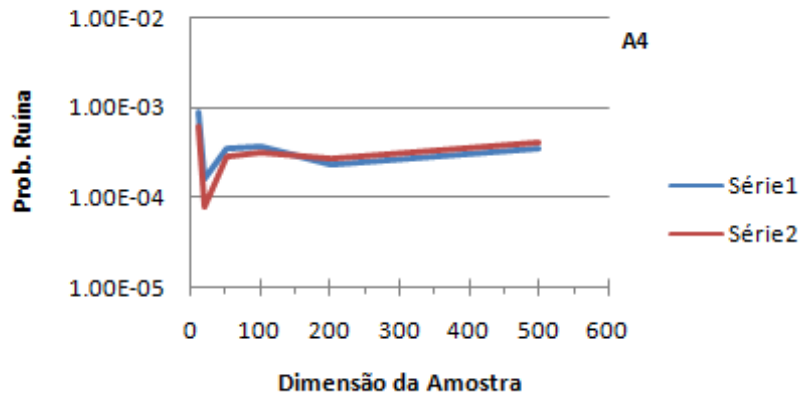


Fig. 5.4 – Evolução dos resultados com a dimensão da amostra (Acelerograma 4)

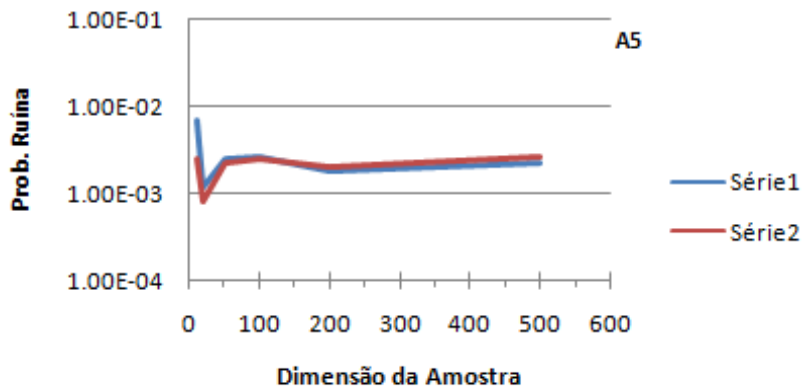


Fig. 5.5 – Evolução dos resultados com a dimensão da amostra (Acelerograma 5)

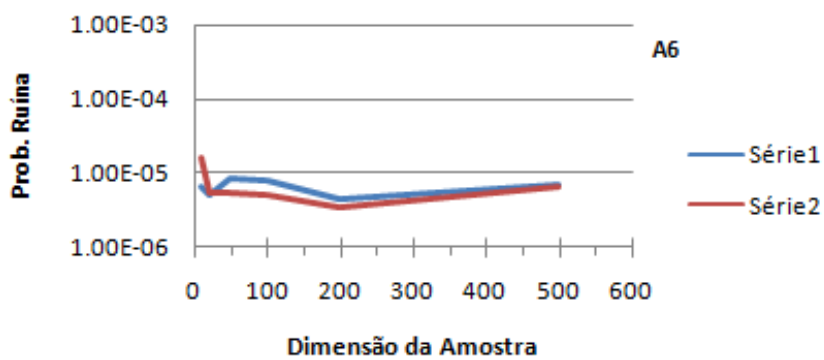


Fig. 5.6 – Evolução dos resultados com a dimensão da amostra (Acelerograma 6)

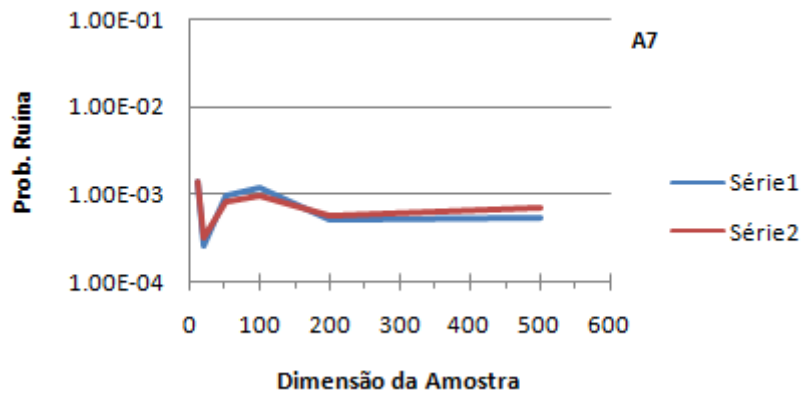


Fig. 5.7 – Evolução dos resultados com a dimensão da amostra (Acelerograma 7)

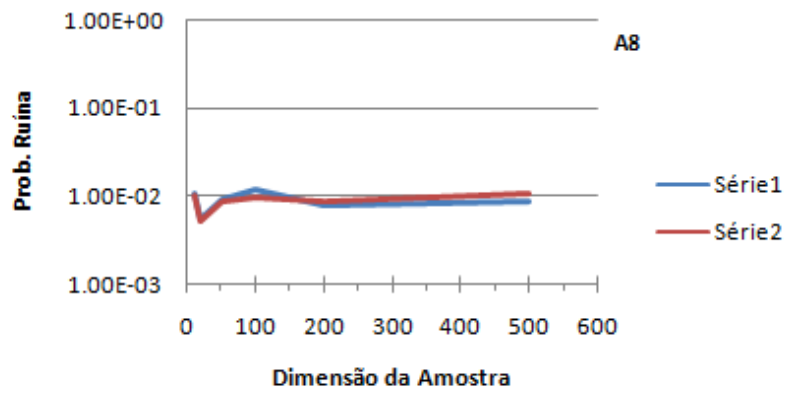


Fig. 5.8 – Evolução dos resultados com a dimensão da amostra (Acelerograma 8)

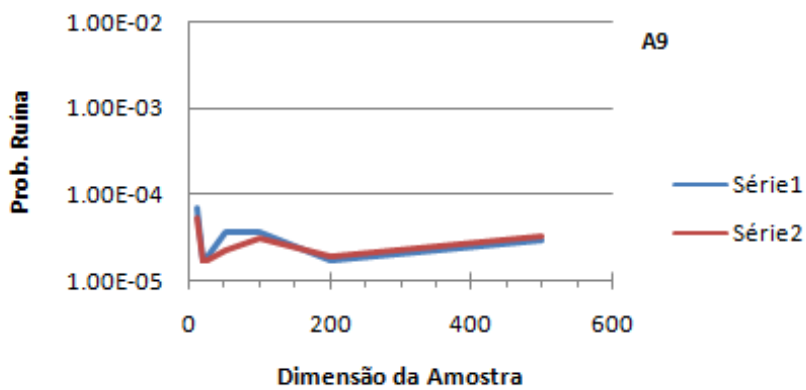


Fig. 5.9 – Evolução dos resultados com a dimensão da amostra (Acelerograma 9)

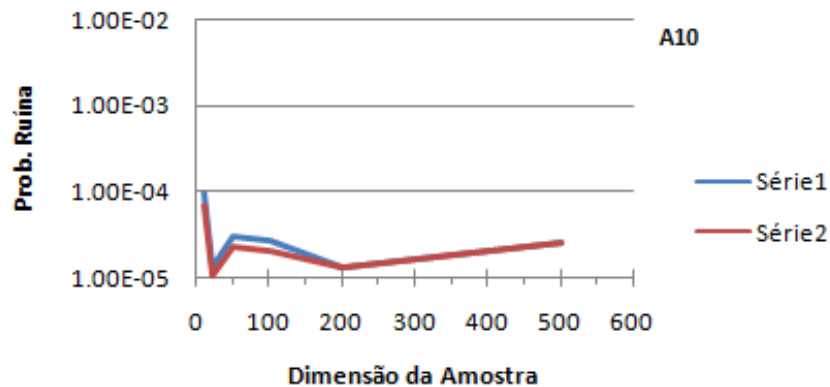


Fig. 5.10 – Evolução dos resultados com a dimensão da amostra (Acelerograma 10)

Da observação destes resultados pode inferir-se que o método apresenta uma variabilidade de resultados bastante baixa na direcção vertical, i.e. entre séries independentes de geração de resultados correspondentes a amostras com as mesmas dimensões, uma vez que para todos os sismos, as duas séries de resultados são praticamente coincidentes.

Quanto à variabilidade na direcção horizontal, i.e. entre amostras com diferentes dimensões, verifica-se que até às 50 simulações os resultados apresentam alguma dispersão, mas a partir desse ponto a constância dos resultados apresenta-se satisfatória.

Seguidamente fez-se uma análise semelhante, mas contabilizando também a variabilidade do tipo de sismo, tendo-se colhido nesta fase três séries de resultados (Fig. 5.11). Estas séries têm significado semelhante às da análise feita individualmente para cada sismo, com a diferença de o tipo de sismo ser agora também uma variável. Optou-se por adicionar uma terceira série de resultados, dado ser previsível o aumento da dispersão dos resultados com a introdução de mais uma variável.

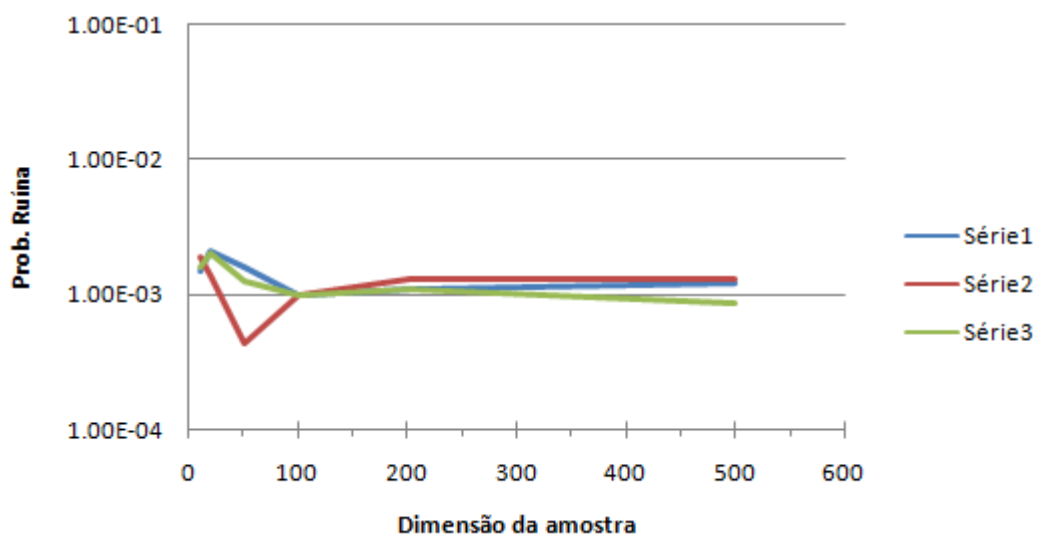


Fig. 5.11– Evolução dos resultados com a dimensão da amostra (acelerogramas com distribuição uniforme)

Neste caso, verifica-se que amostras com número de simulações inferior a 100 apresentam uma dispersão considerável, tanto na direcção vertical como na direcção horizontal. Todavia, a partir das 100 amostras a constância dos resultados revela-se bastante satisfatória.

Concluiu-se então que, para a avaliação da segurança com a metodologia HPL, amostras de 100 ocorrências deverão ser suficientes para a obtenção de resultados fiáveis. Contudo, por uma questão de maior confiança nos resultados, e uma vez que o acréscimo no tempo de cálculo se revelou pouco significativo, optou-se por realizar 200 simulações para a obtenção dos resultados finais deste trabalho.

Observando também que a probabilidade de ruína varia entre as ordens de grandeza 10^{-6} e 10^{-2} , conforme o acelerograma considerado, pode também concluir-se que o tipo de sismo afecta consideravelmente a probabilidade de ruína, sendo a principal fonte de variabilidade deste método. Na Fig. 5.12 pode observar-se mais claramente a dispersão entre valores da probabilidade de ruína para os diferentes acelerogramas. Os valores correspondem aos valores da “Série 1” para 200 simulações correspondentes aos dez acelerogramas.

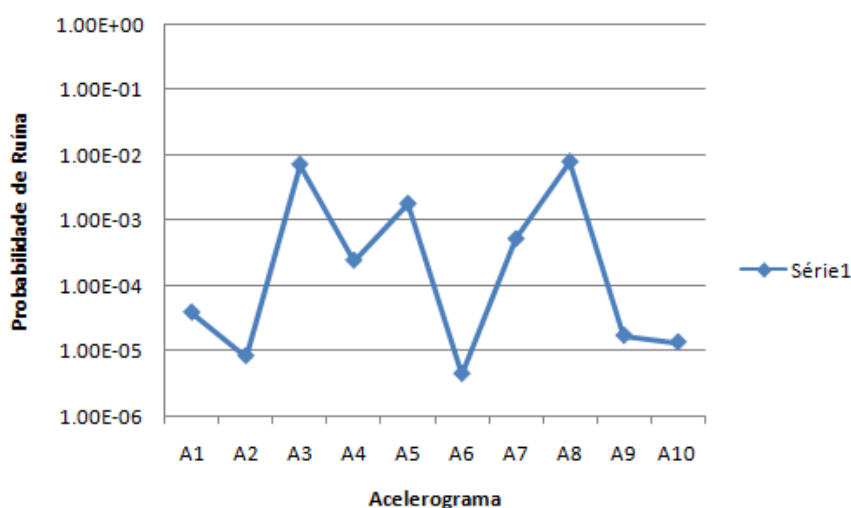


Fig. 5.12 – Variação da probabilidade de ruína com o tipo de sismo.

5.3. OBTENÇÃO DE RESULTADOS COM A METODOLOGIA NSA

Neste subcapítulo apresentam-se os valores da probabilidade de ruína obtidos com a metodologia NSA para os vários pilares das pontes, bem como as respectivas funções de vulnerabilidade. Nas figuras onde se ilustram as funções de vulnerabilidade dos pilares isolados podem observar-se as ductilidades exigidas por cada acelerograma em para cada nível de intensidade sísmica (pontos a verde nas figuras), sendo que cada ponto da função de vulnerabilidade ajustada corresponde à média das ductilidades exigidas pelos vários acelerogramas. Para uma mais fácil comparação entre as ductilidades exigidas aos diferentes pilares em cada ponte, é ainda apresentado um gráfico para cada ponte com as funções de vulnerabilidade de todos os seus pilares. Mostram-se ainda as ductilidades médias disponíveis nos pilares. Finalmente, apresentam-se os valores da probabilidade de ruína para cada pilar.

5.3.1. FUNÇÕES DE VULNERABILIDADE DOS PILARES DA PONTE P123

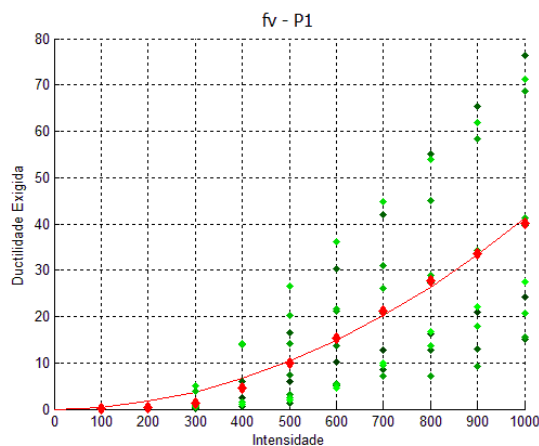


Fig. 5.13 - Função de vulnerabilidade do pilar 1 da ponte P123.

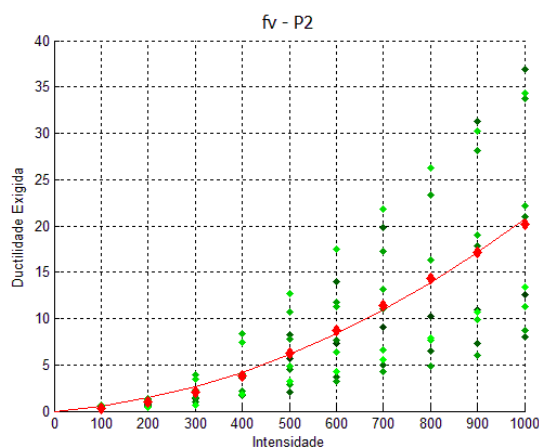


Fig. 5.14 - Função de vulnerabilidade do pilar 2 da ponte P123.

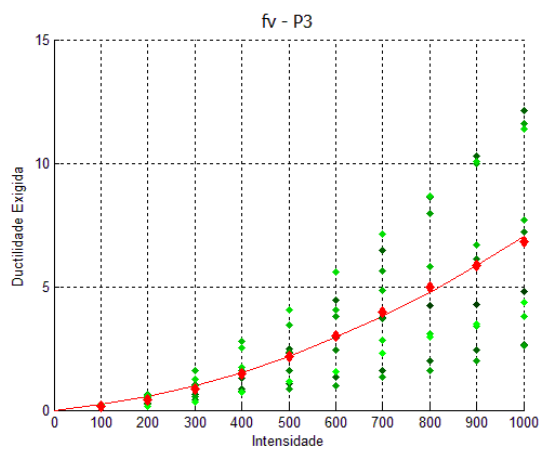


Fig. 5.15 - Função de vulnerabilidade do pilar 3 da ponte P123.

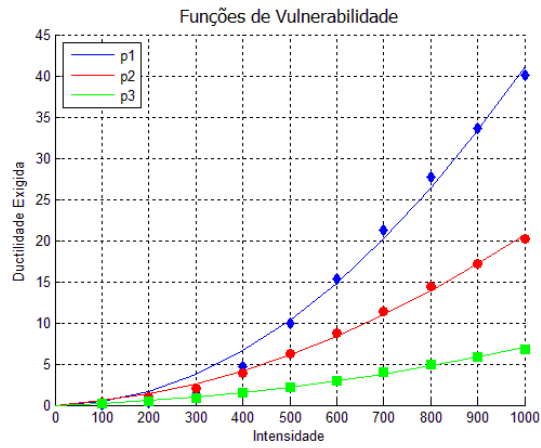


Fig. 5.16 - Funções de vulnerabilidade dos pilares da ponte P123.

5.3.2. FUNÇÕES DE VULNERABILIDADE DOS PILARES DA PONTE P222

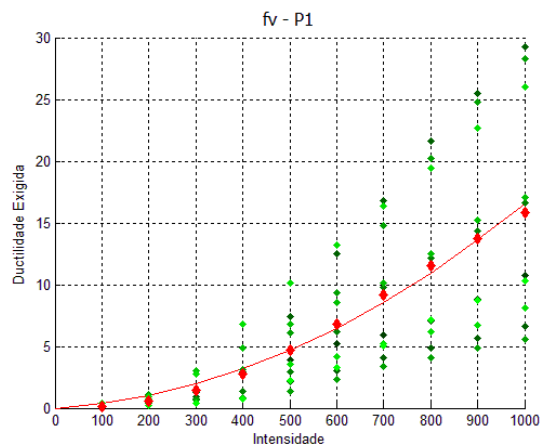


Fig. 5.17 - Função de vulnerabilidade do pilar 1 da ponte P222.

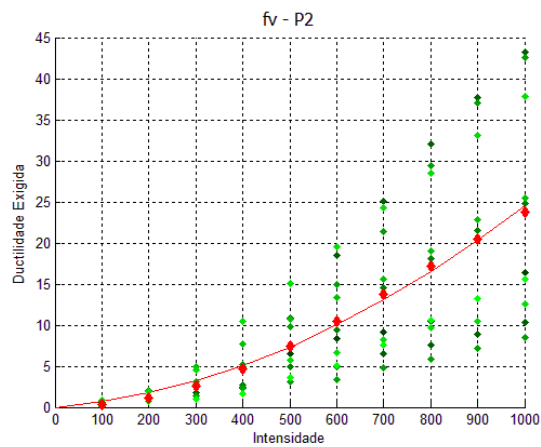


Fig. 5.18 - Função de vulnerabilidade do pilar 2 da ponte P222.

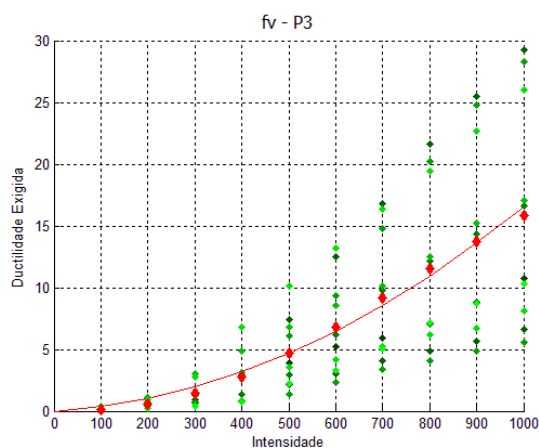


Fig. 5.19 - Função de vulnerabilidade do pilar 3 da ponte P222.

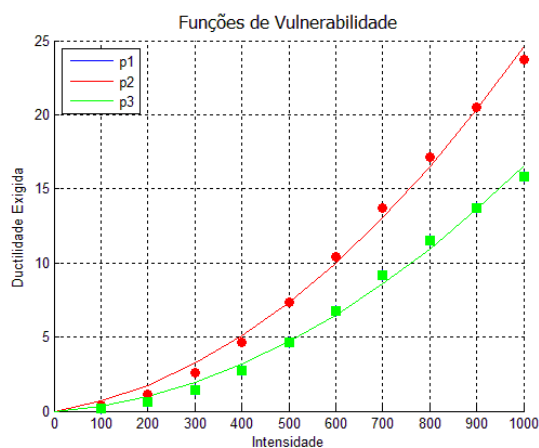


Fig. 5.20 - Funções de vulnerabilidade dos pilares da ponte P222.

5.3.3. FUNÇÕES DE VULNERABILIDADE DOS PILARES DA PONTE P213

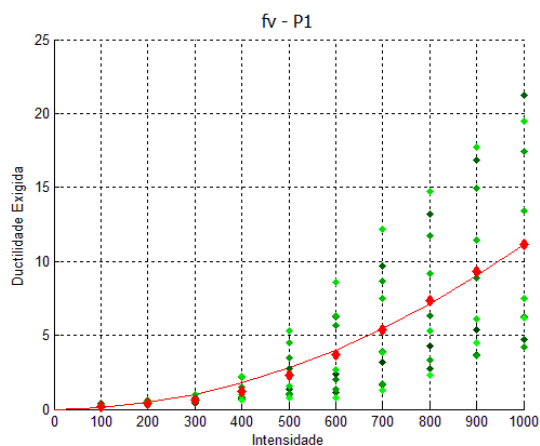


Fig. 5.21 - Função de vulnerabilidade do pilar 1 da ponte P213.

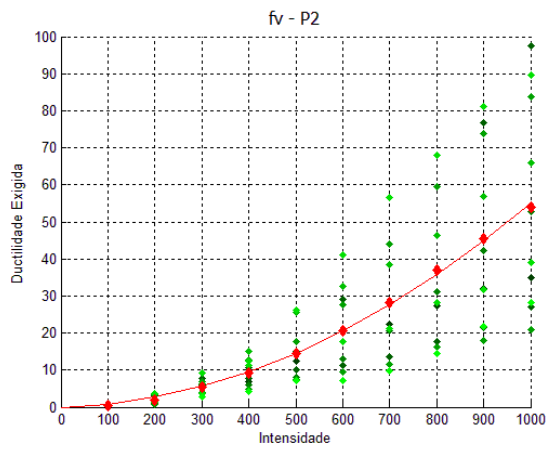


Fig. 5.22 - Função de vulnerabilidade do pilar 2 da ponte P213.

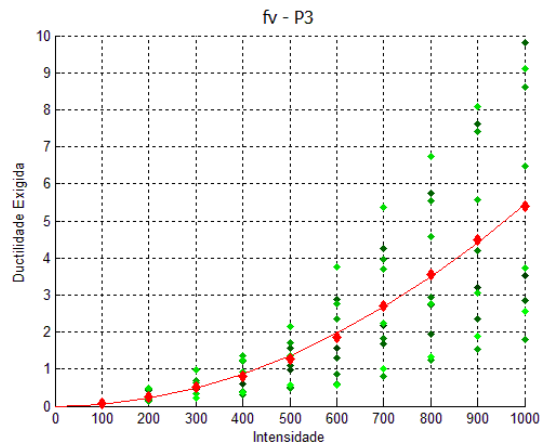


Fig. 5.23 - Função de vulnerabilidade do pilar 3 da ponte P213.

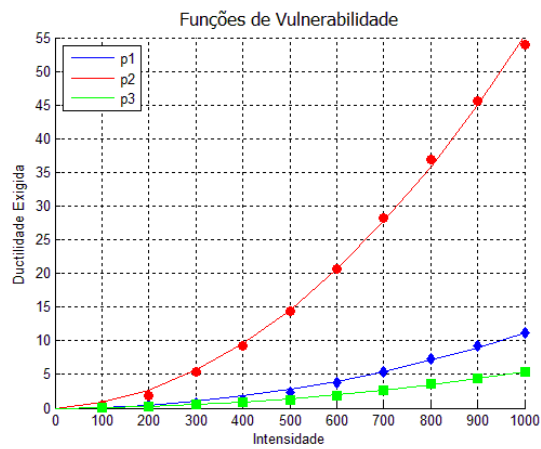


Fig. 5.24 - Funções de vulnerabilidade dos pilares da ponte P213.

5.3.4. FUNÇÕES DE VULNERABILIDADE DOS PILARES DA PONTE P232

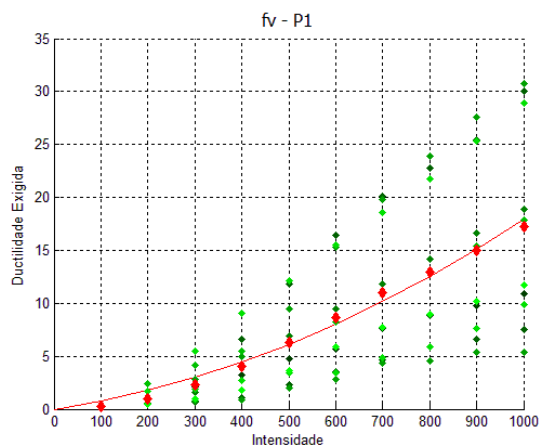


Fig. 5.25 - Função de vulnerabilidade do pilar 1 da ponte P232.

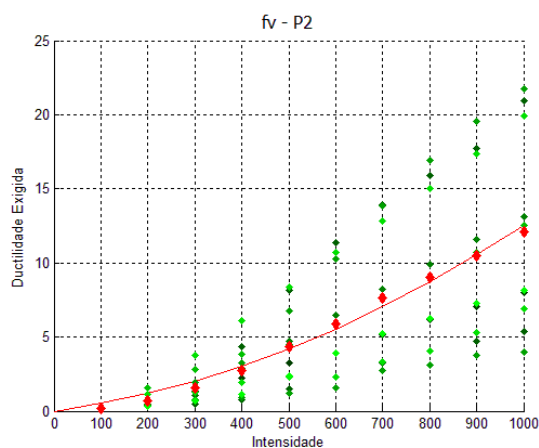


Fig. 5.26 - Função de vulnerabilidade do pilar 2 da ponte P232.

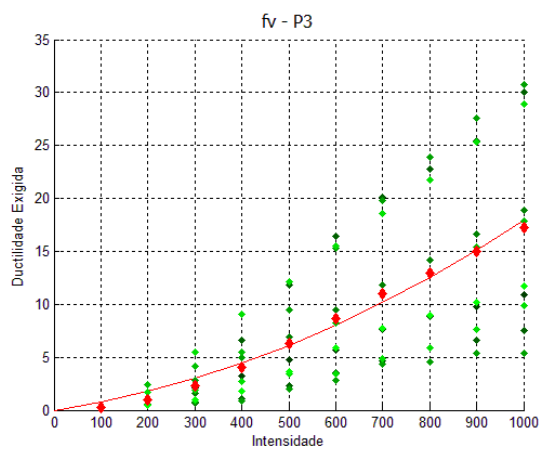


Fig. 5.27 - Função de vulnerabilidade do pilar 3 da ponte P232.

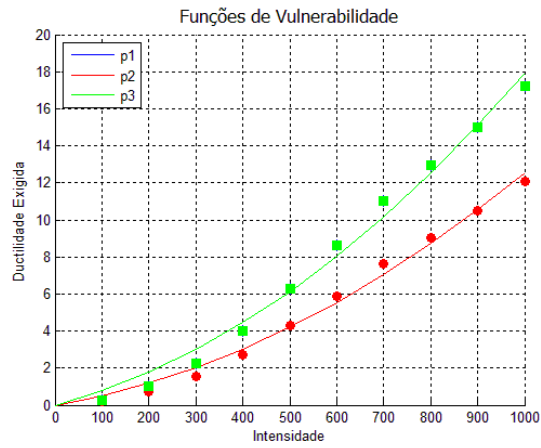


Fig. 5.28 - Funções de vulnerabilidade dos pilares da ponte P232.

5.3.5. FUNÇÕES DE VULNERABILIDADE DOS PILARES DA PONTE P2222222

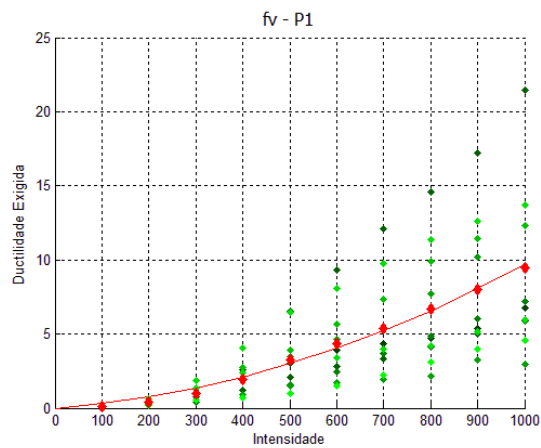


Fig. 5.29 - Função de vulnerabilidade do pilar 1 da ponte P2222222.

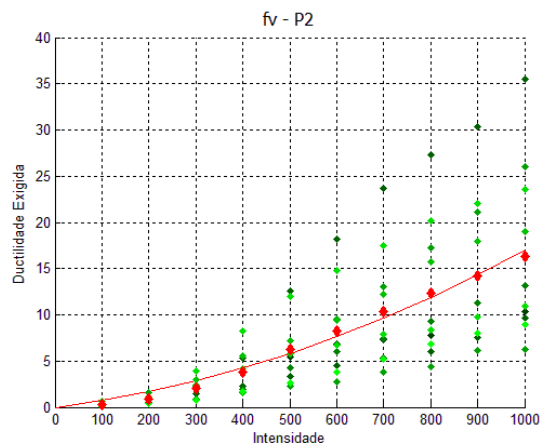


Fig. 5.30 - Função de vulnerabilidade do pilar 2 da ponte P2222222.

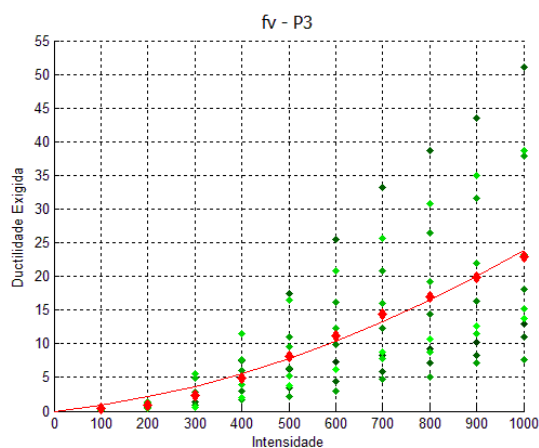


Fig. 5.31 - Função de vulnerabilidade do pilar 3 da ponte P2222222.

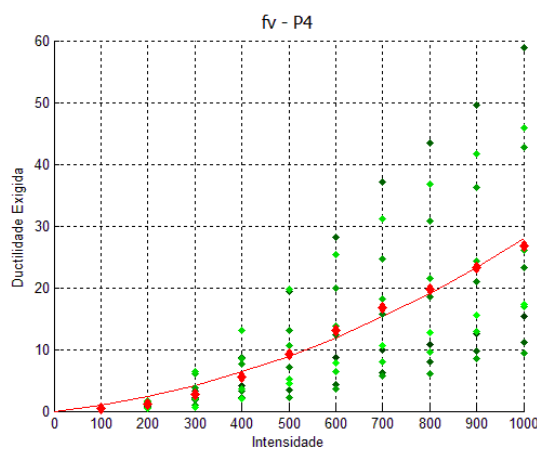


Fig. 5.32 - Função de vulnerabilidade do pilar 4 da ponte P2222222.

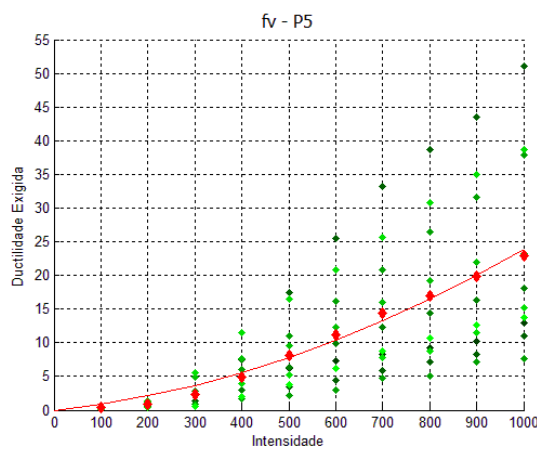


Fig. 5.33 - Função de vulnerabilidade do pilar 5 da ponte P2222222.

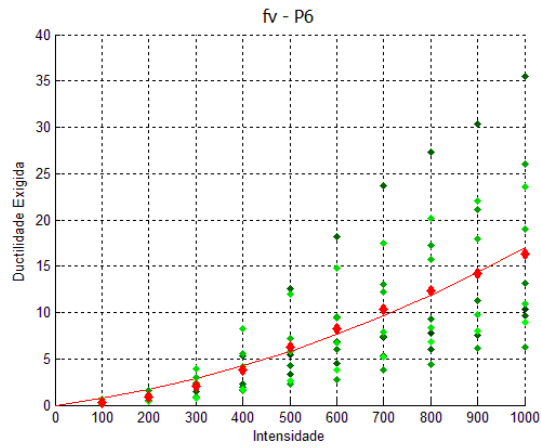


Fig. 5.34 - Função de vulnerabilidade do pilar 6 da ponte P2222222.

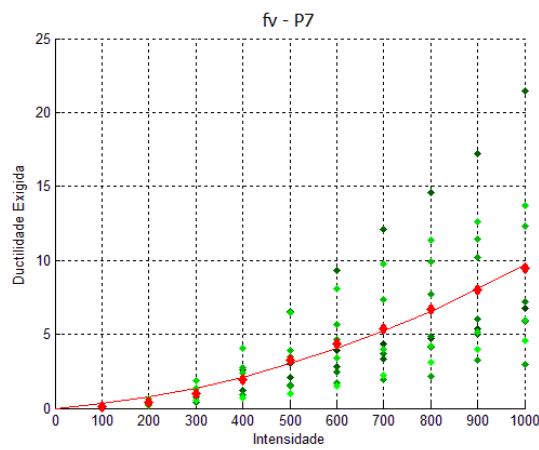


Fig. 5.35 - Função de vulnerabilidade do pilar 7 da ponte P2222222.

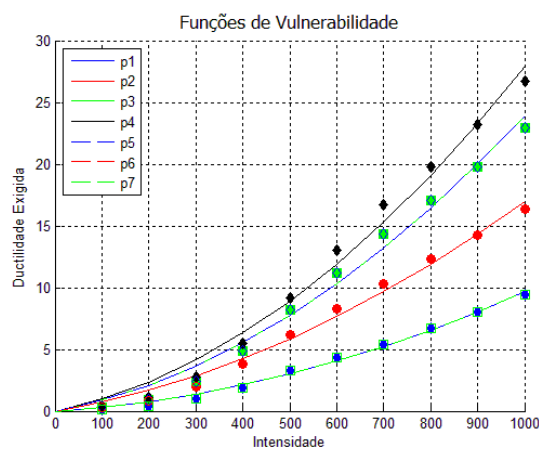


Fig. 5.36 - Funções de vulnerabilidade dos pilares da ponte P2222222.

5.3.6. FUNÇÕES DE VULNERABILIDADE DOS PILARES DA PONTE P2331312

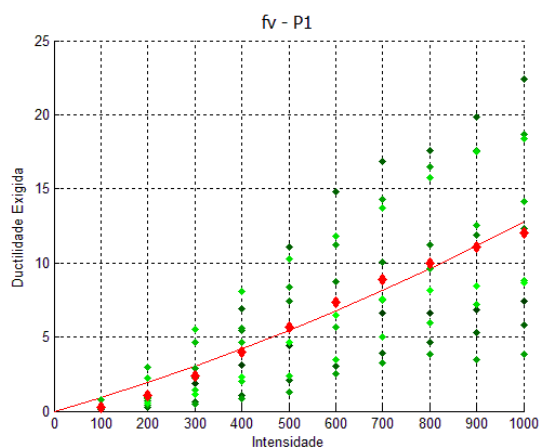


Fig. 5.37 - Função de vulnerabilidade do pilar 1 da ponte P2331312.

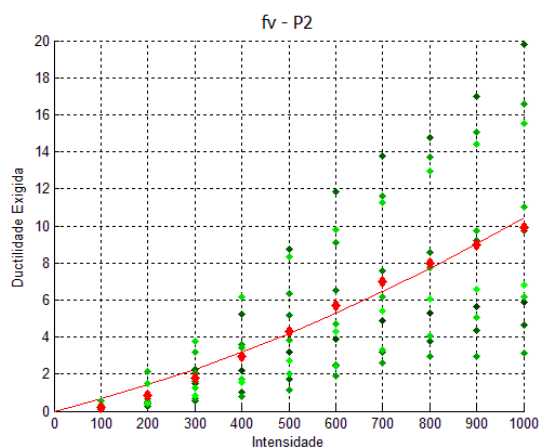


Fig. 5.38 - Função de vulnerabilidade do pilar 2 da ponte P2331312.

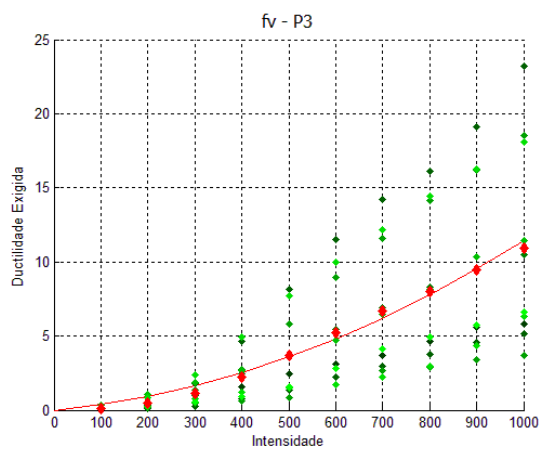


Fig. 5.39 - Função de vulnerabilidade do pilar 3 da ponte P2331312.

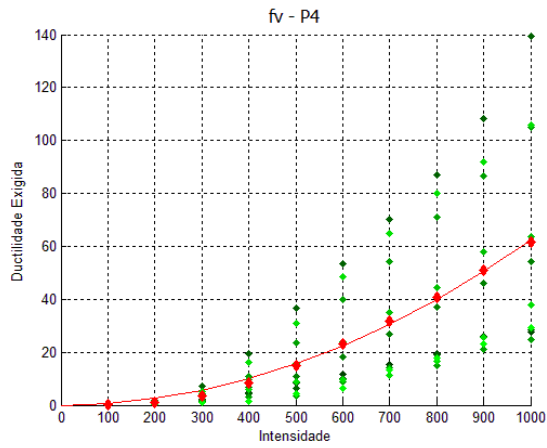


Fig. 5.40 - Função de vulnerabilidade do pilar 4 da ponte P2331312.

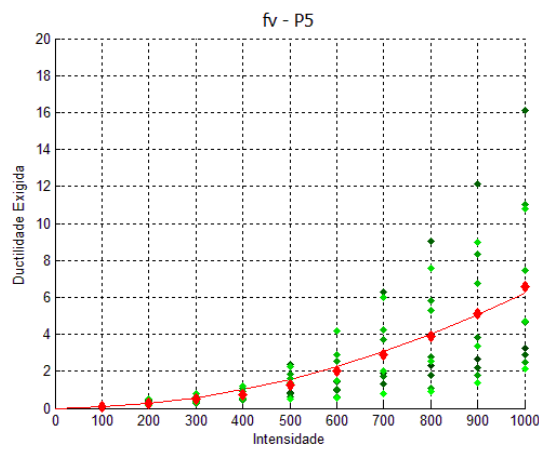


Fig. 5.41 - Função de vulnerabilidade do pilar 5 da ponte P2331312.

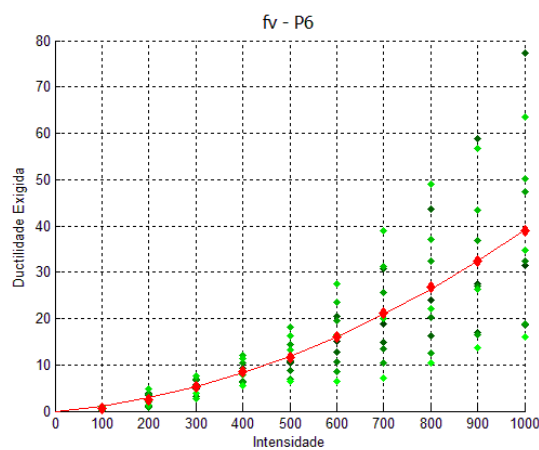


Fig. 5.42 - Função de vulnerabilidade do pilar 6 da ponte P2331312.

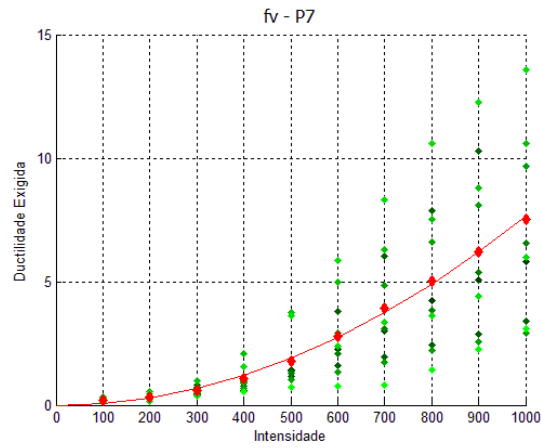


Fig. 5.43 - Função de vulnerabilidade do pilar 7 da ponte P2331312.

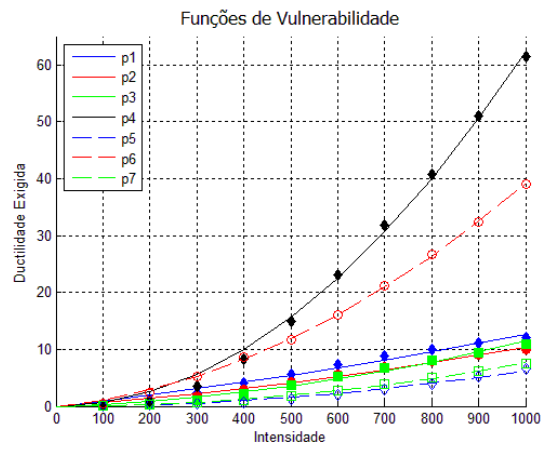


Fig. 5.44 - Funções de vulnerabilidade dos pilares da ponte P2331312.

5.3.7. FUNÇÕES DE VULNERABILIDADE DOS PILARES DA PONTE P3332111

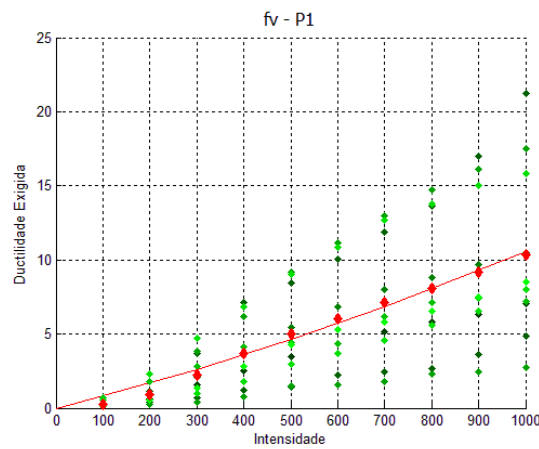


Fig. 5.45 - Função de vulnerabilidade do pilar 1 da ponte P3332111.

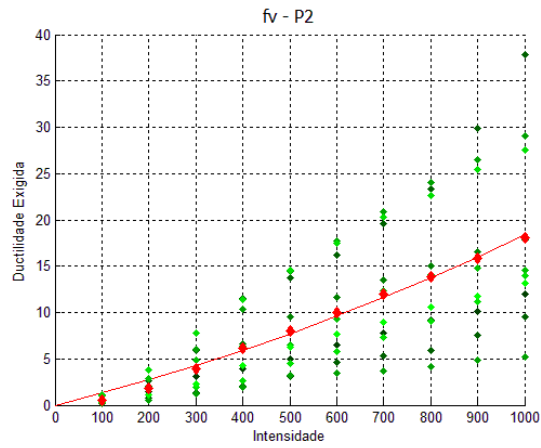


Fig. 5.46 - Função de vulnerabilidade do pilar 2 da ponte P3332111.

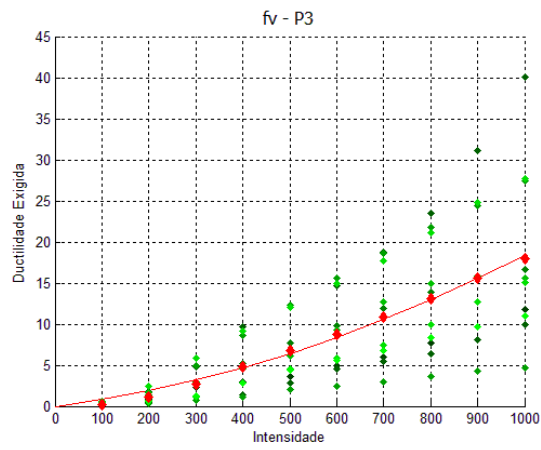


Fig. 5.47 - Função de vulnerabilidade do pilar 3 da ponte P3332111.

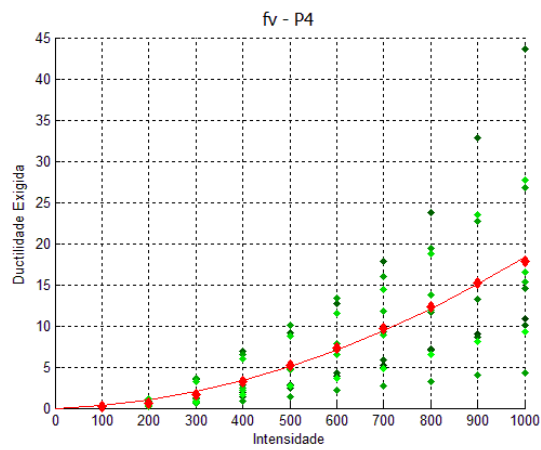


Fig. 5.48 - Função de vulnerabilidade do pilar 4 da ponte P3332111.

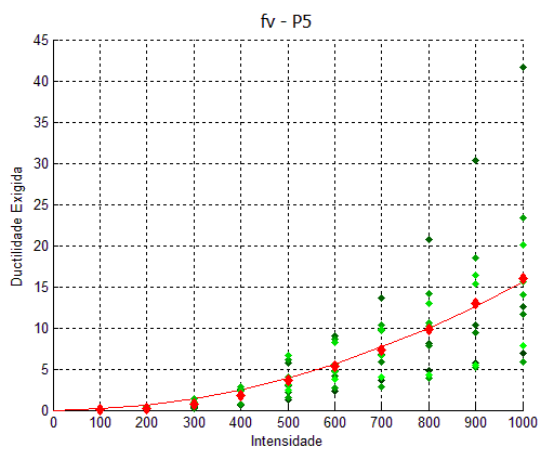


Fig. 5.49 - Função de vulnerabilidade do pilar 5 da ponte P3332111.

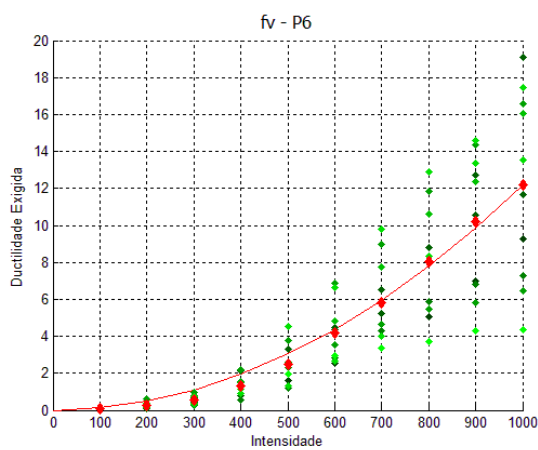


Fig. 5.50 - Função de vulnerabilidade do pilar 6 da ponte P3332111.

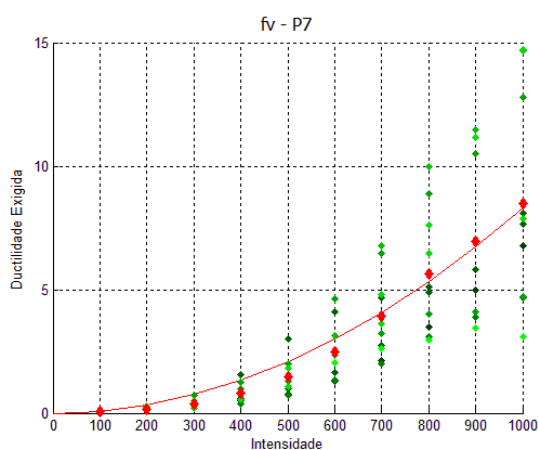


Fig. 5.51 - Função de vulnerabilidade do pilar 7 da ponte P3332111.

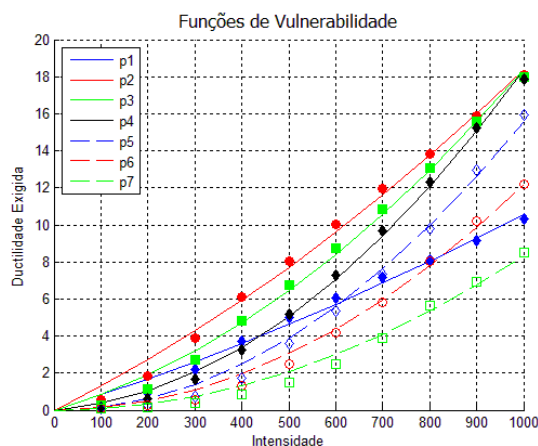


Fig. 5.52 - Funções de vulnerabilidade dos pilares da ponte P3332111.

5.3.8. DUCTILIDADES DISPONÍVEIS

No Quadro 5.1 apresentam-se os valores da ductilidade disponível nos pilares das diversas pontes. Neste quadro, os valores da ductilidade disponível correspondem ao valor médio das ductilidades obtidas pelo método do Hipercubo Latino nas 200 simulações efectuadas. Apresentam-se os valores da ductilidade disponível dada pelas propriedades da secção e dos materiais constituintes, μ_R , e a ductilidade disponível dada pelo factor de controlo do *drift* máximo, $\mu_{R \text{ DRIFT}}$.

Quadro 5.1 – Ductilidades disponíveis nos pilares.

Ponte		Pilar 1	Pilar 2	Pilar 3	Pilar 4	Pilar 5	Pilar 6	Pilar 7
P123	μ_R	34.20	34.44	33.92	-	-	-	-
	$\mu_{R \text{ DRIFT}}$	59.34	36.57	14.19	-	-	-	-
P222	μ_R	34.04	34.42	34.04	-	-	-	-
	$\mu_{R \text{ DRIFT}}$	33.92	36.58	33.92	-	-	-	-
P213	μ_R	34.12	34.65	33.99	-	-	-	-
	$\mu_{R \text{ DRIFT}}$	33.95	61.40	14.24	-	-	-	-
P232	μ_R	34.05	34.28	34.05	-	-	-	-
	$\mu_{R \text{ DRIFT}}$	33.93	17.32	33.93	-	-	-	-
P2222222	μ_R	34.04	34.34	34.25	34.28	34.25	34.34	34.04
	$\mu_{R \text{ DRIFT}}$	34.01	36.12	35.55	35.73	35.55	36.12	34.01
P2331312	μ_R	34.06	34.21	34.13	34.45	34.13	34.51	34.06
	$\mu_{R \text{ DRIFT}}$	34.02	16.75	16.11	60.73	16.13	61.02	34.04
P3332111	μ_R	33.96	34.24	34.16	34.33	34.46	34.46	34.23
	$\mu_{R \text{ DRIFT}}$	14.27	16.71	16.05	35.71	60.60	61.04	59.43

Pode observar-se que tendo em consideração apenas as propriedades dos materiais e da secção, a ductilidade disponível μ_R é aproximadamente constante para todos os pilares, com um valor que ronda os 34.

Quanto aos valores da ductilidade disponível controlada pelo *drift*, verifica-se que os pilares com 21 m de altura são bastante afectados, vendo a sua ductilidade disponível baixar para valores na ordem dos 15. Os pilares mais baixos, com 7 m de altura, não são afectados pelo controlo do *drift*, uma vez que a ductilidade permitida por este factor é cerca de 60 para estes pilares. Num ponto intermédio, os pilares com 14 m de altura não vêm a sua resistência significativamente afectada, uma vez que a ductilidade disponível permitida pelo *drift* varia entre os 34 e 36, logo tem um valor próximo da ductilidade de 34 permitida pelos materiais.

5.3.9. PROBABILIDADE DE RUÍNA

A aplicação da metodologia NSA forneceu os resultados presentes no Quadro 5.2 para a probabilidade de ruína dos pilares. A negrito estão assinalados os valores dos pilares com maior probabilidade de ruína dentro de cada ponte, isto é, os pilares que condicionam a segurança da estrutura.

Quadro 5.2 – Probabilidades de ruína segundo a metodologia NSA.

Ponte	Prob. Ruína	Pilar 1	Pilar 2	Pilar 3	Pilar 4	Pilar 5	Pilar 6	Pilar 7
P123	S/ Controlo Drift	2.64E-02	3.80E-03	3.71E-09	-	-	-	-
	C/ Controlo Drift	2.64E-02	4.00E-03	6.30E-03	-	-	-	-
P222	S/ Controlo Drift	5.95E-04	2.60E-03	5.95E-04	-	-	-	-
	C/ Controlo Drift	7.01E-04	2.70E-03	7.01E-04	-	-	-	-
P213	S/ Controlo Drift	4.44E-05	1.26E-02	4.37E-11	-	-	-	-
	C/ Controlo Drift	5.69E-05	1.26E-02	5.84E-04	-	-	-	-
P232	S/ Controlo Drift	6.02E-04	4.08E-05	6.02E-04	-	-	-	-
	C/ Controlo Drift	7.22E-04	6.00E-03	7.22E-04	-	-	-	-
P2222222	S/ Controlo Drift	1.01E-06	2.56E-04	1.30E-03	2.30E-03	1.30E-03	2.56E-04	1.01E-06
	C/ Controlo Drift	3.77E-07	2.73E-04	1.40E-03	2.40E-03	1.40E-03	2.73E-04	3.77E-07
P2331312	S/ Controlo Drift	1.56E-06	8.06E-08	9.80E-06	1.28E-02	3.80E-10	5.70E-03	4.97E-08
	C/ Controlo Drift	7.46E-07	1.70E-03	3.30E-03	1.28E-02	2.96E-04	5.70E-03	5.93E-09
P3332111	S/ Controlo Drift	2.00E-08	1.61E-04	2.65E-04	3.38E-04	1.72E-04	3.94E-05	2.43E-07
	C/ Controlo Drift	4.50E-03	1.60E-02	1.40E-02	3.61E-04	1.72E-04	3.94E-05	2.43E-07

5.4. OBTENÇÃO DE RESULTADOS COM A METODOLOGIA HPL

À semelhança do efectuado em 5.3 para a metodologia NSA, apresentam-se agora os resultados obtidos com a aplicação da metodologia HPL. Os gráficos mostrados correspondem ao ajuste, segundo distribuições de valores extremos, das margens de segurança para cada pilar de cada ponte, com e sem o factor do controlo do *drift*.

5.4.1. MARGENS DE SEGURANÇA DOS PILARES DA PONTE P123

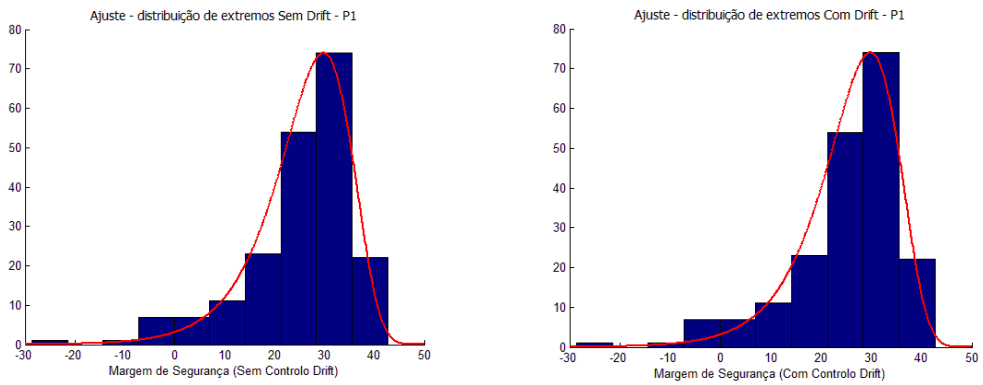


Fig. 5.53 – Margens de segurança do pilar 1 da ponte P123: esq. – sem controlo do *drift*; dir – com controlo do *drift*.

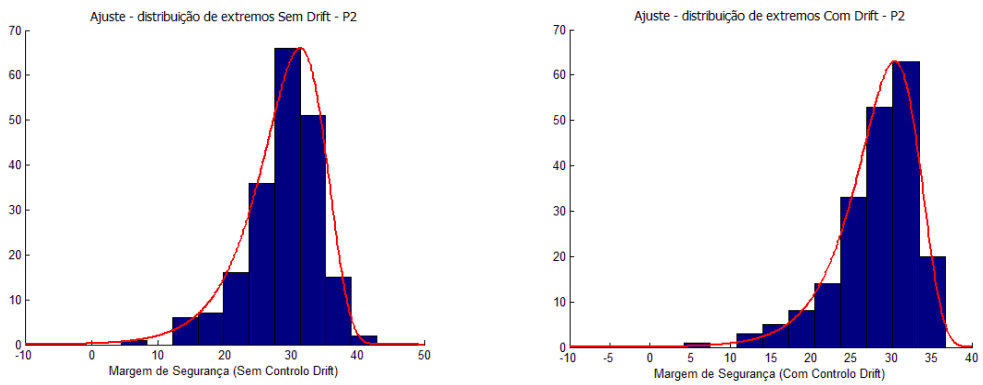


Fig. 5.54 – Margens de segurança do pilar 2 da ponte P123: esq. – sem controlo do *drift*; dir – com controlo do *drift*.

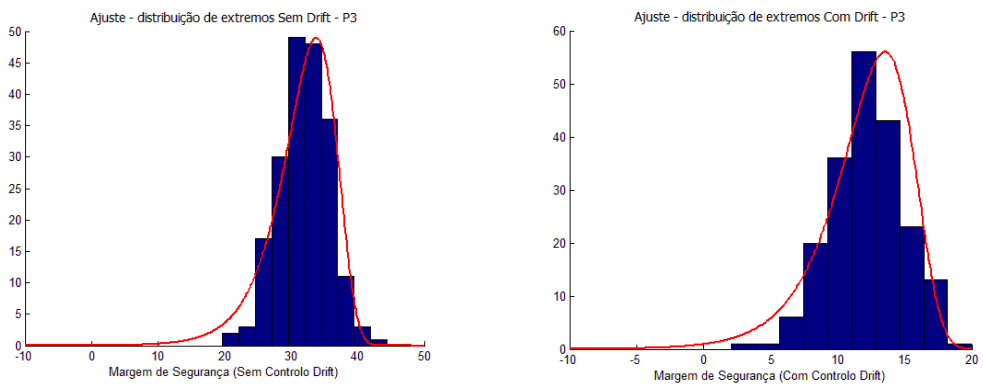


Fig. 5.55 – Margens de segurança do pilar 3 da ponte P123: esq. – sem controlo do *drift*; dir – com controlo do *drift*.

5.4.2. MARGENS DE SEGURANÇA DOS PILARES DA PONTE P222

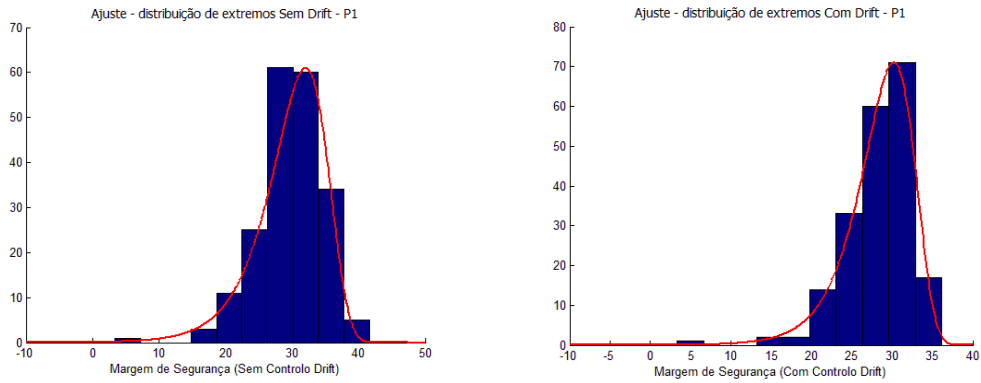


Fig. 5.56 – Margens de segurança do pilar 1 da ponte P222: esq. – sem controlo do *drift*; dir – com controlo do *drift*.

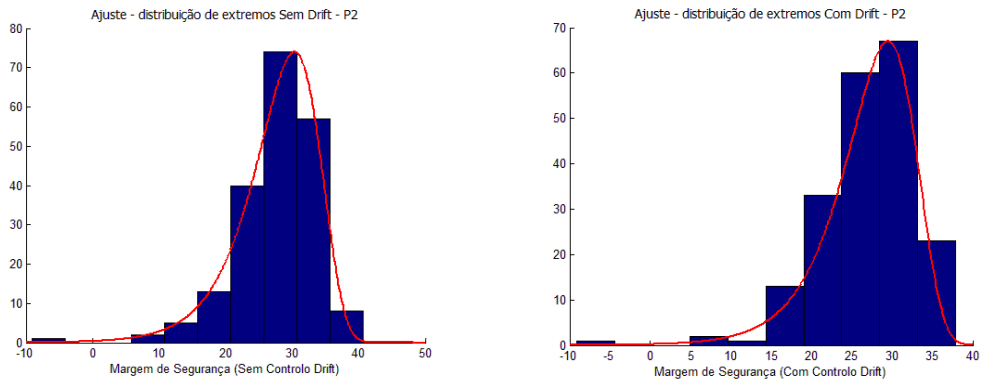


Fig. 5.57 – Margens de segurança do pilar 2 da ponte P222: esq. – sem controlo do *drift*; dir – com controlo do *drift*.

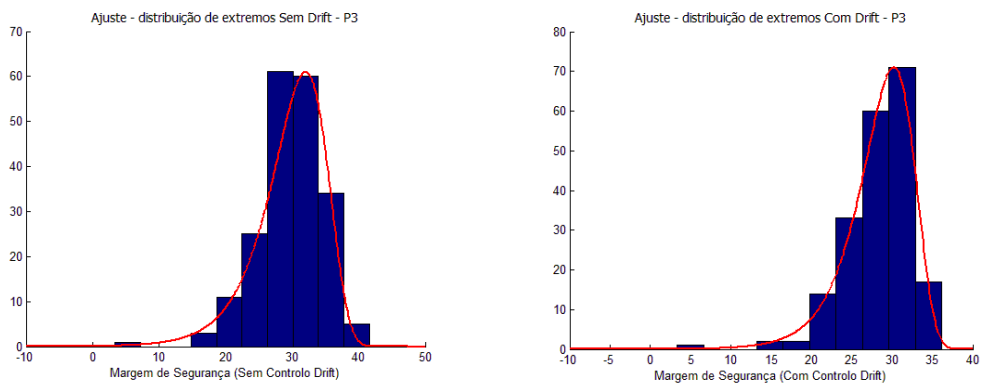


Fig. 5.58 – Margens de segurança do pilar 3 da ponte P222: esq. – sem controlo do *drift*; dir – com controlo do *drift*.

5.4.3. MARGENS DE SEGURANÇA DOS PILARES DA PONTE P213

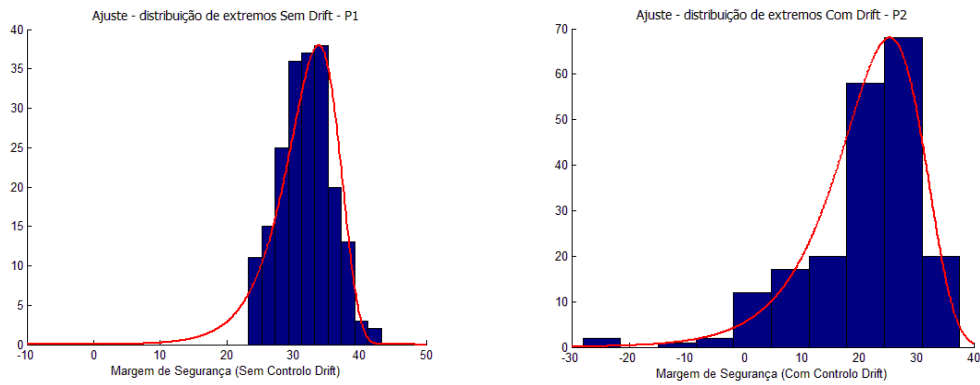


Fig. 5.59 – Margens de segurança do pilar 1 da ponte P213: esq. – sem controlo do *drift*; dir – com controlo do *drift*.

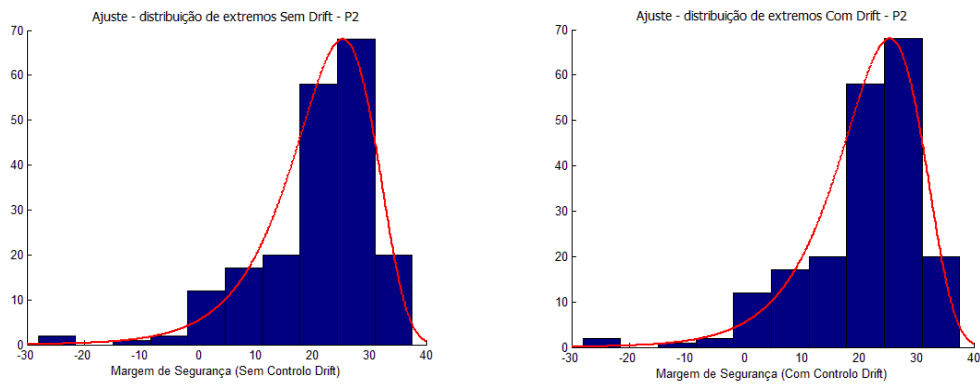


Fig. 5.60 – Margens de segurança do pilar 2 da ponte P213: esq. – sem controlo do *drift*; dir – com controlo do *drift*.

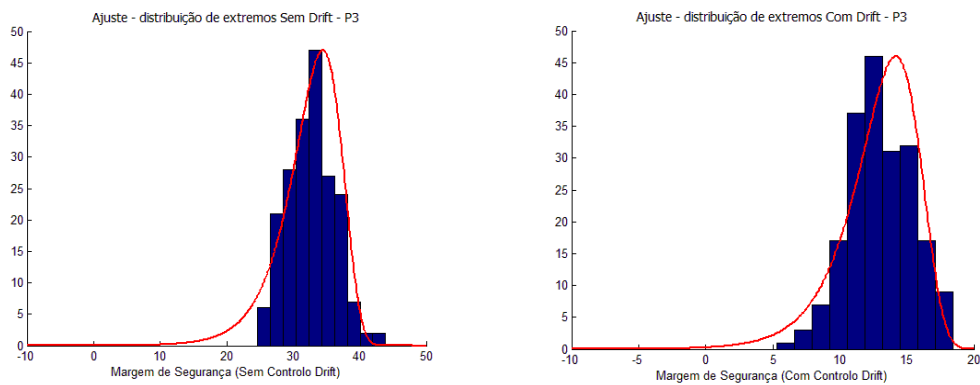


Fig. 5.61 – Margens de segurança do pilar 3 da ponte P213: esq. – sem controlo do *drift*; dir – com controlo do *drift*.

5.4.4. MARGENS DE SEGURANÇA DOS PILARES DA PONTE P232

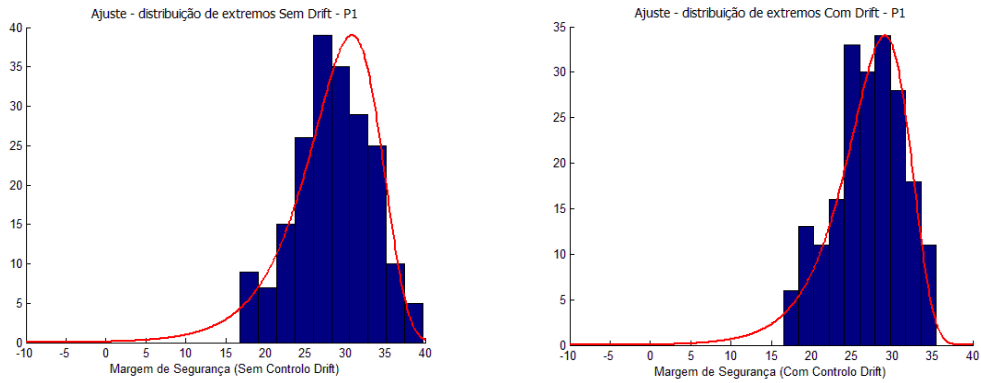


Fig. 5.62 – Margens de segurança do pilar 1 da ponte P232: esq. – sem controlo do *drift*; dir – com controlo do *drift*.

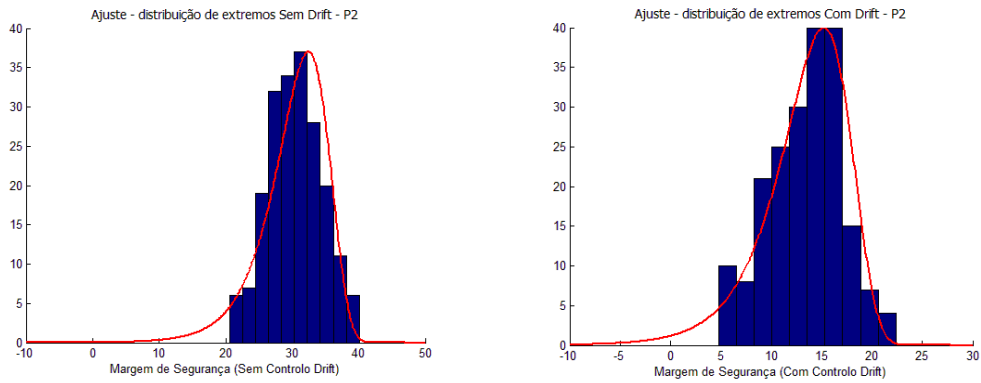


Fig. 5.63 – Margens de segurança do pilar 2 da ponte P232: esq. – sem controlo do *drift*; dir – com controlo do *drift*.

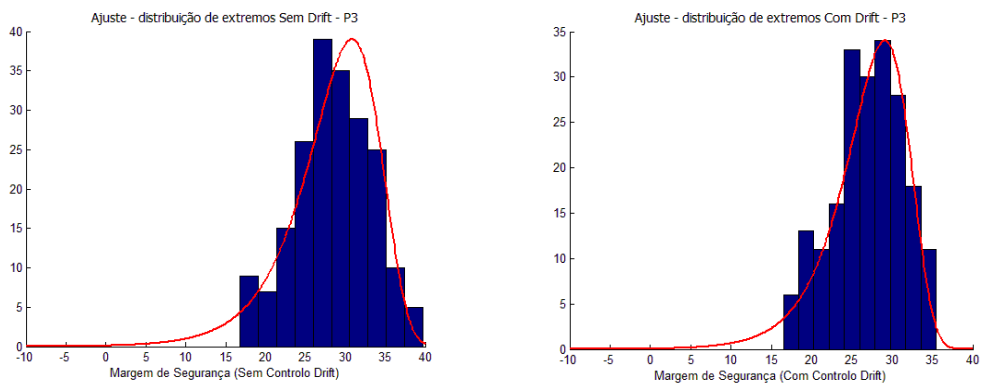


Fig. 5.64 – Margens de segurança do pilar 3 da ponte P232: esq. – sem controlo do *drift*; dir – com controlo do *drift*.

5.4.5. MARGENS DE SEGURANÇA DOS PILARES DA PONTE P2222222

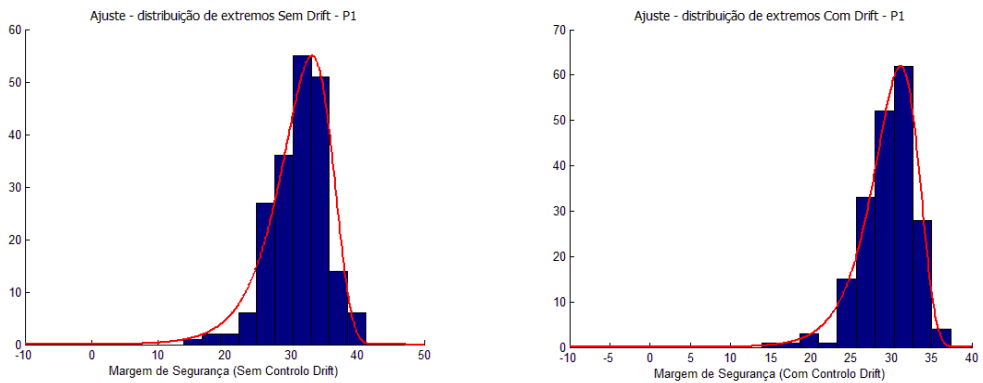


Fig. 5.65 – Margens de segurança do pilar 1 da ponte P2222222: esq. – sem controlo do *drift*; dir – com controlo do *drift*.

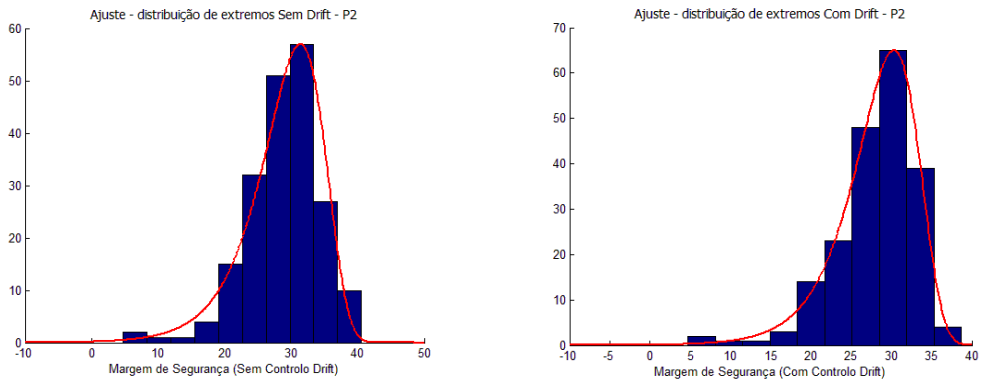


Fig. 5.66 – Margens de segurança do pilar 2 da ponte P2222222: esq. – sem controlo do *drift*; dir – com controlo do *drift*.

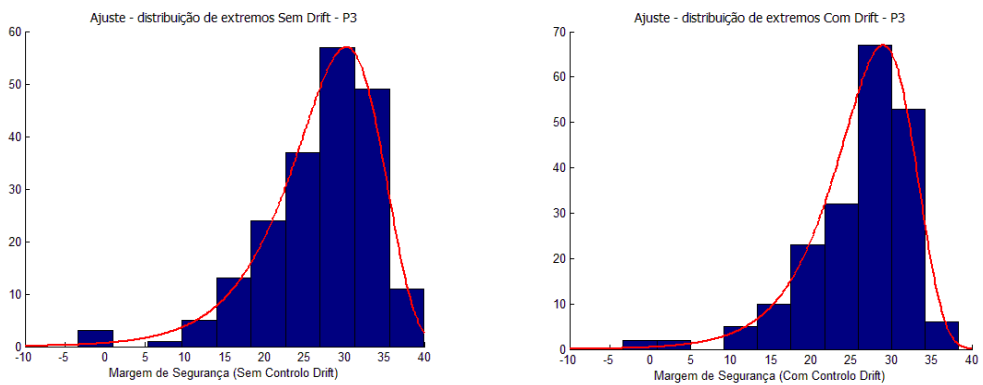


Fig. 5.67 – Margens de segurança do pilar 3 da ponte P2222222: esq. – sem controlo do *drift*; dir – com controlo do *drift*.

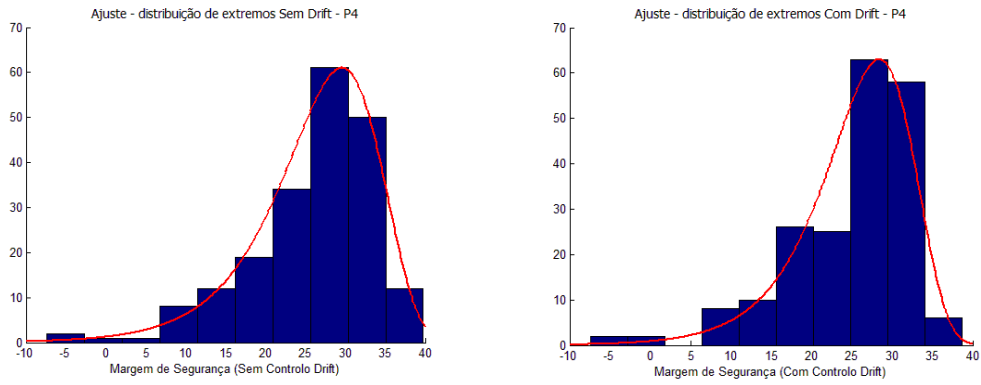


Fig. 5.68 – Margens de segurança do pilar 4 da ponte P2222222: esq. – sem controlo do *drift*; dir – com controlo do *drift*.

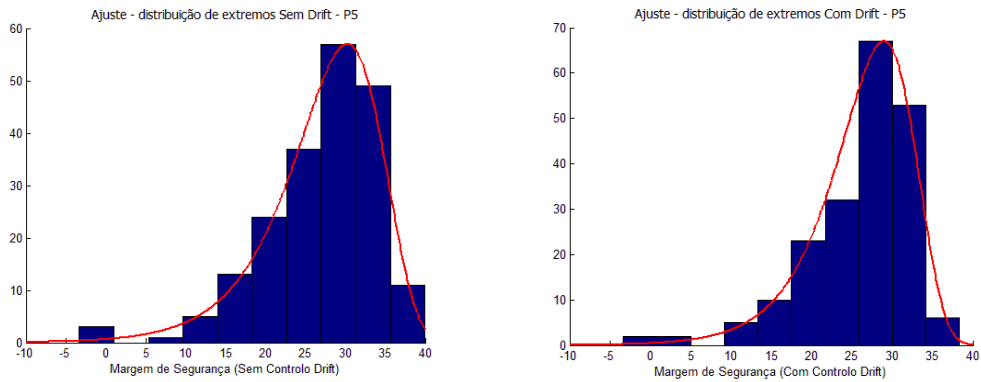


Fig. 5.69 – Margens de segurança do pilar 5 da ponte P2222222: esq. – sem controlo do *drift*; dir – com controlo do *drift*.

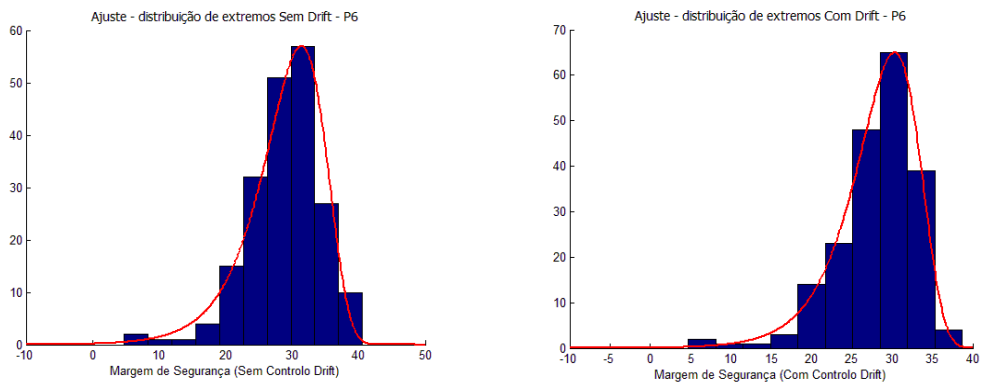


Fig. 5.70 – Margens de segurança do pilar 6 da ponte P2222222: esq. – sem controlo do *drift*; dir – com controlo do *drift*.

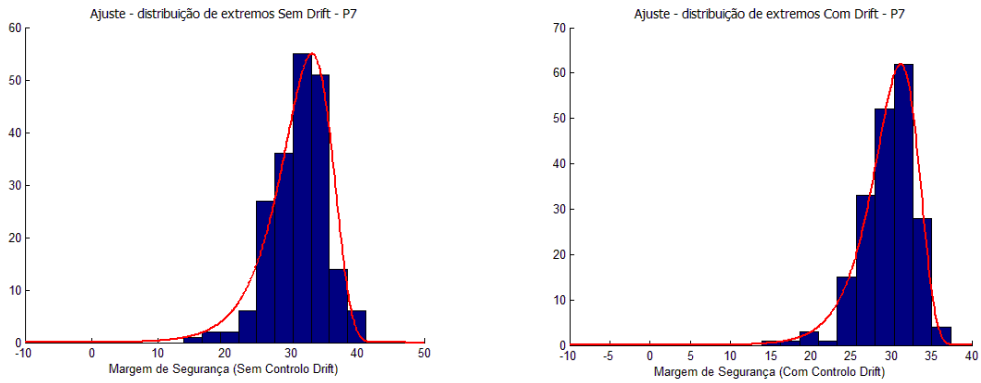


Fig. 5.71 – Margens de segurança do pilar 7 da ponte P2222222: esq. – sem controlo do *drift*, dir – com controlo do *drift*.

5.4.6. MARGENS DE SEGURANÇA DOS PILARES DA PONTE P2331312

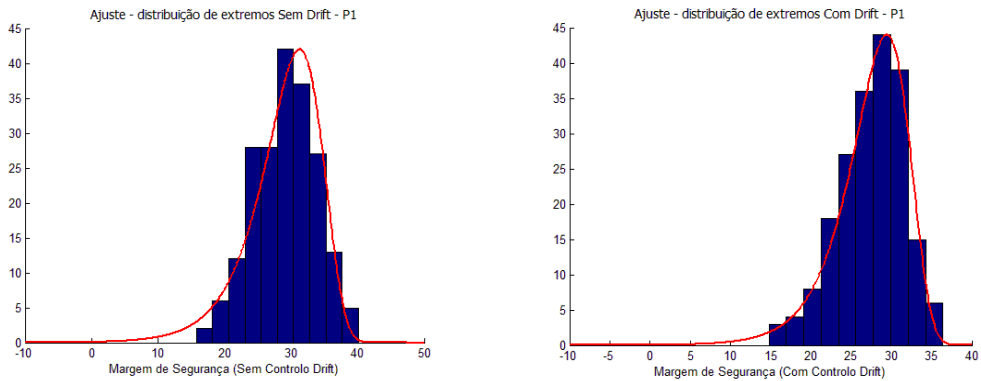


Fig. 5.72 – Margens de segurança do pilar 1 da ponte P2331312: esq. – sem controlo do *drift*, dir – com controlo do *drift*.

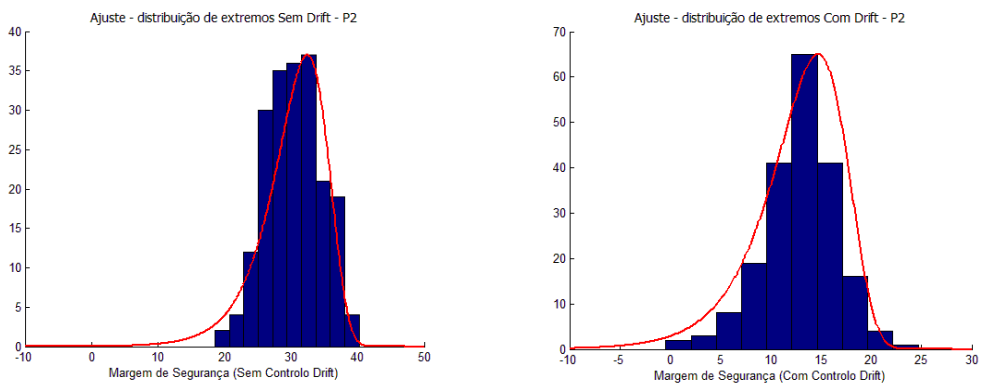


Fig. 5.73 – Margens de segurança do pilar 2 da ponte P2331312: esq. – sem controlo do *drift*, dir – com controlo do *drift*.

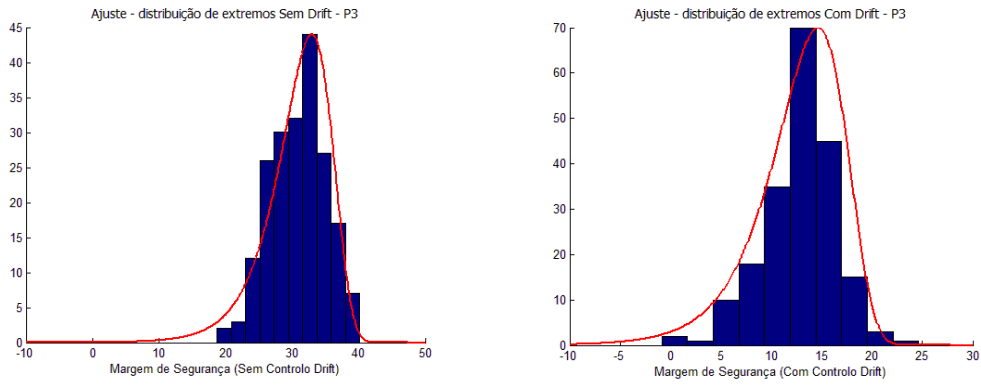


Fig. 5.74 – Margens de segurança do pilar 3 da ponte P2331312: esq. – sem controlo do *drift*; dir – com controlo do *drift*.

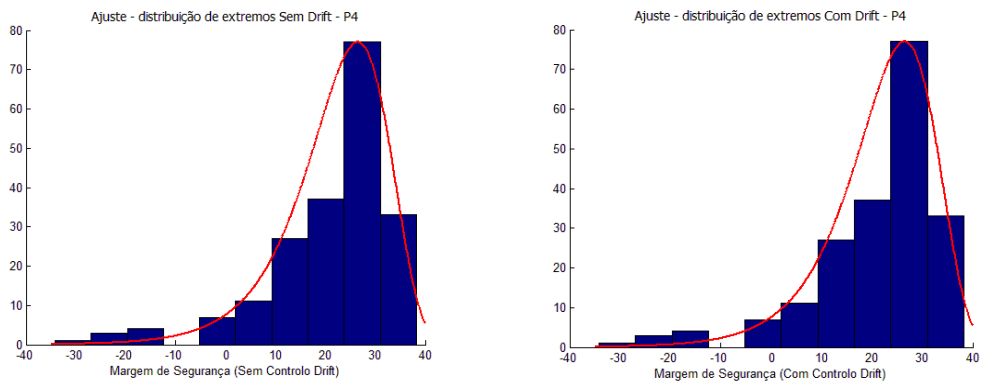


Fig. 5.75 – Margens de segurança do pilar 4 da ponte P2331312: esq. – sem controlo do *drift*; dir – com controlo do *drift*.

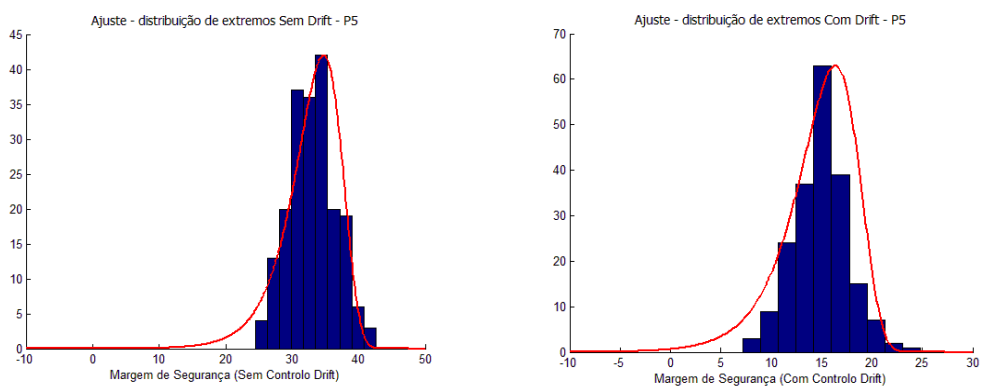


Fig. 5.76 – Margens de segurança do pilar 5 da ponte P2331312: esq. – sem controlo do *drift*; dir – com controlo do *drift*.

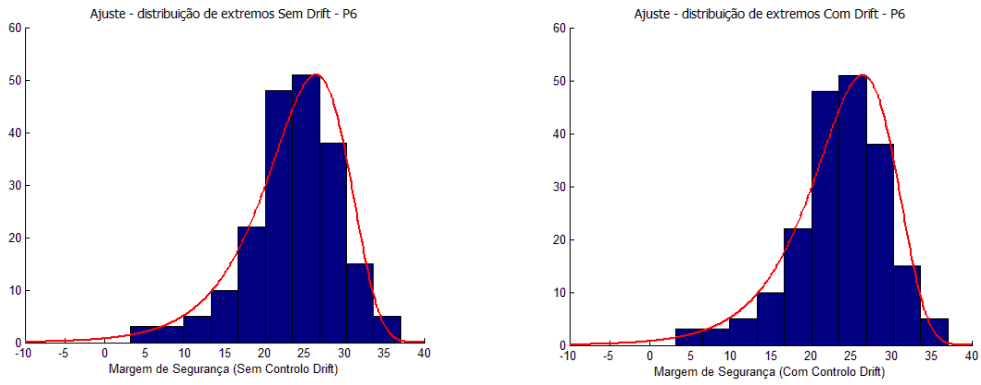


Fig. 5.77 – Margens de segurança do pilar 6 da ponte P2331312: esq. – sem controlo do *drift*, dir – com controlo do *drift*.

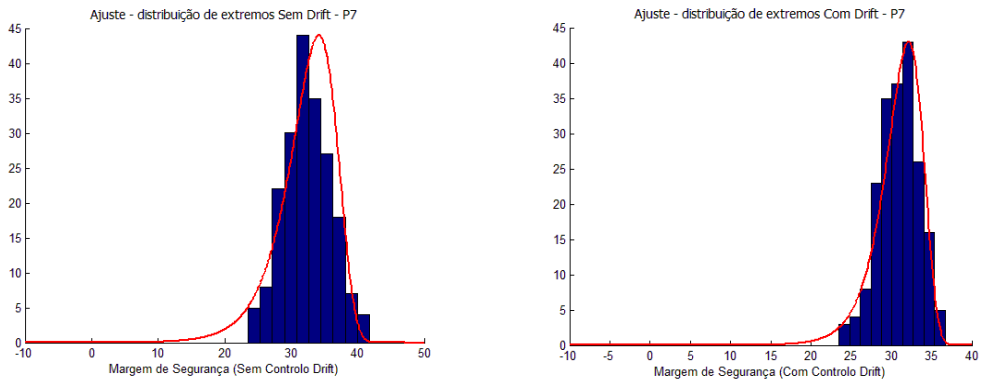


Fig. 5.78 – Margens de segurança do pilar 7 da ponte P2331312: esq. – sem controlo do *drift*, dir – com controlo do *drift*.

5.4.7. MARGENS DE SEGURANÇA DOS PILARES DA PONTE P3332111

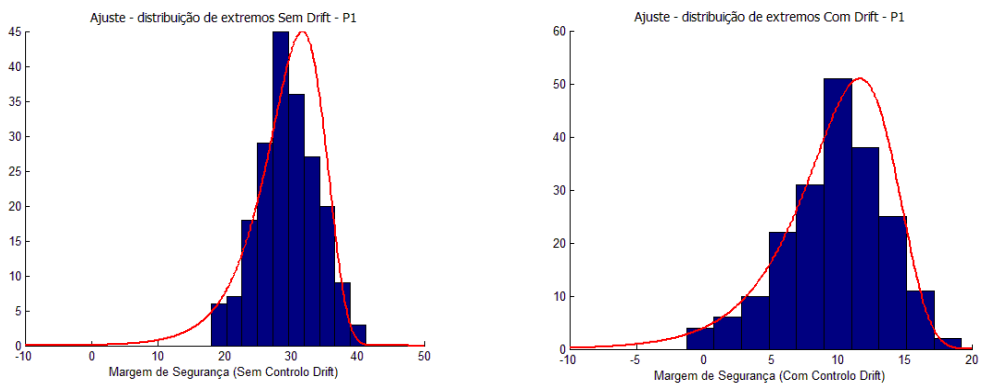


Fig. 5.79 – Margens de segurança do pilar 1 da ponte P3332111: esq. – sem controlo do *drift*, dir – com controlo do *drift*.

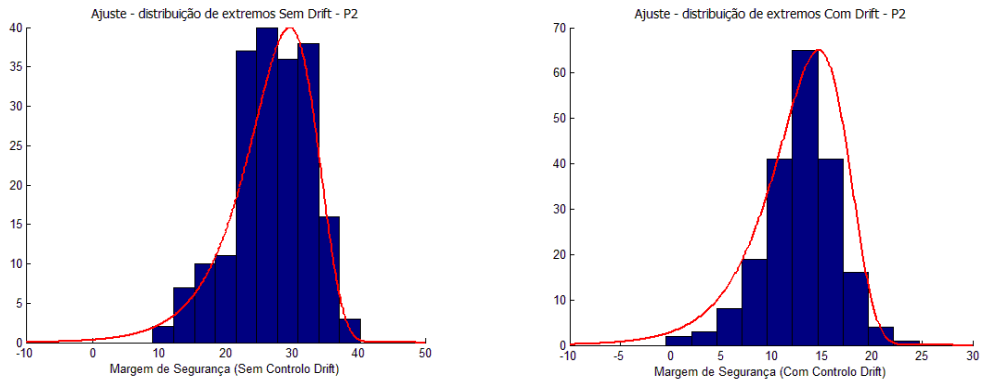


Fig. 5.80 – Margens de segurança do pilar 2 da ponte P3332111: esq. – sem controlo do *drift*; dir – com controlo do *drift*.

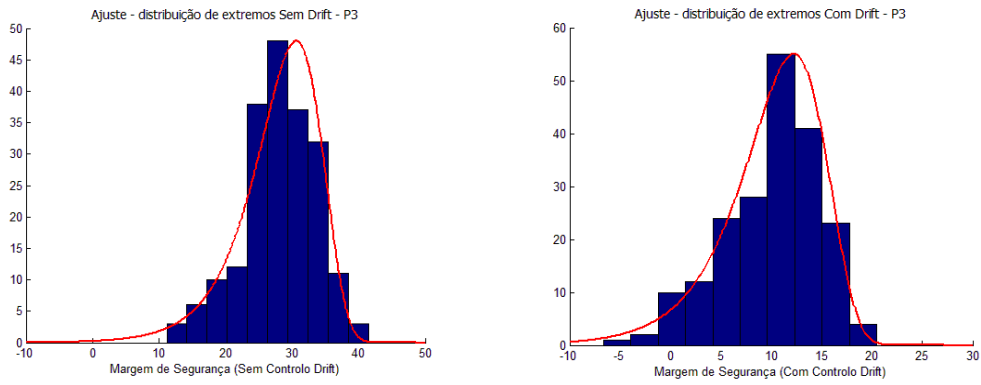


Fig. 5.81 – Margens de segurança do pilar 3 da ponte P3332111: esq. – sem controlo do *drift*; dir – com controlo do *drift*.

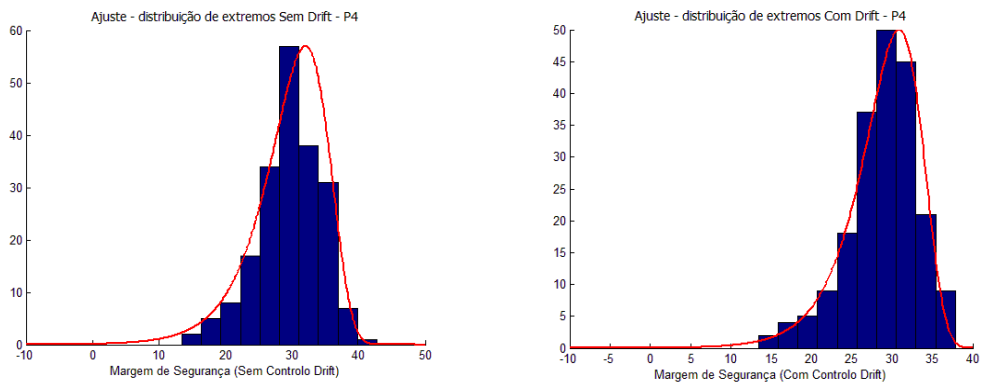


Fig. 5.82 – Margens de segurança do pilar 4 da ponte P3332111: esq. – sem controlo do *drift*; dir – com controlo do *drift*.

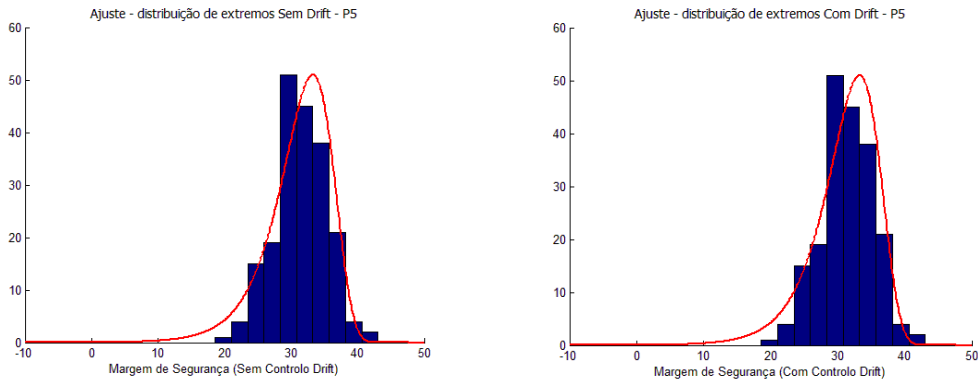


Fig. 5.83 – Margens de segurança do pilar 5 da ponte P3332111: esq. – sem controlo do *drift*, dir – com controlo do *drift*.

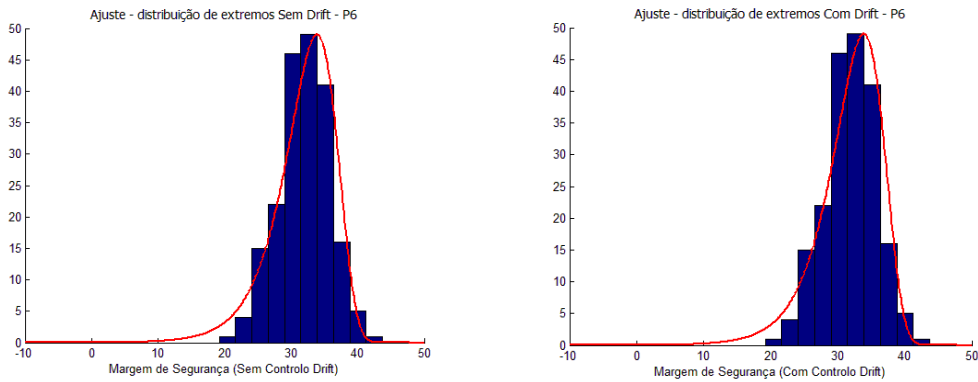


Fig. 5.84 – Margens de segurança do pilar 6 da ponte P3332111: esq. – sem controlo do *drift*, dir – com controlo do *drift*.

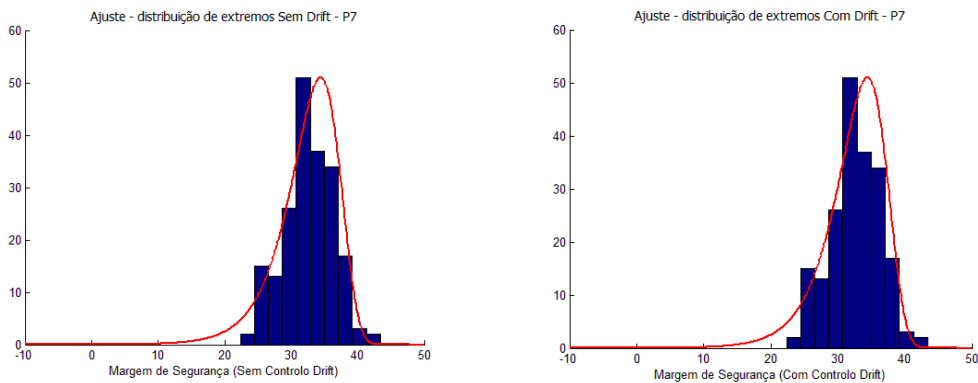


Fig. 5.85 – Margens de segurança do pilar 7 da ponte P3332111: esq. – sem controlo do *drift*, dir – com controlo do *drift*.

5.4.8. PROBABILIDADE DE RUÍNA

Tendo sido obtidas as curvas que definem as distribuições de probabilidade da margem de segurança, a aferição do valor da probabilidade de ruína para cada pilar (Quadro 5.3) é feita avaliando a

probabilidade de a margem de segurança para cada pilar ser inferior a zero. De novo, estão assinalados a negrito os pilares com maior probabilidade de ruína em cada ponte.

Quadro 5.3 – Probabilidades de ruína segundo a metodologia HPL.

Ponte	Prob. Ruína	Pilar 1	Pilar 2	Pilar 3	Pilar 4	Pilar 5	Pilar 6	Pilar 7
P123	S/ Controlo Drift	1.39E-02	1.20E-03	7.26E-05	-	-	-	-
	C/ Controlo Drift	1.39E-02	4.46E-04	7.10E-03	-	-	-	-
P222	S/ Controlo Drift	4.09E-04	1.60E-03	4.08E-04	-	-	-	-
	C/ Controlo Drift	7.65E-05	7.75E-04	7.65E-05	-	-	-	-
P213	S/ Controlo Drift	1.42E-04	2.90E-02	5.67E-05	-	-	-	-
	C/ Controlo Drift	7.80E-06	2.90E-02	2.80E-03	-	-	-	-
P232	S/ Controlo Drift	2.40E-03	6.58E-04	2.40E-03	-	-	-	-
	C/ Controlo Drift	1.10E-03	1.15E-02	1.10E-03	-	-	-	-
P2222222	S/ Controlo Drift	3.46E-04	1.80E-03	5.90E-03	9.90E-03	5.90E-03	1.80E-03	3.46E-04
	C/ Controlo Drift	2.10E-05	5.54E-04	3.10E-03	6.30E-03	3.10E-03	5.54E-04	2.10E-05
P2331312	S/ Controlo Drift	6.52E-04	2.42E-04	1.97E-04	4.33E-02	3.40E-05	6.70E-03	6.40E-05
	C/ Controlo Drift	1.80E-04	9.40E-03	8.90E-03	4.33E-02	1.70E-03	6.70E-03	2.06E-06
P3332111	S/ Controlo Drift	4.21E-04	2.30E-03	1.20E-03	4.18E-04	1.76E-04	1.12E-04	5.98E-05
	C/ Controlo Drift	4.09E-02	7.13E-02	5.15E-02	1.44E-04	1.76E-04	1.12E-04	5.98E-05

5.5. DISCUSSÃO DE RESULTADOS

5.5.1. SEGURANÇA DAS PONTES

Considerando o valor mais alto da probabilidade de ruína entre os pilares de uma ponte como a probabilidade global de ruína da estrutura, obtêm-se os valores expostos no Quadro 5.4 para as probabilidades de ruína das pontes, utilizando as metodologias NSA e HPL, ambas com e sem o controlo do *drift* máximo. Note-se que para as pontes P232 e P2331312, o pilar condicionante não é o mesmo após a introdução do factor de controlo do *drift* (Na ponte P2331312 só acontece na metodologia NSA).

Quadro 5.4 – Probabilidades de ruína segundo ambas as metodologias.

Ponte	NSA s/ Controlo Drift	NSA c/ Controlo Drift	HPL s/ Controlo Drift	HPL c/ Controlo Drift
P123	2.64E-02	2.64E-02	1.39E-02	1.39E-02
P222	2.60E-03	2.70E-03	1.60E-03	7.75E-04
P213	1.26E-02	1.26E-02	2.90E-02	2.90E-02
P232	6.02E-04	6.00E-03	2.40E-03	1.15E-02
P2222222	2.30E-03	2.40E-03	9.90E-03	6.30E-03
P2331312	1.28E-02	1.28E-02	4.33E-02	4.33E-02
P3332111	3.38E-04	1.40E-02	1.20E-03	7.13E-02

Na Fig. 5.86 pode observar-se uma representação gráfica dos valores da probabilidade de ruína.

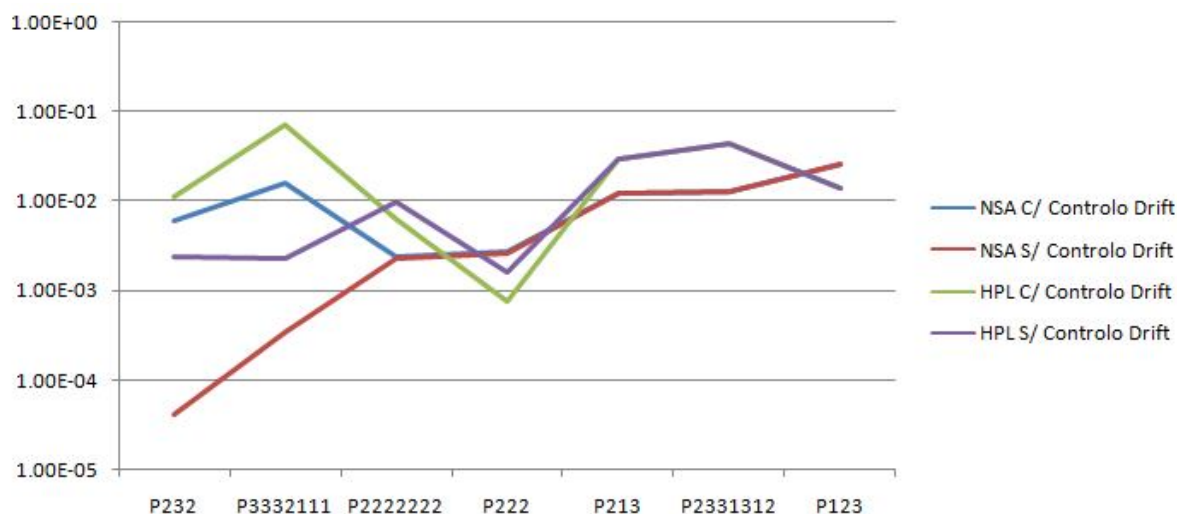
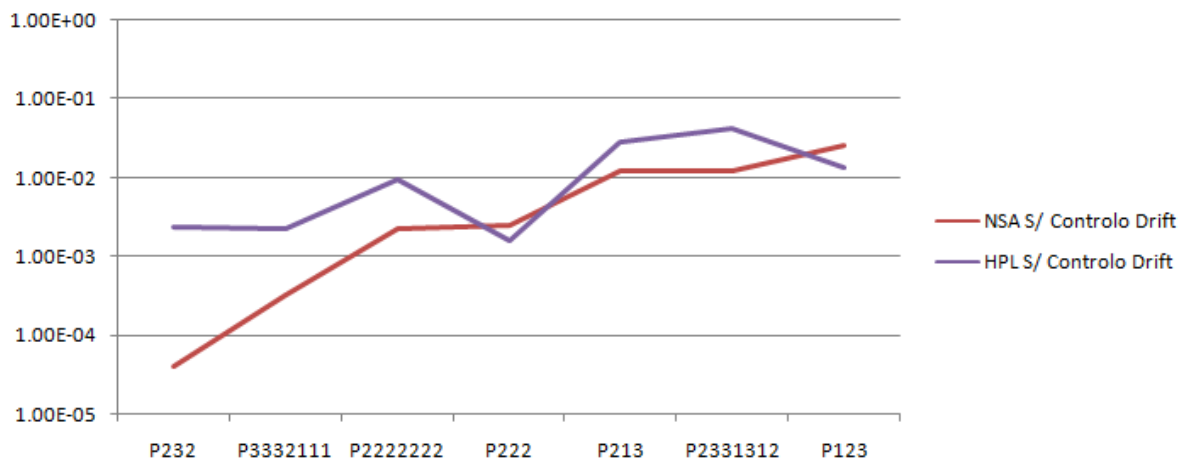
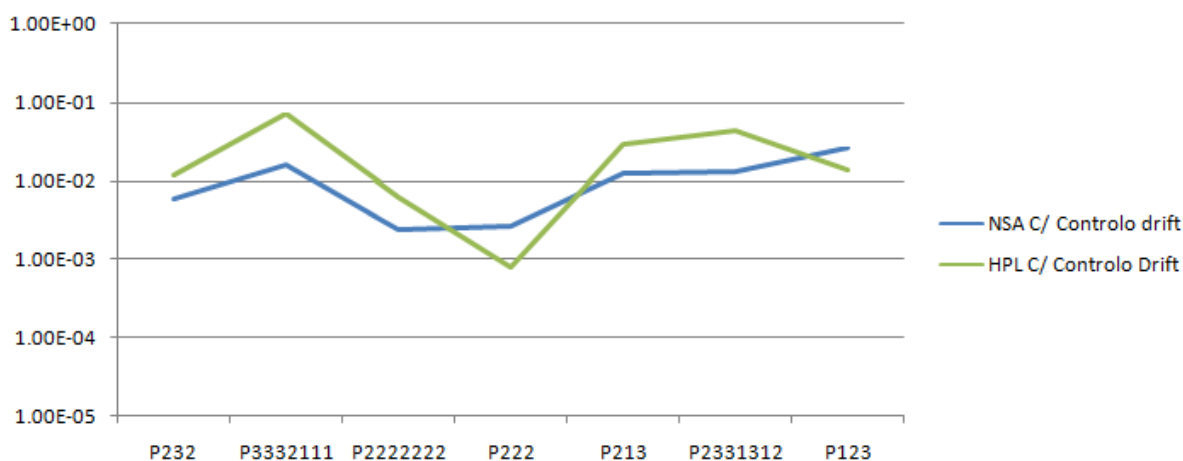


Fig. 5.86 – Probabilidade de Ruína das pontes segundo as várias metodologias.

Verifica-se que a maior dispersão entre as metodologias acontece precisamente nas pontes P232 e P3332111, resultando essencialmente da diferença entre controlar o *drift* máximo dos pilares ou não, e não tanto do tipo de abordagem, NSA ou HPL (ver a secção 5.5.2 onde é feita a comparação segundo estes dois critérios). Na ponte P232, chega mesmo a verificar-se uma mudança do pilar em que se verifica a maior probabilidade de ruína, conforme o controlo por *drift* seja efectuado ou não. De facto, tanto para a metodologia NSA como para a HPL, se não for introduzido o controlo do *drift* máximo, os pilares críticos são os mais próximos dos encontros, devido a terem uma altura inferior à do pilar central. Contudo, ao limitar-se o *drift* máximo nos pilares, o pilar central, de 21m, vê a sua ductilidade disponível significativamente reduzida, transformando-se assim no pilar condicionante, aumentando significativamente a probabilidade de ruína. Adicionalmente, e o mesmo acontece na ponte P3332111, o pilar condicionante é o pilar de 21m, ou seja, o que é mais afectado pelo controlo do *drift*. Quando é este o pilar envolvido na obtenção da probabilidade de ruína, verifica-se uma maior oscilação de resultados, uma vez que o próprio ajuste da distribuição da Margem de Segurança (*MS*) não é linear, isto é, uma diminuição do valor médio de *MS*, não se traduz necessariamente num aumento da probabilidade de ruína (ver 5.5.2 e Figura 5.91).

5.5.2. COMPARAÇÃO DAS METODOLOGIAS

A comparação gráfica entre os resultados obtidos pelas metodologias NSA e HPL, com e sem o controlo de *drift*, pode ser observada nas Figs. 5.87 e 5.88.

Fig. 5.87 – Comparação entre NSA e HPL, sem limitação do *drift* máximo dos pilares.Fig. 5.88 – Comparação entre NSA e HPL, com limitação do *drift* máximo dos pilares.

Observa-se que os resultados obtidos com as duas metodologias são bastante semelhantes, principalmente com a introdução do controlo do *drift*, embora a probabilidade de ruína dada pela metodologia HPL seja um pouco superior na maioria das pontes. As exceções são as pontes P222 e P123

Com o intuito de observar mais claramente a influência do controlo do drift nas duas metodologias, produziu-se também um gráfico para cada metodologia onde se podem apreciar os resultados com e sem este factor de controlo (Figs. 5.89 e 5.90).

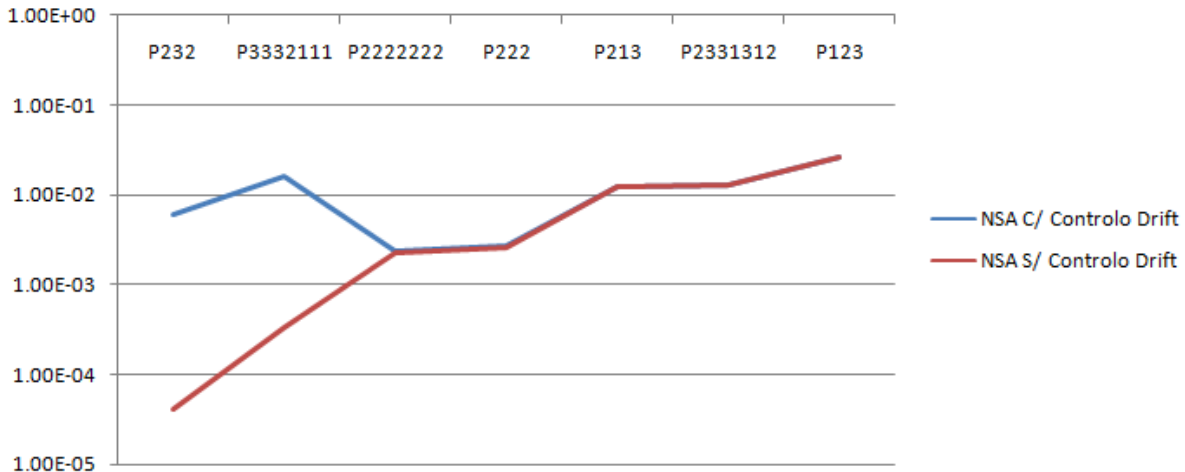


Fig. 5.89 – Comparação entre resultados com/sem controlo de *drift* na metodologia NSA.

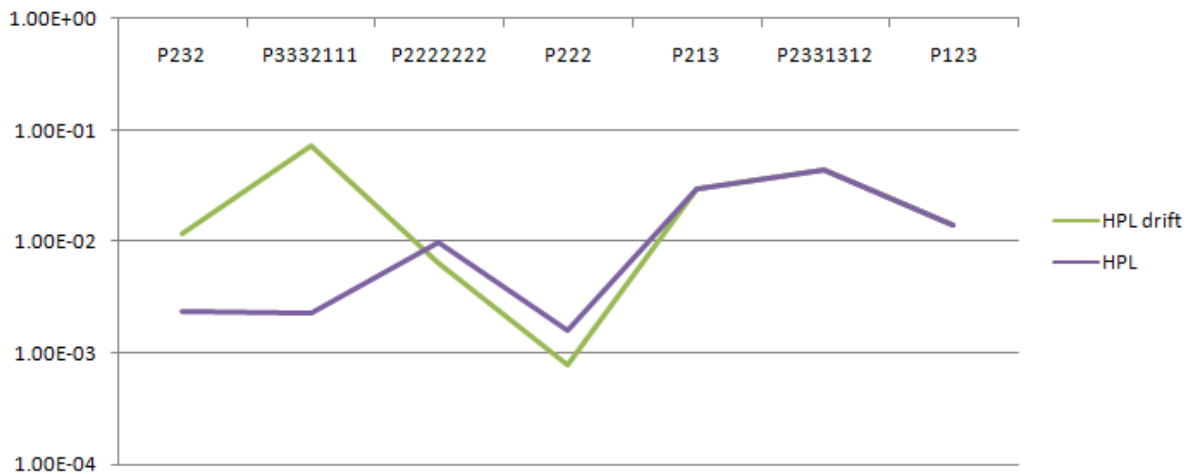


Fig. 5.90 – Comparação entre resultados com/sem controlo de *drift* na metodologia HPL.

Pode observar-se que dentro da metodologia NSA as probabilidades de ruína são sempre iguais ou superiores caso se limite o *drift* máximo dos pilares. Os valores são superiores para as pontes em que o pilar condicionante tem 21 m de altura, uma vez que para estes pilares o controlo do *drift* diminui consideravelmente a ductilidade disponível, aumentando a probabilidade de ruína.

Na metodologia HPL, o cenário é semelhante, com a exceção da ponte P222 que apresenta uma probabilidade de ruína inferior quando se limita o *drift* máximo dos pilares. Este desvio na tendência resulta do ajuste das curvas de distribuição de probabilidade da margem de segurança *MS*. Como se pode observar na Fig. 5.91, a margem de segurança média com o *drift* limitado é inferior à margem de segurança sem controlo do *drift*, mas o ajuste das curvas faz com que os valores da probabilidade de ruína não representem esta tendência.

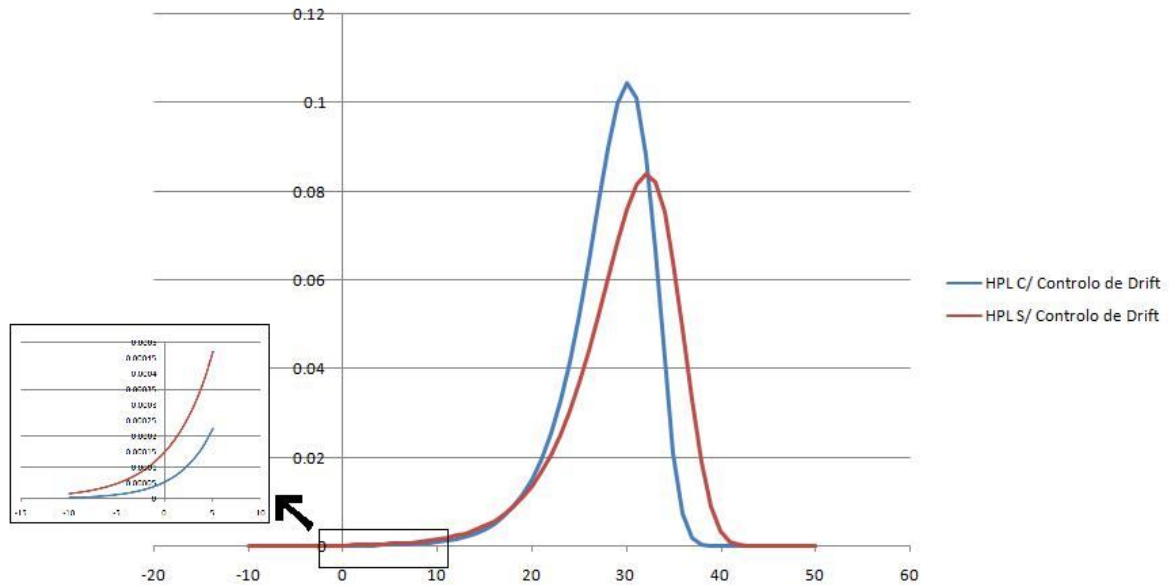


Fig. 5.91 – Ajuste das funções de distribuição de probabilidade da margem de segurança.

5.5.3. CONCLUSÕES

Da análise dos resultados obtidos neste capítulo tiraram-se as seguintes conclusões:

- A dimensão da amostra para a avaliação de segurança segundo o método HPL deve ser pelo menos de 100 simulações, para a obtenção de resultados fiáveis;
- O tipo de sismo é o factor que introduz mais variabilidade no método HPL;
- As pontes de configuração irregular apresentam, em geral, uma maior probabilidade de ruína em comparação com as pontes de configuração regular;
- Os pilares mais afastados dos encontros são os mais solicitados, como facilmente se pode inferir analisando os resultados para as pontes cujos pilares têm todos a mesma altura (P222 e P2222222);
- Em geral, os pilares mais curtos (7 m de altura) apresentam uma maior probabilidade de ruína. Este facto está relacionado apenas com o comportamento dos materiais, uma vez que nestes pilares a limitação do *drift* não afecta a ductilidade disponível. Os pilares mais altos (21 m de altura) vêem a sua ductilidade disponível significativamente reduzida quando se introduz o factor de limitação do *drift*; Os pilares com 14 m de altura mostram uma ductilidade disponível semelhante quer seja esta calculada através das propriedades dos materiais, quer através da limitação do *drift*.
- Quanto à diferença entre pontes curtas e pontes longas, não parece existir uma relação directa da probabilidade de ruína com o comprimento da ponte;
- Ambas as metodologias (HPL e NSA) apresentam valores semelhantes para a probabilidade de ruína das pontes, embora geralmente a metodologia HPL forneça resultados ligeiramente mais gravosos, com as excepções anteriormente referidas e justificadas. Esta conclusão era já esperada, uma vez que a metodologia HPL introduz no cálculo mais variáveis do que a

metodologia NSA. Esta conclusão atesta ainda a validade do método HPL como uma alternativa ao método NSA.

- A dispersão entre os resultados das duas metodologias é inferior caso se introduza o factor de controlo do *drift* máximo dos pilares, particularmente nas configurações 232 e 3332111.

6

CONCLUSÕES

6.1. CONCLUSÕES DO TRABALHO

Após pesquisa bibliográfica, chegou-se à conclusão de que uma das principais causas do colapso de pontes de betão armado, aquando da ocorrência de sismos de grande magnitude, é a falta de ductilidade disponível nos pilares. De facto, a capacidade de dissipar a energia transmitida pelo sismo é essencial à segurança da estrutura, sendo essa energia dissipada através de mecanismos de histerese relacionados com o comportamento não linear dos materiais. Torna-se então imprescindível a consideração da não linearidade quando se pretende efectuar a análise rigorosa de uma ponte.

Esta tese teve como objectivo a avaliação da segurança de um conjunto de pontes com diferentes configurações, fazendo uso de análises dinâmicas não lineares para o cálculo das respostas sísmicas e recorrendo a métodos de cariz probabilístico para a avaliação da probabilidade de ruína. As respostas sísmicas foram obtidas através do programa de cálculo PNL que, ao recorrer a modelos planos simplificados das estruturas, se torna uma ferramenta rápida e de utilização relativamente simples. A probabilidade de ruína foi calculada segundo duas metodologias, denominadas neste trabalho por NSA e HPL. Outro dos objectivos deste trabalho foi precisamente o de contribuir para validar a metodologia HPL, que é de desenvolvimento recente, ao contrário da metodologia NSA que se encontra estabelecida na comunidade científica. Foi também testada a introdução no cálculo de um factor de controlo do *drift* máximo dos pilares.

Foram expostas as leis constitutivas do betão e do aço como materiais isolados, bem como o seu comportamento quando sujeitos a acções cíclicas. De seguida, foi analisado o comportamento do betão armado, traduzido pela sua lei trilinear de comportamento monotónico e pelo seu modelo de comportamento histerético. Detalharam-se ainda as duas metodologias utilizadas para o cálculo da probabilidade de ruína.

Foram também apresentadas detalhadamente as pontes em estudo, bem como a transposição da sua geometria tridimensional para os modelos planos simplificados utilizados pelo PNL e a sua calibração por comparação com respostas sísmicas obtidas com o software *Seismostruct*.

Obtiveram-se os valores da probabilidade de ruína para cada pilar de cada ponte, segundo as metodologias NSA e HPL, sendo que para cada uma das metodologias foram extraídos valores com e sem limitação do *drift* máximo de pilares.

Dos resultados obtidos foi possível extrair algumas conclusões importantes, tal como o facto de as pontes de configuração irregular apresentarem uma probabilidade de ruína superior às pontes regulares, o que enfatiza a importância da utilização de análises mais refinadas no dimensionamento ou avaliação de segurança de pontes irregulares. Concluiu-se também que, em geral, os pilares mais

curtos e mais afastados dos encontros são mais vulneráveis, principalmente quando a ductilidade disponível é apenas função das extensões últimas dos materiais. Por outro lado, os pilares mais altos têm a sua ductilidade disponível significativamente diminuída quando o seu *drift* máximo é limitado.

Quanto à influência do comprimento da ponte, não foi possível neste trabalho tirar ilações quanto à existência de alguma relação deste factor com a probabilidade de ruína da estrutura.

No que diz respeito às metodologias de cálculo da probabilidade de ruína, comprovou-se a validade do método HPL para a avaliação da probabilidade de ruína, uma vez que os resultados alcançados se mostraram consistentes quando comparados com os valores obtidos segundo a tradicional metodologia NSA.

6.2. SUGESTÕES PARA DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

Apresentam-se de seguida algumas sugestões para trabalhos futuros dentro do tema desenvolvido nesta tese:

- Desenvolvimento de uma aplicação informática de análise não linear dinâmica de pontes, de simples utilização e interface gráfico apelativo, porventura baseada nos programas PNL e TRILIN;
- Definição de um conjunto de acelerogramas artificiais que traduzam os espectros de resposta que caracterizam as diferentes zonas sísmicas em Portugal;
- Análise comparativa entre avaliações da segurança de pontes realizadas com recurso a análises não lineares dinâmicas e análises não lineares estáticas *pushover*, e definição das limitações e da aplicabilidade de cada um dos métodos;

BIBLIOGRAFIA

- [1] Delgado, P. *Vulnerabilidade Sísmica de Pontes*. Dissertação de Mestrado, FEUP, 2000.
- [2] Vaz, C.T. *Comportamento Sísmico de Pontes com Pilares em Betão Armado*. Dissertação de Doutoramento, FEUP, 1992.
- [3] *Southern California Earthquake Center*, www.sceec.org, 14 de Maio de 2009.
- [4] Oliveira, C., et al. *O Sismo de Northridge, Los Angeles, de 17 Janeiro de 1994: Ensinamentos para Portugal*, IST, FEUP, 1995.
- [5] Broderick, B.M., et al. *The Northridge, California Earthquake of January 17, 1994: Observations, Strong Motion and Correlative Response Analysis*. Research Report ESEE 94/4, Engineering Seismology and Earthquake Engineering, Imperial College, London.
- [6] *U.S. Geological Survey*, www.usgs.gov, 14 de Maio de 2009.
- [7] Comité Européen de Normalisation. *Eurocode 8 -Design of Structures for Earthquake Resistance - Part 2:Bridges*. Bruxelas, 2004.
- [8] Ribeiro, R. *Análise “Pushover” de Pontes em Betão Armado*. Dissertação de Mestrado, FEUP, 2008.
- [9] Monteiro, R., et al. *Avaliação da Segurança Sísmica de Pontes Segundo Diferentes Metodologias*. ASCP’09, 2 e 3 de Julho de 2009, Lisboa. (Submetido para publicação).
- [10] Priestley, M.J.N., et al. *Displacement-Based Seismic Design of Structures*. PRESS, IUSS, Pavia, Italy, 2007.
- [11] Delgado, J., et al. *Probability of Failure Estimation of Current Reinforced Structures Using the Latin Hypercube Sampling*. RISK ANALYSIS II. Southampton, Boston: Wit Press, 2000.
- [12] Novák, D. *The Role of Latin Hypercube Sampling Method in Reliability Engineering*. Proceedings of the ICOSSAR 97. Kyoto, Japan, 1997.
- [13] Olsson, A., et al. *On Latin Hypercube Sampling for Structural Reliability Analysis*. *Structural Safety*. 0167-4730. 25:1.
- [14] Guedes, J.P.M. *Seismic Behavior of Reinforced Concrete Bridges. Modelling, Numerical Analysis and Experimental Assessment*. Dissertação de Doutoramento, FEUP, 1997.
- [15] Kent, D.C., Park, R. *Flexural Members with Confined Concrete*. *Journal of the Structural Division*, ASCE, July, vol. 97, ST7. 1971.
- [16] *CEB-FIP model code 1990 design code*, Thomas Telford, London, 1993
- [17] Park, R., et al.. *Ductility of Square-Confined Concrete Columns*. *Journal of the Structural Division*, April, vol. 108, no. ST4, 929-950, ASCE, 1982.
- [18] Thompson, K., Park, R. *Moment-curvature Behaviour of Cyclically Loaded Structural Concrete Members*. *Journal Structural Division*, Proceedings Institute of Civil Engineers, Part 2, 1980.
- [19] Giufré, A., Pinto, P.E. *Il Comportamento del Cemento Armato per Sollecitazioni Cicliche di Forte Intensità*. *Giornale del Genio Civile*. Maggio, 1970.
- [20] Menegotto, M., Pinto, P.E. *Method of Analysis for Cyclically Loaded R.C. Plane Frames Including Changes in Geometry and Non-Elastic Behavior of Elements Under Combined Normal*

Force and Bending. Symposium on Resistance and Ultimate Deformability of Structures Acted On Well Defined Repeated Loads, IABS Reports Vol. 13. Lisbon, 1973.

[21] Arêde, A., Pinto, A.V. *Reinforced Concrete Global Section Modelling: Definition Of Skeleton Curves*. Special Publication No. I.96.36. Joint Research Centre. Ispra, Italy, 1996.

[22] Costa, A.G., Costa, A.C. *Modelo Histerético das Forças-Deslocamentos Adequado á Análise Sísmica de Estruturas*. LNEC, Lisboa, 1987.

[23] Takeda, T., et al. *Reinforced concrete response to simulated earthquakes*. American Society of Civil Engineers. Vol. 36. N.º ST12, 1970.

[24] Varum, H. *Modelos Numéricos para a Análise Sísmica de Pórticos Planos de Betão Armado*. Dissertação de Mestrado, FEUP, 1996.

[25] Clough, R.W., Penzien, J. *Dynamics of Structures*, Mc Graw-Hill, 1982.

[26] Paulay, T., Priestley, M. J. N. *Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings*. John Wiley & Sons, New York, 1992.

[27] Costa, A. C. *A Acção dos Sismos e o Comportamento das Estruturas*. Dissertação de Doutoramento, FEUP, 1993.

[28] http://vosesoftware.com/ModelRiskHelp/index.htm#Monte_Carlo_simulation/Latin_Hypercube_sampling.htm , 02 de Junho de 2009.

[29] Henriques, A. A. R. *Aplicação de Novos Conceitos de Segurança no Dimensionamento do Betão Estrutural*. Dissertação de Doutoramento, FEUP, 1998.

[30] Casarotti, Chiara, et al. *Adaptive Pushover-based Methods for Seismic Assessment and Design of Bridge Structures*. IUSS Press, ROSE School, Pavia, Italy, 2005.

[31] Pinho, R., et al. (2008). *Assessment of Continuous Span Bridges through Nonlinear Static Procedures*.

[32] Delgado, P., et al. *Avaliação da Segurança de Pontes Sujeitas à Acção Sísmica*. 4º Encontro Nacional de Sismologia e Engenharia Sísmica, Faro, 27-29 de Outubro, 2009.

[33] Seismosoft. *Seismostruct*. Software de análise sísmica de estruturas disponível em <http://www.seismosoft.com>.

[34] SAC Joint Venture (1997). *Develop Suites of Time Histories, Project Task: 5.4.1*. Draft Report, March 21, Sacramento, USA.

