



FEUP Universidade do Porto
Faculdade de Engenharia

**SISTEMA DE GESTÃO DE PONTES
COM BASE EM CUSTOS DE CICLO DE VIDA**

Joana Maria Martins Rosa Maia de Oliveira Almeida

Agosto de 2013

Dissertação apresentada à
Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto
para obtenção do grau de Doutor em Engenharia Civil

Orientador: Raimundo Moreno Delgado | Professor Catedrático | FEUP

Co-orientador: Paulo Fonseca Teixeira | Professor Auxiliar | IST

*Aos meus pais,
ao meu marido
e aos meus filhos*

Se queres prever o futuro, estuda o passado.

Confúcio

AGRADECIMENTOS

Estou muito grata ao Professor Raimundo Delgado pela sua orientação ao longo de um caminho de já vários anos, que começou com os meus trabalhos de mestrado. É um privilégio contar com o acompanhamento de um pedagogo de referência, como é o Professor Raimundo Delgado, a quem gostaria, também eu, de enaltecer as qualidades humanas e científicas. Obrigada Professor Raimundo pela forma afetiva e pragmática com que me tem vindo a orientar, pela constante motivação, pelos valiosos ensinamentos e pela sua análise crítica e perspicaz. A atitude do Professor Raimundo perante a ciência e perante a vida serão sempre para mim um exemplo.

Ao Professor Paulo Teixeira, coorientador deste trabalho, agradeço o seu acompanhamento ao longo destes anos, as boas conversas que tivemos e os comentários pertinentes e rigorosos que foi fazendo ao longo das diversas fases do trabalho. O seu contributo foi muito valioso para este trabalho. Nos regressos de Lisboa trouxe sempre muita energia e vontade de chegar mais longe.

Ao colega e amigo Jorge Delgado, que tanto admiro, agradeço o privilégio de com ele debater algumas ideias sobre a gestão de pontes, tendo nomeadamente em conta a sua experiência como administrador da Metro do Porto. Agradeço-lhe o incentivo e acompanhamento que me deu, sempre com a sensatez que o caracteriza.

Este caminho foi feito em diálogo com algumas administrações de pontes portuguesas com quem fui estabelecendo contacto ao longo destes anos. Sem a sua colaboração, o trabalho não teria o mesmo valor, pelo que gostaria de agradecer a informação disponibilizada e a oportunidade para conhecer mais de perto as práticas correntes de gestão de pontes em Portugal. Assim sendo, não poderia deixar de referir todos quanto o tornaram possível:

- Agradeço a colaboração da EP - Estradas de Portugal, SA., ao Engenheiro Carlos Santinho Horta e ao Engenheiro Luís Freire, que tornaram possível o estabelecimento de um protocolo para realização deste trabalho. No decurso da investigação tive ainda o prazer de conhecer alguns outros Engenheiros a quem também agradeço - Romana Ribeiro, Pedro Pais, Elizabete Lopes e Afonso Póvoas.
- Agradeço a colaboração da REFER, especialmente ao Engenheiro José Carlos Clemente, cujo empenho foi determinante para a colaboração estabelecida. Agradeço ao Engenheiro Hugo Patrício, nomeadamente pela possibilidade de participação em algumas inspeções, e também aos Engenheiros Ana Isabel Silva e Pedro Campos.
- Agradeço à Metro do Porto, nomeadamente aos diretores do departamento de infraestruturas - Engenheiros Luís Meireles e Jorge Quelhas.

Agradeço também a colaboração de várias outras pessoas que me foram ajudando ao longo do desenvolvimento deste trabalho e que passarei agora a nomear:

- Professor Alonso Farrera, da Universidade Autónoma de Chiapas, no México, com quem tive a oportunidade de discutir os desenvolvimentos iniciais deste trabalho.
- Professor Luís Canhoto Neves, antes da Universidade Nova de Lisboa e atualmente da Universidade de Nottingham, pelas discussões que tive oportunidade de ter sobre a temática da gestão de pontes em geral.
- Professora Helena Gervásio, da Universidade de Coimbra, pela discussão realizada na arguência do projeto de tese, que me ajudou a definir de forma mais precisa o curso dos trabalhos subsequentes.
- Professor Rade Hajdin, presidente da *Infrastructure Management Consultants*, na Suíça, pela possibilidade de discutir alguns dos assuntos relativos à gestão de pontes e pela forma acessível como se disponibilizou a fazê-lo.
- Doutor André Orcesi, do IFSTTAR, em França, pelas conversas sobre modelos de degradação e pela disponibilização de informação.
- Doutora Tara Reale, do Trinity College, na Irlanda, pelas discussões relativas a matrizes de Markov.
- Professores José Pedro Tavares (FEUP), Cecília Vale (FEUP), Picado dos Santos (IST) e Professora Bertha Santos (UBI), pelo apoio na área das rodovias e ferrovias.
- Professor Luís Andrade Ferreira (FEUP), pelos esclarecimentos sobre RAMS.
- Engenheiro Carvalho, da Câmara Municipal de Viana do castelo, com quem em visita às pontes do Concelho, tive várias conversas relativas à gestão de pontes.
- Colega Miguel Veiga (IPVC), pelo apoio na análise estatística e probabilística.
- Colegas Pedro Moreira, Jorge Ribeiro e Hélder Quintela (IPVC), que me apoiaram relativamente a áreas diversas da informática.
- Colegas Miguel Santos (STAP), André Carvalho (Conduril), Domingos Moreira (GEG) e Nassima Can (Engico), pela ajuda na definição de alguns parâmetros de custos.
- Engenheiro Filipe Neves, pelo apoio na aplicação do ARCGIS à inspeção de pontes.
- Joana Rodrigues, Marta Poinhas e Manuel Carvalho, pelo apoio logístico.

Agradeço o apoio financeiro da Fundação para a Ciência e a Tecnologia, pela Bolsa de Doutoramento SFRH/BD/49255/2008 associada ao programa PROTEC de apoio à formação avançada de docentes do Ensino Superior Politécnico, bem como o apoio suplementar do Instituto Politécnico de Viana do Castelo.

Agradeço o companheirismo dos amigos e colegas de trabalho que foram estando ao meu lado durante estes anos de trabalhos na FEUP: Sandra Nunes, Xavier Romão, Cristina Costa, Joana Delgado, Celeste Almeida, Luís Miranda, Diogo Ribeiro, Nuno Martins, Boy Berawi, Gustavo Oliveira, Catarina Costa, Weihua Hu, Joel Carvalho, Sara Rios, João Rocha, Joel Malveiro, Tiago Ilharco e Mário Marques.

Expresso a minha grande gratidão aos amigos e colegas da Escola Superior de Tecnologia e Gestão do Instituto Politécnico de Viana do Castelo: Jorge Delgado, Patrício Rocha, Pedro Delgado, Manuel Ribeiro, Mafalda Lopes e Gonçalo Lopes. Não esquecerei a grande camaradagem com que me apoiaram e, de uma forma muito especial nestes últimos tempos, contribuíram para que eu conseguisse dedicar mais tempo à investigação.

Obrigada aos amigos e familiares, em especial aos meus sogros, que se foram sempre interessando pelo andamento deste trabalho e que me deram força para continuar. Agradeço muito a todos que me foram ajudando a acompanhar os meus filhos, permitindo-me uma maior entrega a este trabalho. Ao João faço ainda um agradecimento particular pelo seu cuidado na revisão do inglês.

Pela importância que têm na minha vida e pela felicidade que me dão, dedico este trabalho aos meus pais, ao meu marido e aos meus filhos. Aos meus pais expresso o meu reconhecimento pelo seu apoio, por todos os seus ensinamentos e pela formação que me proporcionaram ao longo da vida. Ao Pedro agradeço o amor com que me apoiou para desenvolver este trabalho, me incentivou sempre a prosseguir e me soube compreender nos momentos mais difíceis. Aos nossos filhos, Miguel e Guilherme, que um dia gostava que percebessem que foi a pensar neles que estive menos presente nestes últimos tempos, agradeço toda a alegria.

RESUMO

O principal objetivo da tese é contribuir para uma evolução da prática atual de acompanhamento das pontes em países como Portugal, minimizando os custos relativos ao ciclo de vida útil dessas obras de arte. Para concretização desse objetivo é apresentado um sistema de gestão de pontes baseada numa análise probabilística, que envolve um modelo de previsão da degradação de pontes, um modelo de estimativa dos seus custos de ciclo de vida e um processo de otimização.

A previsão da degradação da performance das pontes ao longo do tempo é feita através de modelos probabilísticos baseados em Matrizes de Markov estacionários e não-estacionários. Não havendo modelos desenvolvidos especificamente para o caso de estudo português, nem registos históricos suficientes para os desenvolver, foi realizado um estudo comparativo de modelos apresentados noutros países por diversos autores, com vista a seleccionar os mais adequados para as aplicações realizadas.

O sistema engloba a estimativa de custos associados a um determinado ciclo temporal da fase de exploração de um parque de pontes, quer em termos de custos diretamente suportados pela entidade administradora, quer em termos de custos indiretos para os seus utilizadores. Para determinação dos principais parâmetros envolvidos nessa estimativa foi efetuado um estudo dos registos relativos a obras de reparação e substituição realizadas num passado recente em Portugal, que se apresenta para preparar a sua aplicação ao caso de estudo.

A otimização é feita com recurso a um algoritmo genético e permite minimizar os custos de ciclo de vida, tendo em conta um conjunto de restrições relativas aos recursos disponíveis e ao nível de segurança desejado. Dessa forma, a metodologia apresentada poderá ser útil não só para otimizar a quantia envolvida na gestão das obras de arte ao longo do tempo, mas também para prever e justificar investimentos futuros.

Para identificar os parâmetros que importa determinar de forma mais rigorosa em aplicações futuras do sistema de gestão, são apresentados os resultados do estudo de sensibilidade efetuado. A incerteza associada a algumas variáveis é ainda tratada de forma probabilística, de forma a permitir caracterizar a variabilidade que poderá estar associada aos resultados. A aplicabilidade prática da metodologia é demonstrada através da apresentação de resultados obtidos na sua aplicação em parques de pontes rodoviárias e ferroviárias de betão atualmente em funcionamento.

ABSTRACT

The main goal of this thesis is to contribute to an evolution of the current practice of bridge monitoring in countries like Portugal, minimizing the life-cycle costs of these engineering structures. In order to achieve that goal the present thesis presents a bridge management system, based on a probabilistic analysis that involves a bridge degradation prediction model, a life-cycle cost prediction model and an optimization process.

The bridge degradation prediction over time is performed through probabilistic models based on stationary and non-stationary Markov Matrices. Since there are no models specifically developed for the portuguese case study, nor sufficient historical records to develop them, this thesis presents a comparative study of different models presented by several authors in other countries in order to select the most suitable for the performed applications.

The system includes the estimated costs associated with a given time period of the operating phase in a set of roadway bridges, both in terms of costs directly incurred by the administrator and in terms of indirect costs for its users. To determine the main parameters involved in this estimate, a study was made regarding the repair and replacement works conducted in Portugal in recent years. This analysis is used to prepare its application to the case study.

The optimization is executed using a genetic algorithm and allows the minimization of the life-cycle costs, taking into account a set of constraints concerning the available resources and the desired level of security. Therefore, this methodology may be useful not only to optimize the amount involved in the management of engineering structures over time, but also to predict and justify future investments.

The present thesis presents the results of the performed sensitivity study in order to identify the parameters that should be more accurately determined in future applications. The uncertainty associated with some variables is treated in a probabilistic manner to allow characterizing the variability that may be associated with the results. The practical applicability of the methodology is demonstrated through the presentation of results obtained in its application in road and railway concrete bridge stocks currently in operation.

ÍNDICE GERAL

AGRADECIMENTOS.....	vii
RESUMO.....	xi
ABSTRACT.....	xiii
ÍNDICE GERAL	xv
ÍNDICE DE TEXTO	xvii
ÍNDICE DE FIGURAS.....	xxiii
ÍNDICE DE TABELAS	xxix
SIMBOLOGIA	xxxvii
CAPÍTULO 1. INTRODUÇÃO	1.1
CAPÍTULO 2. GESTÃO DE OBRAS DE ARTE.....	2.1
CAPÍTULO 3. MODELO DE DEGRADAÇÃO.....	3.1
CAPÍTULO 4. MODELO DE CUSTOS	4.1
CAPÍTULO 5. METODOLOGIA DE APOIO À DECISÃO	5.1
CAPÍTULO 6. APLICAÇÃO DO SISTEMA DE GESTÃO	6.1
CAPÍTULO 7. CONCLUSÕES	7.1
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	R.1
ANEXO A - PARQUES DE OBRAS DE ARTE EM PORTUGAL	A.1

ÍNDICE DE TEXTO

CAPÍTULO 1. INTRODUÇÃO	1.1
1.1. Enquadramento e motivação da investigação	1.2
1.2. Objetivos da investigação	1.3
1.3. Estrutura da dissertação.....	1.4
CAPÍTULO 2. GESTÃO DE OBRAS DE ARTE.....	2.1
2.1. Sistemas de Gestão de Pontes.....	2.2
2.1.1. Enquadramento histórico	2.2
2.1.2. Projetos de investigação na área da gestão de pontes	2.4
2.1.3. Softwares comerciais de gestão de pontes	2.11
2.1.4. Categorização dos Sistemas de Gestão de Pontes	2.14
2.2. Objeto principal da análise	2.14
2.3. Tipo de avaliação.....	2.16
2.3.1. Inspeção de pontes.....	2.18
2.3.1.1. Ensaios a realizar no âmbito das inspeções.....	2.20
2.3.1.2. Danos mais frequentes e técnicas de deteção e correção	2.21
2.3.2. Classificação do estado de condição	2.22
2.3.2.1. Pontes rodoviárias.....	2.23
2.3.2.2. Pontes ferroviárias	2.28
2.3.2.3. Subjetividade da avaliação do estado de condição	2.29
2.3.3. Avaliação da segurança.....	2.30
2.3.4. Avaliação de riscos	2.33
2.4. Apoio à decisão	2.34
2.4.1. Critérios ponderados na decisão.....	2.34
2.4.2. Processamento da informação	2.37
2.4.3. Tipo de ações planeadas	2.38
2.5. Características do Sistema de Gestão de Pontes a apresentar.....	2.40
2.5.1. Objeto de análise.....	2.42
2.5.2. Tipo de avaliação.....	2.43
2.5.3. Apoio à decisão	2.44
2.5.4. Esquema geral de funcionamento	2.45

CAPÍTULO 3. MODELO DE DEGRADAÇÃO	3.1
3.1. Indicador de degradação a considerar	3.2
3.2. Modelos de previsão de degradação.....	3.4
3.2.1. Processos de Markov	3.6
3.2.1.1. Matrizes de Markov estacionárias de primeira ordem.....	3.7
3.2.1.2. Matrizes de Markov estacionárias de ordem superior a um	3.10
3.2.1.3. Matrizes de Markov não estacionárias de tempo discreto	3.11
3.2.1.4. Matrizes de Markov não estacionárias de tempo contínuo	3.11
3.2.2. Tipo de modelo de degradação a considerar para a metodologia de gestão.....	3.12
3.3. Modelos de degradação baseados em Matrizes de Markov	3.13
3.3.1. Modelos de degradação estacionários.....	3.13
3.3.1.1. Orcesi-Cremona	3.13
3.3.1.2. Morcoux.....	3.14
3.3.1.3. Roelfstra	3.17
3.3.1.4. Farrera.....	3.19
3.3.1.5. Cesare	3.20
3.3.2. Modelos de degradação não estacionários	3.24
3.3.2.1. Devaraj	3.24
3.3.2.2. Jiang	3.30
3.3.2.3. Reale.....	3.36
3.3.3. Comparação das propostas de previsão de degradação apresentadas	3.40
3.3.3.1. Degradação de componentes da ponte	3.42
3.3.3.2. Degradação da globalidade da ponte	3.44
3.4. Considerações finais	3.51
CAPÍTULO 4. MODELO DE CUSTOS.....	4.1
4.1. Níveis de análise	4.2
4.2. Período de análise.....	4.3
4.2.1. Tempo de vida das pontes	4.3
4.2.2. Período temporal de análise	4.4
4.3. Critérios de atualização financeira	4.5
4.3.1. Adaptabilidade de custos de outros países.....	4.6
4.3.2. Estimativa de custos futuros.....	4.7
4.3.3. Atualização de custos passados	4.11
4.4. Custos de ciclo de vida associados a obras de arte	4.12
4.4.1. Custos diretos	4.14
4.4.1.1. Custos de inspeção e manutenção de rotina.....	4.16

4.4.1.2. Custos de reparação	4.18
4.4.1.3. Custos de substituição	4.23
4.4.2. Custos indiretos	4.27
4.4.2.1. Custos para os utilizadores	4.27
4.4.2.2. Custos para a sociedade	4.28
4.4.2.3. Custos de vulnerabilidade	4.29
4.5. Estudo de intervenções realizadas no passado em pontes portuguesas	4.30
4.5.1. Obras de arte rodoviárias da EP	4.30
4.5.2. Obras de arte ferroviárias da REFER	4.41
4.5.3. Comparação entre os registos de obras de arte rodoviárias e ferroviárias	4.45
4.6. Estimativa de custos	4.46
4.6.1. Custos diretos	4.49
4.6.2. Custos indiretos	4.50
4.6.2.1. Obras de arte rodoviárias	4.51
4.6.2.2. Obras de arte ferroviárias	4.59
4.6.3. Custos residuais	4.66
4.7. Considerações finais	4.69
CAPÍTULO 5. METODOLOGIA DE APOIO À DECISÃO	5.1
5.1. Nível de análise	5.2
5.2. Esquema de processamento da informação	5.3
5.2.1. Hipóteses de atuação consideradas	5.6
5.2.2. Custos das atuações	5.7
5.2.3. Impacto das atuações no nível de desempenho das obras de arte	5.8
5.2.4. Definição do problema de otimização	5.11
5.3. Módulo de otimização	5.12
5.3.1. Otimização com Algoritmos Genéticos	5.13
5.3.2. Funcionamento do Algoritmo Genético	5.16
5.3.3. Aplicação informática para implementação do Algoritmo Genético	5.20
5.3.4. Validação e calibração da aplicação informática de otimização	5.24
5.4. Apoio à decisão	5.27
5.4.1. Identificação da solução ou das soluções ótimas	5.27
5.4.2. Análise probabilística	5.28
5.4.3. Análise multicritério	5.30
5.4.4. Análise de Risco	5.31
5.5. Considerações finais	5.36

CAPÍTULO 6. APLICAÇÃO DO SISTEMA DE GESTÃO.....	6.1
6.1. Dados considerados na aplicação da metodologia.....	6.2
6.1.1. Considerações gerais	6.2
6.1.2. Dados de tráfego.....	6.4
6.1.2.1. Vias rodoviárias	6.4
6.1.2.2. Vias ferroviárias.....	6.5
6.1.3. Dados das pontes	6.5
6.1.3.1. Dados de pontes reais.....	6.6
6.1.3.2. Dados de pontes padrão	6.8
6.2. Apresentação e análise de resultados	6.10
6.2.1. Pontes reais.....	6.11
6.2.2. Pontes padrão	6.13
6.3. Análise de sensibilidade	6.17
6.3.1. Modelo de degradação	6.17
6.3.2. Número de anos por ciclo	6.22
6.3.2.1. Sem alteração do período de análise	6.22
6.3.2.2. Com alteração do período de análise	6.23
6.3.3. Taxa de atualização monetária	6.26
6.3.4. Fatores de condição	6.29
6.3.5. Parâmetros de custos diretos.....	6.32
6.3.5.1. Custos de inspeção e manutenção.....	6.32
6.3.5.2. Custos de reparação	6.33
6.3.5.3. Custos de substituição	6.34
6.3.6. Parâmetros de custos indiretos	6.35
6.3.6.1. Pontes rodoviárias	6.36
6.3.6.2. Pontes ferroviárias	6.38
6.3.7. Identificação dos parâmetros mais relevantes na análise	6.40
6.4. Análise probabilística.....	6.44
6.4.1. Pontes reais rodoviárias	6.46
6.4.1.1. Quantificação da variabilidade.....	6.46
6.4.1.2. Verificação da influência de cada uma das variáveis	6.49
6.4.2. Pontes reais ferroviárias.....	6.53
6.4.2.1. Quantificação da variabilidade.....	6.53
6.4.2.2. Verificação da influência de cada uma das variáveis	6.55
6.5. Potencialidades do Sistema de Gestão de Pontes	6.61
6.5.1. Escolha dos custos a minimizar.....	6.61
6.5.2. Análise de cenários e avaliação da poupança do planeamento otimizado	6.62
6.5.3. Consideração de restrições técnico-financeiras.....	6.70

6.5.4. Realização de uma otimização biobjetivo	6.72
6.5.4.1. Custo total e estado de condição	6.72
6.5.4.2. Custo total e máxima probabilidade de estar em EC5	6.74
6.6. Considerações finais	6.76
CAPÍTULO 7. CONCLUSÕES	7.1
7.1. Conclusões finais	7.2
7.2. Perspetivas de desenvolvimentos futuros	7.6
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	R.1
ANEXO A. PARQUES DE OBRAS DE ARTE EM PORTUGAL	A.1
A.1. EP2	A.2
A.2. BRISA	A.3
A.3. Câmara Municipal de Viana do Castelo	A.4
A.4. REFER	A.4
A.5. Metro do Porto	A.5
A.6. Comparação de parques portugueses com os de outros países	A.5
A.7. Referências bibliográficas do anexo	A.8

ÍNDICE DE FIGURAS

CAPÍTULO 2

Figura 2.1 - Colapso de pontes nos EUA (Wardhana & Hadipriono, 2003)	2.3
Figura 2.2 - Tipos de custos considerados nos Sistemas de Gestão de Pontes (Adey, Klatter et al., 2010)	2.13
Figura 2.3 - Importância da inspeção visual de estruturas existentes (CEB-FIB, 2002).....	2.20
Figura 2.4 - Curvas de classificação adotadas no Canadá (Morcous & Lounis, 2004)	2.24
Figura 2.5 - Estatística das avaliações obtidas para uma determinada ponte por 49 diferentes inspetores (Varela, 2007)	2.30
Figura 2.6 - Impacto de diferentes tipos de intervenção no nível de desempenho estrutural ao longo do ciclo de vida de uma ponte e respetivas incertezas (Frangopol & Bocchini, 2011.....	2.39
Figura 2.7 - Esquema geral de funcionamento do Sistema de Gestão de Pontes	2.46

CAPÍTULO 3

Figura 3.1 - Modelo de degradação estrutural de Tuutti (LNEC, 2007).....	3.4
Figura 3.2 - Exemplo de matriz de Markov de 2ª ordem (Sobreiro, 2011)	3.10
Figura 3.3 - Matriz de Markov e curvas de degradação de pontes de betão segundo Orcesi-Cremona (2009).....	3.14
Figura 3.4 - Evolução temporal do EC de tabuleiros de betão segundo o modelo de Morcous	3.15
Figura 3.5 - Variação associada às curvas de Morcous para diferentes tipos de agressividade ambiental	3.16
Figura 3.6 - Evolução temporal do EC de pontes de betão segundo Roelfstra	3.18
Figura 3.7 - Variação associado às curvas de Roelfstra para diferentes tipos de degradação	3.18
Figura 3.8 - Evolução temporal do EC da superestrutura de uma ponte de betão segundo Farrera	3.20
Figura 3.9 - Evolução temporal do EC da superestrutura de uma ponte metálica segundo Farrera	3.20
Figura 3.10 - Evolução temporal do EC da subestrutura de uma ponte segundo Farrera	3.20
Figura 3.11 - Degradação de pontes de aço - modelo de Cesare (456 pontes).....	3.21

Figura 3.12 - Degradação de pontes de betão simples - modelo de Cesare (214 pontes)	3.22
Figura 3.13 - Degradação de pontes em betão contínuo - modelo de Cesare (54 pontes)	3.22
Figura 3.14 - Degradação de pontes em betão pré-esforçado - modelo de Cesare (36 pontes)	3.22
Figura 3.15 - Degradação de todas as pontes - modelo de Cesare	3.22
Figura 3.16 - Curvas de degradação do estado de Pontes segundo o modelo de Cesare	3.23
Figura 3.17 - Principais componentes das pontes - tabuleiro, superestrutura e subestrutura (FHWA, 2006)	3.24
Figura 3.18 - Comparação entre as curvas de degradação de pontes e das suas várias componentes segundo a proposta apresentada por Devaraj (Devaraj, 2009)	3.26
Figura 3.19 - Comparação de curvas de degradação de pontes resultantes das matrizes estacionárias usadas no Pontis com as resultantes das matrizes não-estacionárias de Devaraj	3.27
Figura 3.20 - Variação entre curvas de degradação de pontes resultantes das matrizes usadas no Pontis com as resultantes das matrizes de Devaraj	3.27
Figura 3.21 - Curvas de degradação obtidas com as matrizes originais de Devaraj (escala de 1 a 7) e com as matrizes convertidas correspondentes (escala de 1 a 5)	3.29
Figura 3.22 - Comparação de previsão da degradação de pontes em vários estados em diferentes idades obtidas com as matrizes de Devaraj (Devaraj, 2009) convertidas para 5 níveis	3.30
Figura 3.23 - Evolução temporal de Jiang para o estado das componentes de pontes em estradas estaduais - escala original de 7 níveis (traço contínuo) e escala convertida de 5 níveis (tracejado)	3.32
Figura 3.24 - Variação do EC previsto para componentes em aço em relação às de betão	3.33
Figura 3.25 - Exemplos de curvas de degradação de subestruturas de betão que partem de diferentes ECs e idades (a ponteado quando partem de idade não nula)	3.34
Figura 3.26 - Comparação das curvas relativas às componentes de uma ponte de betão	3.35
Figura 3.27 - Evolução do estado das pontes obtida a partir da combinação das matrizes das suas componentes - escala de 7 níveis (traço contínuo) e escala de 5 níveis (tracejado)	3.35
Figura 3.28 - Curvas de degradação de componentes das pontes segundo Reale	3.38
Figura 3.29 - Curvas de degradação de pontes baseadas nas matrizes de Markov de Reale	3.39
Figura 3.30 - Degradação do EC de tabuleiros de betão segundo diferentes modelos	3.42

Figura 3.31 - Degradação do EC de superestruturas de betão segundo diferentes modelos	3.43
Figura 3.32 - Degradação do EC de subestruturas de betão segundo diferentes modelos	3.43
Figura 3.33 - Comparação de curvas de degradação de diferentes modelos	3.45
Figura 3.34 - Comparação das curvas de degradação de Roelfstra e de Reale	3.46
Figura 3.35 - Comparação das curvas de degradação de Roelfstra e de Orcesi-Cremona	3.47
Figura 3.36 - Variação entre as curvas de degradação de Roelfstra (degradação normal) e de Orcesi-Cremona	3.47
Figura 3.37 - Comparação das curvas de degradação de Roelfstra e Devaraj.....	3.48
Figura 3.38 - Comparação das curvas de degradação de Jiang e Devaraj	3.49
Figura 3.39 - Comparação das curvas de degradação de Roelfstra e de Jiang	3.49

CAPÍTULO 4

Figura 4.1 - Mapa de índices de custos relativos de construção (Moore & Riley, 201	4.6
Figura 4.2 - Fator de correção monetário (FCM) em função do tempo e da taxa de atualização monetária anual	4.9
Figura 4.3 - Taxa de atualização recomendada em função do número de anos da análise (InnoTrack, 2007b)	4.10
Figura 4.4 - Taxa de inflação em Portugal nos últimos anos (PORDATA, 2013)	4.12
Figura 4.5 - Distribuição temporal dos custos de ciclo de vida (Sundquist & Karoumi)	4.13
Figura 4.6 - Matriz tridimensional de CCV e conceito de elemento de custo segunda a norma EN 60300-3-3 (IEC, 2005)	4.13
Figura 4.7 - Distribuição dos custos diretos numa ponte em betão de grandes dimensões (tabuleiro com 585 x 18m) (Klatter, 2011).....	4.17
Figura 4.8 - Custos de intervenção em função do estado das pontes - estudo de (Binet, 1996) referido por Orcesi (Orcesi, 2008).....	4.22
Figura 4.9 - Custos de intervenção em pontes em função do tempo e do material estrutural - (Adey, Hajdin et al., 2006) referido em (Jutila & Sundquist, 2007).....	4.22
Figura 4.10 - Alterações no investimento da EP na última década (Horta, 2012)	4.30
Figura 4.11 - Variação do custo unitário das reparações com o principal material e com o comprimento de obras de arte da EP	4.34
Figura 4.12 - Variação da duração das reparações com o principal material e com o comprimento de obras de arte da EP	4.34
Figura 4.13 - Relação do custo e da duração das reparações com a idade de obras de arte da EP com mais de 50m de comprimento	4.37

Figura 4.14 - Relação do custo unitário das reparações com a idade, o material e o EC de obras de arte da EP com mais de 50m de comprimento	4.37
Figura 4.15 - Função densidade de probabilidade para o custo das reparações (€/m ²) em pontes de betão no EC4.....	4.40
Figura 4.16 - Função densidade de probabilidade para a duração das reparações (dias) em pontes de betão no EC4.....	4.41
Figura 4.17 - Variação do custo unitário das reparações com o comprimento em obras de arte da REFER	4.43
Figura 4.18 - Relação do custo unitário das reparações com a idade, o material e o EC de obras de arte da REFER com mais de 20m de comprimento	4.44
Figura 4.19 - Esquema ilustrativo do cálculo do valor residual considerado	4.68

CAPÍTULO 5

Figura 5.1 - Esquema de funcionamento do programa de gestão de pontes.....	5.4
Figura 5.2 - Soluções Pareto (não dominadas) num caso com dois objetivos a minimizar	5.15
Figura 5.3 - Significado de cada indivíduo numa população.....	5.21
Figura 5.4 - Esquema de funcionamento da aplicação informática desenvolvida	5.22
Figura 5.5 - Esquema com exemplos dos operadores utilizados	5.23
Figura 5.6 - Variação do erro e do tempo de processamento com o número de obras e o tamanho da população	5.26
Figura 5.7 - Análise probabilística considerada no Sistema de Gestão de Pontes propost	5.29

CAPÍTULO 6

Figura 6.1 - Custos totais (k€) para as 100 pontes rodoviárias	6.47
Figura 6.2 - Custos parcelares (k€) para as 100 pontes rodoviárias	6.48
Figura 6.3 - Variação dos custos parcelares e totais nas 100 pontes rodoviárias	6.48
Figura 6.4 - Custos diretos nos vários ciclos temporais para as 100 pontes rodoviárias.....	6.49
Figura 6.5 - Correlação entre as variáveis e o número total de intervenções	6.50
Figura 6.6 - Correlação entre as variáveis e os custos totais (k€)	6.50
Figura 6.7 - Correlação entre as variáveis e os custos diretos (k€)	6.50
Figura 6.8 - Relação dos fatores de condição EC2 e EC3 com as intervenções por ciclo (C1 a C5)	6.51
Figura 6.9 - Relação dos custos diretos e dos custos totais das pontes rodoviárias com os parâmetros com que mais se correlacionam	6.52

Figura 6.10 - Custos totais (k€) para as 100 pontes ferroviárias.....	6.53
Figura 6.11 - Custos parcelares (k€) para as 100 pontes ferroviárias.....	6.54
Figura 6.12 - Variação dos custos parcelares e totais nas 100 pontes ferroviárias.....	6.54
Figura 6.13 - Custos diretos nos vários ciclos temporais para as 100 pontes ferroviárias.....	6.55
Figura 6.14 - Correlação entre as variáveis e o número total de intervenções	6.56
Figura 6.15 - Correlação entre as variáveis e o número de intervenções no 3º ciclo temporal	6.56
Figura 6.16 - Correlação entre as variáveis e o número de intervenções no 5º ciclo temporal	6.56
Figura 6.17 - Relação dos fatores de condição com as intervenções por ciclo (C1 a C5)	6.57
Figura 6.18 - Relação do fator multiplicativo da valorização do atraso (FM VA) e do custo direto unitário (CDU) com o número de intervenções no 5º ciclo	6.58
Figura 6.19 - Correlação entre as variáveis e os custos totais (k€)	6.59
Figura 6.20 - Correlação entre as variáveis e os custos diretos (k€)	6.59
Figura 6.21 - Relação dos custos diretos e dos custos totais das pontes ferroviárias com os parâmetros com que mais se correlacionam	6.60
Figura 6.22 - Resultados ótimos para diferentes limites de EC - amostra de 100 pontes rodoviárias.....	6.73
Figura 6.23 - Resultados ótimos para diferentes limites de EC - amostra de 100 pontes ferroviárias	6.73
Figura 6.24 - Relação entre a máxima probabilidade de estar em EC5 e as várias parcelas de custos que resultam da minimização dos custos totais na amostra das 100 pontes rodoviárias.....	6.75

ÍNDICE DE TABELAS

CAPÍTULO 2

Tabela 2.1 - Colapsos de pontes (Singh; Trindade; Poças, 2009; Figueiredo, 2010; Carter, Brumfield et al., 2013)	2.3
Tabela 2.2 - Projetos de investigação europeus (ISISE; Woodward, Cullington et al., 2001; Jordan & Znidaric, 2004; 2007c; Jutila & Sundquist, 2007; UIC, 2010; Salta, 2011)	2.6
Tabela 2.3 - Comparação de alguns Sistemas de Gestão de Pontes	2.12
Tabela 2.4 - Categorização dos Sistemas de Gestão de Pontes sobre diversos pontos de vista.....	2.14
Tabela 2.5 - Inspeções a Pontes rodoviárias e ferroviárias	2.19
Tabela 2.6 - Escalas de classificação de obras de arte considerada pela EP	2.23
Tabela 2.7 - Escala de classificação de obras de arte do método IQOA.....	2.24
Tabela 2.8 - Escalas de classificação do EC das componentes da ponte segundo a NBI (FHWA, 1995)	2.25
Tabela 2.9 - Escalas de classificação de elementos da ponte segundo o catálogo CoRe (Commonly Recognized elements)(Thompson & Shepard, 2000)	2.25
Tabela 2.10 - Índices de classificação do estado das pontes (Poças, 2009)	2.27
Tabela 2.11 - Escalas de classificação proposta pelo UIC e adotada pela REFER (UIC 1989).....	2.28
Tabela 2.12 - Esquema Geral dos 5 níveis de avaliação de segurança dos projetos BRIME (Woodward, Cullington et al., 2001) e COST (Jordan & Znidaric, 2004; Dongala, 2008)	2.32
Tabela 2.13 - Valores do Índice de Fiabilidade (\square) estabelecidos pelo Eurocódigo (IPQ, 2009).....	2.33

CAPÍTULO 3

Tabela 3.1 - Escala de EC adotada e correspondência com outras escalas.....	3.3
Tabela 3.2 - Classificação dos processos de Markov (Costa)	3.7
Tabela 3.3 - Tipologia das matrizes de Markov consideradas no modelo de Cesare	3.21
Tabela 3.4 - Matrizes de Markov não-estacionárias propostas por Devaraj (Devaraj, 2009).....	3.25

Tabela 3.5 - Matrizes de Markov estacionárias usadas pelo programa Pontis (Devaraj, 2009).....	3.25
Tabela 3.6 - Matrizes de Devaraj (Devaraj, 2009) convertidas para uma escala de 5 níveis.....	3.28
Tabela 3.7 - Matrizes de Markov não-homogéneas apresentadas por Reale (Reale, 2013) para elementos das pontes tendo em conta a corrosão do betão armado induzida por cloretos	3.37
Tabela 3.8 - Coeficientes de ponderação dos elementos (Reale, 2013).....	3.38
Tabela 3.9 - Síntese comparativa do tipo de modelos de degradação apresentados	3.41
Tabela 3.10 - Número de anos até atingir o estado de condição 3.....	3.50

CAPÍTULO 4

Tabela 4.1 - Fases do ciclo de vida de uma estrutura	4.4
Tabela 4.2 - Custos de construção de alguns países em relação a Portugal (Moore & Riley, 2012)	4.7
Tabela 4.3 - Classificação dos custos de ciclo de vida de uma ponte	4.14
Tabela 4.4 - Relação dos custos diretos anuais de ciclo de vida com o seu valor patrimonial	4.15
Tabela 4.5 - Custos de inspeção e manutenção de viadutos rodoviários de betão sobre a autoestrada - adaptado de (Noortwijk & Klatter, 2004)	4.16
Tabela 4.6 - Custos de manutenção de pontes no Estado Norte Americano da Florida (2011).....	4.17
Tabela 4.7 - Custos associados a pequenas pontes em betão com vãos de cerca de 6m - segundo uma publicação finlandesa (Rautakorpi, 2004) referida no projeto ETSI (Jutila & Sundquist, 2007)	4.19
Tabela 4.8 - Intervenções em pontes rodoviárias em betão (Orcesi & Cremona, 2011a)	4.20
Tabela 4.9 - Custos de intervenções de melhoria de condição IQOA (Orcesi & Cremona, 2011b)	4.20
Tabela 4.10 - Variação dos custos de intervenção com o EC da obra de arte (Orcesi & Cremona, 2011b)	4.21
Tabela 4.11 - Variação dos custos intervenção com o EC (Adey & Hajdin, 2008)	4.21
Tabela 4.12 - Variação dos custos de intervenção com o material estrutural	4.23
Tabela 4.13 - Custos de construção de pontes nos EUA (2011; 2012).....	4.24
Tabela 4.14 - Custos médios de substituição de obras de arte em betão - adaptado de (Noortwijk & Klatter, 2004)	4.24
Tabela 4.15 - Custos de construção e reconstrução de obras de arte rodoviárias e ferroviárias francesas - adaptado de SETRA (2004)	4.25

Tabela 4.16 - Custos de construção de obras de arte rodoviárias e ferroviárias do Reino Unido (Moore, 2006)	4.26
Tabela 4.17 - Custos médios de reconstrução de obras de arte ferroviárias em Portugal - tabela construída com base nos casos referidos por Ribeiro (2007).....	4.26
Tabela 4.18 - Custos das intervenções realizadas pela EP nos últimos anos (Horta & Lopes, 2012).....	4.31
Tabela 4.19 - Registos de intervenções de reparação realizadas em obras de arte da EP	4.33
Tabela 4.20 - Matriz de correlação dos custos e da duração das reparações com algumas características das obras de arte da EP	4.33
Tabela 4.21 - Registos de intervenções de reparação realizadas em obras de arte da EP com mais de 50m de comprimento.....	4.35
Tabela 4.22 - Matriz de correlação dos custos e da duração das reparações com algumas características de obras de arte da EP com comprimento superior a 50m	4.36
Tabela 4.23 - Custo das intervenções de reparação realizadas em obras de arte da EP com mais de 50 m de comprimento.....	4.38
Tabela 4.24 - Duração das intervenções de reparação realizadas em obras de arte da EP com mais de 50 m de comprimento	4.38
Tabela 4.25 - Custos e duração das reparações em pontes rodoviárias de betão da EP	4.40
Tabela 4.26 - Registos de intervenções de reparação realizadas em obras de arte da REFER.....	4.42
Tabela 4.27 - Registos de intervenções de reparação realizadas em obras de arte da REFER com mais de 20m de comprimento	4.43
Tabela 4.28 - Custo das intervenções de reparação em obras de arte da REFER com mais de 20 m de comprimento.....	4.44
Tabela 4.29 - Valores médios de duração das intervenções de reparação em obras de arte da REFER com mais de 20 m de comprimento.	4.45
Tabela 4.30 - Parâmetros de custo associados a intervenções em pontes de betão em EC4.....	4.48
Tabela 4.31 - Coeficientes multiplicativos para correção dos custos em função do EC	4.48
Tabela 4.32 - Pontes rodoviárias - percentagem de tempo com diferentes tipos restrições (PERC,a).....	4.52
Tabela 4.33 - Tabela de classes de veículos usadas pela Brisa para cálculo de portagens (Brisa)	4.55
Tabela 4.34 - Custo horário por tipo de veículo rodoviário (CH)	4.55
Tabela 4.35 - Custo quilométrico por tipo de veículo rodoviário (CK)	4.56

Tabela 4.36 - Custos diretos e indiretos associados a intervenções em pontes rodoviárias	4.57
Tabela 4.37 - Valorização dos atrasos (VA) por tipo de comboio (REFER, 2011b)	4.60
Tabela 4.38 - Pontes ferroviárias - percentagem de tempo com diferentes tipos restrições (PERc,a)	4.62
Tabela 4.39 - Custos diretos e indiretos associados a intervenções em pontes ferroviárias	4.63
Tabela 4.40 - Ajuste dos custos indiretos estimados para intervenções em pontes rodoviárias e ferroviárias com os valores de custos horários indicados pela HEATCO	4.66
Tabela 4.41 - Exemplos de cálculo do custo residual (em percentagem do custo de substituição)	4.69

CAPÍTULO 5

Tabela 5.1 - Hipóteses de atuação que podem ser consideradas no Sistema de Gestão de Pontes	5.7
Tabela 5.2 - Impacto nos custos das hipóteses de atuação consideradas no Sistema de Gestão	5.8
Tabela 5.3 - Impacto na performance das hipóteses de atuação consideradas no Sistema de gestão	5.9
Tabela 5.4 - Probabilidades de melhoria de EC consideradas por Adey e Hajdin (2008)	5.10
Tabela 5.5 - Transição de EC consideradas no LIFECON (Vesikari, 2003) para reparações	5.10
Tabela 5.6 - Matrizes de Atuação (MAa) consideradas - com as probabilidades do LIFECON (Vesikari, 2003)	5.11
Tabela 5.7 - Analogia entre o léxico da natureza e o dos Algoritmos Genéticos (Pacheco, 1999)	5.17
Tabela 5.8 - Variação do erro com a variação dos parâmetros do AG	5.25
Tabela 5.9 - Parâmetros relativos à aplicação dos AG segundo algumas referências bibliográficas	5.26
Tabela 5.10 - Diferenciação dos limites de performance por classe de consequências de rotura	5.33
Tabela 5.11 - Diferenciação dos limites de performance por classe de risco sísmico da ponte	5.34

CAPÍTULO 6

Tabela 6.1 - Caracterização dos dados considerados por tipo de rodovia	6.5
Tabela 6.2 - Caracterização das amostras de pontes rodoviárias e ferroviárias.....	6.6
Tabela 6.3 - Histogramas de caracterização das amostras de pontes rodoviárias e ferroviárias reais	6.7
Tabela 6.4 - Dados relativos a pontes definidas como padrão	6.8
Tabela 6.5 - Dados relativos a vias rodoviárias definidas como padrão	6.9
Tabela 6.6 - Dados relativos a vias ferroviárias definidas como padrão	6.9
Tabela 6.7 - Caracterização das amostras de pontes rodoviárias e ferroviárias padrão	6.10
Tabela 6.8 - Custos ótimos obtidos para os conjuntos de 100 pontes rodoviárias e ferroviárias considerando o modelo de degradação proposto por Roelfstra para degradação lenta	6.11
Tabela 6.9 - Resultados do conjunto das amostras de 30 pontes padrão - rodoviárias e ferroviárias	6.14
Tabela 6.10 - Custos por ponte rodoviária e ferroviária padrão.....	6.15
Tabela 6.11 - Resultados obtidos com o modelo de Roelfstra para degradação normal e rápida	6.18
Tabela 6.12 - Resultados obtidos com o modelo de Orcesi-Cremona.....	6.18
Tabela 6.13 - Resultados obtidos com o modelo de Devaraj para pontes com 0 e 20 anos de idade	6.19
Tabela 6.14 - Resultados obtidos com o modelo de Devaraj para pontes com 30 e 50 anos de idade	6.19
Tabela 6.15 - Resumo comparativo dos principais resultados obtidos nas 30 pontes rodoviárias padrão quando se usam diferentes modelos de degradação	6.20
Tabela 6.16 - Resultados da minimização dos custos totais da amostra das 30 pontes rodoviárias padrão com diferentes distribuições do número de anos pelos vários ciclos temporais.....	6.23
Tabela 6.17 - Resultados da minimização dos custos totais da amostra das 30 pontes rodoviárias padrão considerando diferentes períodos de análise.....	6.25
Tabela 6.18 - Impacto da variação da taxa de atualização monetária anual nos resultados obtidos para as 30 pontes rodoviárias padrão	6.26
Tabela 6.19 - Comparação de diferentes cenários de atuação, com taxa de atualização monetária de 5% e de 4%, em pontes com vias VRA	6.28
Tabela 6.20 - Comparação dos resultados obtidos com uma taxa de 2% para a ponte PA-VRB-EC2, considerando ou não a atuação no último ciclo	6.28
Tabela 6.21 - Comparação de diferentes cenários de atuação, com taxa de atualização monetária de 2% e de 4%, em pontes que partem de EC3	6.29

Tabela 6.22 - Impacto da variação dos fatores de condição nos resultados obtidos para as 30 pontes rodoviárias padrão	6.30
Tabela 6.23 - Alterações no plano ótimo de atuação quando FC EC3 passa de 75% para 50%	6.31
Tabela 6.24 - Impacto da variação do custo de inspeção e manutenção nos resultados obtidos para as 30 pontes rodoviárias padrão	6.33
Tabela 6.25 - Impacto da variação do custo unitário de reparação nos resultados obtidos para as 30 pontes rodoviárias padrão	6.33
Tabela 6.26 - Impacto da variação do rácio de custos de substituição e reparação nos resultados obtidos para as 30 pontes rodoviárias padrão	6.34
Tabela 6.27 - Impacto da variação dos parâmetros de custos indiretos nos resultados obtidos para as 30 pontes rodoviárias padrão	6.37
Tabela 6.28 - Impacto da variação dos parâmetros de custos indiretos nos resultados obtidos para as 30 pontes ferroviárias padrão	6.39
Tabela 6.29 - Impacto da variação do conjunto de parâmetros mais relevantes na amostra de pontes padrão ferroviárias	6.40
Tabela 6.30 - Impacto da variação do conjunto de parâmetros mais relevantes na amostra de pontes reais rodoviárias	6.41
Tabela 6.31 - Impacto da variação do conjunto de parâmetros mais relevantes na amostra de pontes reais ferroviárias.....	6.42
Tabela 6.32 - Comparação do impacto da variação dos principais parâmetros nas várias amostras	6.43
Tabela 6.33 - Funções densidade de probabilidade consideradas na análise de pontes rodoviárias	6.45
Tabela 6.34 - Impacto da alteração do tipo de custos minimizado nos resultados obtidos para as 100 pontes rodoviárias	6.61
Tabela 6.35 - Impacto da alteração do tipo de custos minimizado nos resultados obtidos para as 1000 pontes ferroviárias.....	6.62
Tabela 6.36 - Custos obtidos para as 100 pontes rodoviárias e ferroviárias reais com planos de atuação de menor custo direto e de menor custo total	6.64
Tabela 6.37 - Custos obtidos para as 100 pontes rodoviárias e ferroviárias reais com planos de atuação pré-definidos que cumprem os limites de performance	6.65
Tabela 6.38 - Custos obtidos para as 100 pontes rodoviárias e ferroviárias reais com planos de atuação pré-definidos que não cumprem os limites de performance	6.66
Tabela 6.39 - Comparação dos custos dos diferentes planos de atuação em pontes rodoviárias	6.68

Tabela 6.40 - Comparação dos custos dos diferentes planos de atuação em pontes ferroviárias	6.68
Tabela 6.41 - Resultados da não atuação nas 100 pontes rodoviárias e ferroviárias	6.69
Tabela 6.42 - Resultados obtidos nas 100 pontes rodoviárias e nas 100 pontes ferroviárias quando se impõe um limite de custo direto por ciclo de 10M€	6.71
Tabela 6.43 - Resultados da análise de sensibilidade	6.79

SIMBOLOGIA

SIGLAS

AASHTO	<i>American Association of State Highway and Transportation Officials (EUA)</i>
AE	Autoestrada
AG	Algoritmo Genético
AHP	<i>Analytical Hierarchy Process</i>
ASTM	<i>American Society for Testing and Materials</i>
CCV	Custo de Ciclo de Vida
CP	Comboios de Portugal
EC	Estado de Condição da ponte
ELECTRE	<i>ELimination Et Choix Traduisant la REalité</i>
EM	Estrada Municipal
EN	Estrada Nacional
EP	Estradas de Portugal
ER	Estrada Regional
EUA	Estados Unidos da América
FHWA	<i>Federal Highway Administration - U.S. Department of transportation (EUA)</i>
FIB	<i>Fédération Internationale du Béton</i>
FORM	<i>First Order Reliability Method</i>
HEATCO	<i>Harmonised European Approaches for Transport Costing</i>
IABMAS	<i>International Association for Bridge Maintenance And Safety</i>
IC	Itinerário Complementar
IP	Itinerário Principal
IPQ	Instituto Português da Qualidade
IQOA	<i>Image de la Qualité des Ouvrages d'Art</i>
MADA	<i>Multi-Attribute Decision Aid</i>
MEXE	<i>Military Engineering Experimental Establishment</i>
NBI	<i>National Bridge Inventory (EUA)</i>
NBIS	<i>National Bridge Inspection Standards (EUA)</i>

NCHRP	<i>National Cooperative Highway Research Program</i> (EUA)
OA	Obra de arte
PIB	Produto Interno Bruto
RAMS	<i>Reliability, Availability, Maintainability and Safety</i>
REFER	Rede Ferroviária Nacional
SGOA	Sistema de Gestão de Obras de Arte
SMART	<i>Sustainable Masonry Arch Resistance Technique</i>
SORM	<i>Second Order Reliability Method</i>
TMD	Tráfego Médio Diário (veículos/dia)
VN	Via Nacional

VARIÁVEIS

A	Área do tabuleiro (m ²)
ATF	Atraso por aceleração/frenagem (minutos)
ATR	Atraso por redução de velocidade (minutos)
CAP	Capacidade normal via (unidade de veículos ligeiros por pista)
CAPT	Capacidade da via em zona de trabalho
CC	Custo Circulação extra (€)
CCV	Custo de Ciclo de Vida (€)
CD	Custo Direto (€)
CDU	Custo Direto Unitário (€/m ²) - por área de tabuleiro e para pontes em EC4
CH	Custo Horário (€/h)
CI	Custo Indireto (€)
CK	Custo por quilómetro (€/km)
CR	Custo Residual (€)
CT	Custo Tempo extra (€)
DUR	Duração de uma intervenção (dias) para pontes em EC4
EC	Estado de Condição da ponte
FC	Fator de Condição
FC ECK	Fator de Condição relativo ao estado de condição k
FCM	Fator de Correção Monetário
FM	Fator Multiplicativo
ID	Idade da ponte (anos)

<i>LD</i>	Extensão do desvio (km)
<i>LP</i>	Comprimento da ponte (km)
<i>MA</i>	Matriz de Atuação
<i>MM</i>	Matriz de Markov
<i>NP</i>	Número de Pistas na via
<i>PER</i>	Percentagem de tempo com condicionamento da circulação
<i>TA</i>	Taxa de Atualização monetária anual
<i>TIR</i>	Taxa Interna de Retorno
<i>TMD</i>	Tráfego Médio Diário (veículos/dia)
<i>TV</i>	Tempo de Vida sem intervenção (anos)
<i>TVT</i>	Taxa de Variação anual do tráfego médio diário
<i>V</i>	Velocidade (km/h)
<i>VA</i>	Valorização do atraso (€/min)
<i>VC</i>	Vetor de Condição
<i>VE</i>	Vetor Estado de condição
<i>VPL</i>	Valor Presente Líquido

ÍNDICES USADOS NAS VARIÁVEIS

<i>a</i>	Código de atuação (0 - nenhuma; 1 - reparação; 2 substituição)
<i>c</i>	Circulação (0 - normal; 1- reduzida; 2- fila; 3- desviada)
<i>f</i>	Prémio associado ao risco financeiro do investimento
<i>i</i>	Taxa de inflação
<i>n</i>	Número de níveis de classificação inerentes a uma escala classificativa
<i>np</i>	Número de pontes ou obras de arte
<i>p</i>	Ponte ou obra de arte
<i>t</i>	Ano de análise
<i>t0</i>	Ano presente
<i>tu</i>	Último ano da análise
<i>u</i>	Oportunidade de capital
<i>v</i>	Veículo (rodovia: 1-ligeiro; 2-pesado ferrovia: 1-suburbano; 2-médio ou longo curso)

CAPÍTULO 1.

INTRODUÇÃO

As pontes, tal como as infraestruturas de transportes de que fazem parte, são de grande importância para a sociedade e para o funcionamento da economia de um país. Para assegurar o desempenho adequado das pontes é necessário um investimento avultado ao longo de toda a fase de exploração, pelo que a implementação de Sistemas de Gestão de Obras de Arte é fundamental para otimizar as decisões das administrações que gerem esse tipo de infraestruturas.

Para dar resposta às necessidades de algumas entidades responsáveis por parques de pontes em Portugal, e noutros países com necessidades similares, apresenta-se um Sistema de Gestão de Pontes que tem como principal objetivo a minimização dos custos de ciclo de vida. O sistema pretende assessorar os gestores de pontes rodoviárias e ferroviárias no processo de decisão, de forma a encontrar o planeamento das intervenções que cumpre os níveis de exigência pretendidos e otimiza os recursos envolvidos, ao longo de um horizonte temporal de médio ou longo prazo.

Para além de um enquadramento geral do tema, salientando a motivação subjacente à sua escolha e os principais objetivos da investigação, a introdução integra uma descrição da forma como os trabalhos desenvolvidos serão apresentados ao longo dos restantes capítulos que compõem a dissertação.

1.1. Enquadramento e motivação da investigação

O interesse crescente da investigação na área da gestão de pontes resulta do elevado nível de responsabilidade associado a esse tipo de infraestruturas, dos avultados custos associados às intervenções nas mesmas e de outros impactos económico-sociais associados à sua integração em redes rodoviárias ou ferroviárias. Os níveis de segurança que vão sendo exigidos pela população têm vindo a aumentar na sequência da ocorrência de acidentes trágicos. O acidente da ponte Hintz Ribeiro em Entre-os-Rios, que em 2001 vitimou cerca de meia centena de pessoas, ainda está muito presente na memória dos portugueses. O que aconteceu em Entre-os-Rios veio mudar as práticas de gestão de obras de arte em Portugal e veio aumentar o interesse na investigação nessa área, aliás à semelhança do que também já se verificou noutros países na sequência de acidentes similares. Para além disso, em países como Portugal, essa motivação é ainda acrescida pela conjuntura atual em que o país se encontra, com um parque de obras de arte cada vez mais envelhecido e com recursos financeiros cada vez mais escassos.

A solicitação das pontes pode também aumentar ao longo do tempo, quer por incremento do volume de tráfego quer por incremento das respetivas cargas. Esse facto, associado ainda a um aumento no nível etário das obras, a uma manutenção de conservação muitas vezes insuficiente, para além de outras alterações relativas à exposição ambiental, têm vindo a acelerar a degradação das estruturas.

Dado o tipo de análises conservativas que geralmente se considera em projeto é habitual as obras como as pontes poderem ter uma extensão do período de vida útil considerado na sua conceção, embora para isso seja importante que a mesma vá sendo alvo de intervenções de manutenção e conservação periódicas. Ao longo da vida das estruturas, depois das fases de projeto e construção, a maior necessidade de intervenção do engenheiro surge algum tempo depois da sua entrada em funcionamento, no período em que há necessidade de tomar decisões relativamente às intervenções de reparação, reabilitação e substituição que possam ser necessárias.

O investimento na conservação e reparação de uma ponte pode ser muito significativo, pelo que importa considerar desde a fase de conceção os vários custos que estarão associados às intervenções necessárias ao longo da sua vida útil. As pontes representam apenas 2% da extensão da rede viária europeia mas os custos que lhes estão associados rondam os 20% a 30% (Woodward, Cullington *et al.*, 2001; Jordan & Znidaric, 2004). Essa proporção é também verificada em Portugal uma vez que, no ano de 2012, cerca de 30% do investimento feito pela Estradas de Portugal se destinou a reparação e reabilitação de obras de arte (Horta, 2012).

1.2. Objetivos da investigação

O principal objetivo da investigação é contribuir para uma evolução da prática atual de acompanhamento de pontes rodoviárias e ferroviárias em países como Portugal. As principais entidades responsáveis por esse tipo de obras de arte em Portugal dispõem já de uma base de dados informática com o inventário das pontes e com o registo das suas inspeções, pelo que importa agora preparar a implementação de processos de análise dessa informação que possam vir a apoiar a decisão e tornar o acompanhamento das pontes mais eficiente. Pretende-se que a partir da informação mais correntemente disponível num parque de pontes seja possível identificar, para cada uma das obras de arte, o melhor tipo de intervenção a implementar ao longo do tempo, tendo em vista a minimização dos custos de ciclo de vida. Para não dificultar a aplicação a grandes parques de obras de arte, com características diversificadas, deve adotar-se uma metodologia expedita.

Para concretização desse objetivo será necessário desenvolver um Sistema de Gestão de Pontes que possa apoiar as entidades responsáveis por esse tipo de obras de arte a garantir o nível de segurança desejado e a prever, otimizar e fundamentar as suas necessidades técnicas e financeiras a médio ou longo prazo. Para o seu desenvolvimento será necessário, por um lado, estudar modelos de previsão da evolução do desempenho das pontes ao longo do tempo e, por outro, encontrar um processo de avaliação económico-financeira que permita comparar múltiplos cenários de atuação. Para além disso, será necessário desenvolver um processo de otimização que, tendo em conta as restrições da entidade gestora, possibilite a minimização dos custos das intervenções a realizar no parque de obras de arte. Dada a incerteza associada quer à determinação dos custos, quer à previsão de acontecimentos futuros, a metodologia adotada deverá considerar uma abordagem de natureza probabilística.

Para testar o sistema de gestão, pretende-se experimentar a sua aplicação a pontes de betão, de natureza rodoviária e ferroviária, atualmente em funcionamento em Portugal. Pretende-se ainda realizar um estudo de sensibilidade que identifique os parâmetros mais relevantes para os resultados da análise, para que no futuro se saiba quais as variáveis em que se deve investir numa caracterização mais rigorosa. De qualquer forma, os resultados também devem poder ser apresentados de forma probabilística, para que se consiga mostrar a variabilidade que lhes poderá estar associada.

1.3. Estrutura da dissertação

Depois de no presente capítulo se ter feito um enquadramento da investigação desenvolvida, nos parágrafos que se seguem é efetuada uma descrição sumária da forma como vai ser feita a sua apresentação ao longo de cada um dos restantes capítulos.

O capítulo 2 apresenta o estado da arte relativo à gestão de obras de arte em geral, de forma a contextualizar o sistema de gestão desenvolvido para apoio à gestão de pontes. Para o efeito, o capítulo apresenta uma perspetiva histórica da evolução dos Sistemas de Gestão de Obras de Arte (SGOAS) e faz referência às metodologias usuais de acompanhamento, classificação e gestão de pontes. São referidos os principais trabalhos de investigação desenvolvidos nas diversas áreas relacionadas com a temática e também alguns programas de cariz mais comercial.

O capítulo 3 faz referência a vários tipos de modelos de previsão da degradação de pontes, justificando depois a escolha de um modelo probabilístico baseado em matrizes de Markov, estacionárias e não-estacionárias, para incorporar no sistema de gestão proposto. O capítulo apresenta ainda um estudo comparativo da previsão de degradação efetuada com recurso a modelos de Markov propostos por diferentes autores, tendo em vista a escolha dos modelos a incorporar na aplicação a um conjunto de pontes em que o principal material estrutural é o betão.

O capítulo 4 apresenta a metodologia adotada para avaliação dos custos globais de ciclo de vida. Depois de uma referência aos vários tipos de custos que podem ser englobados numa análise desse tipo, é explicada a forma escolhida para a sua quantificação no âmbito do Sistema de Gestão de Pontes que se apresenta. De forma a preparar a sua aplicação ao caso de estudo português, é feita uma avaliação dos parâmetros de custos mais adequados para a quantificação desses montantes, a partir da discussão de valores de outros países e dos resultados da análise de registos históricos relativos a pontes rodoviárias e ferroviárias portuguesas.

O capítulo 5 explica a forma de integração desses módulos de degradação e de custos no processo de otimização, pormenorizando o funcionamento global do sistema de gestão proposto. O capítulo apresenta também o módulo de otimização desenvolvido com base num algoritmo genético para minimização dos custos globais de um determinado ciclo de vida, tendo em conta um determinado conjunto de restrições. Dessa forma, o capítulo 5 encerra a apresentação do sistema de gestão, explicando detalhadamente a forma como analisa a informação disponível relativamente a um determinado parque de obras de arte e gera resultados de apoio à decisão.

Uma vez que o trabalho não poderia ficar completo sem a aplicação do Sistema de Gestão de Pontes apresentado nos capítulos anteriores, o capítulo 6 é dedicado à apresentação e análise de resultados da sua implementação. Em complemento, o capítulo inclui também uma análise crítica e de sensibilidade efetuada para identificar os fatores mais relevantes para a sua utilização em casos reais. A aplicabilidade prática do sistema de gestão proposto é assim demonstrada a partir da apresentação dos resultados obtidos com a sua implementação em parques de pontes rodoviárias e ferroviárias de betão atualmente em funcionamento em Portugal.

A dissertação termina com o capítulo 7 onde são apresentadas as principais conclusões do trabalho realizado e se faz referência aos trabalhos que se perspectivam para os seus desenvolvimentos futuros.

O Anexo A faz a caracterização dos principais parques de obras de arte em Portugal, enquanto exemplo de um país onde o Sistema de Gestão de Pontes poderá ser aplicado. Essa caracterização é feita em termos do número e do tipo de estruturas, do seu principal material estrutural, da sua idade e do seu estado de condição.

CAPÍTULO 2.

GESTÃO DE OBRAS DE ARTE

As pontes são infraestruturas de grande importância nas redes rodoviárias ou ferroviárias onde se inserem. Para assegurar a segurança e funcionalidade de um parque de pontes ao longo do tempo, é necessário implementar diversas ações corretivas cuja realização pode envolver elevados custos. Assim, a otimização do planeamento desse tipo de atuações ao longo das suas vidas úteis servirá, para além de diminuir o risco associado a esse tipo de obras, para ajudar a fundamentar as decisões de investimento e permitir uma redução significativa de custos.

A gestão de pontes, estruturas de elevado grau de complexidade, envolve questões relacionadas com diversas áreas de investigação, tanto de natureza técnica como de natureza económica, relativamente às quais importa realçar alguns dos seus aspetos mais importantes. Neste capítulo será feita referência ao estado da arte nesta área de investigação de forma a contextualizar e enquadrar o Sistema de Gestão proposto para apoio à gestão de pontes portuguesas. Após uma perspetiva histórica da evolução e implementação dos designados Sistemas de Gestão de Obras de Arte, será feita uma caracterização geral dos principais parques de pontes portugueses e serão apresentadas as metodologias usuais para o seu acompanhamento, classificação e gestão. Os principais desenvolvimentos da investigação na área serão mencionados tendo em conta os trabalhos que têm vindo a ser realizados em vários países, os principais projetos de investigação e os principais desenvolvimentos informáticos associados aos Sistemas de Gestão de Obras de Arte.

2.1. Sistemas de Gestão de Pontes

Um Sistema de Gestão de Obras de Arte (SGOA) é uma ferramenta de apoio à decisão que, depois de sistematizar os dados, recorre a modelos matemáticos para fazer previsões e recomendações de apoio à decisão (FHWA, 2010). Um SGOA deve incluir procedimentos para coleta, processamento e atualização de dados; previsão da deterioração; identificação de alternativas de ação; previsão de custos; determinação de políticas ótimas; previsão das necessidades financeiras a curto e longo prazo e recomendação de planos de ação que tenham em conta as limitações políticas e orçamentais (Cruz, 2006b; FHWA, 2010).

2.1.1. Enquadramento histórico

O impulsionamento da implementação dos Sistemas de gestão de obras de arte está associado ao colapso que ocorreu em 1967 da *Silver Bridge* nos Estados Unidos da América (EUA), na altura com 40 anos, que causou a morte de 46 pessoas (SMALL, PHILBIN *et al.*). Esse acidente levou o Ministério dos Transportes dos EUA, em conjunto com a Associação Americana de Transportes (AASHTO), à publicação no ano de 1971 das Normas Americanas para a inspeção de pontes (*NBIS - National Bridge Inspection Standards*) e à criação de uma base de dados nacional (*NBI - National Bridge Inventory*).

De facto, acidentes como esse e outros referidos a título de exemplo na Tabela 2.1, têm um enorme impacto sobre as populações e acabam por impulsionar novos desenvolvimentos na área da gestão de pontes.

Tabela 2.1 - Colapsos de pontes (Singh; Trindade; Poças, 2009; Figueiredo, 2010; Carter, Brumfield *et al.*, 2013)

Ano	País	Ponte	Mortes	Causa provável
1967	USA	Silver Bridge (pontes suspensa com cerca de 40 anos)	46	Secção insuficiente e corrosão
1978	França	Ponte Wilson sobre o Loire (arcos de alvenaria)		Infraescavação
1983	USA	Ponte do rio Mianus		Fadiga do aço e ligações metálicas
1987	USA	Ponte <i>Schoharie Creek</i> e outras		Infraescavação
1994	Coreia do Sul	Ponte Seongsu	31	Problemas nas ligações soldadas
1999	China	Ponte arco-íris (pedonal)	49	Abandono e falta de qualidade do aço
2001	Portugal	Ponte Hintze Ribeiro	59	Infraescavação
2006	Canadá	PS <i>Concorde Boulevard</i>	5	Rotura por corte num apoio
2007	USA	Ponte Minneapolis I-35W	12	Capacidade resistente insuficiente
2012	China	Viaduto de acesso à ponte <i>Yangmingtan</i> , sobre o rio <i>Songhua</i>		Subdimensionamento
2013	USA-Canadá	Ponte I-5 bridge sobre o rio Skagit		Impacto de um veículo pesado

A Figura 2.1 mostra a distribuição por ano e por modo de rotura das cerca de 500 pontes que ruíram nos EUA entre os anos de 1989 e 2000. Essas pontes tinham uma idade média de 52,5 anos, mas com uma gama de variação das suas idades entre 1 e 157 (Wardhana & Hadipriono, 2003). O pico de colapso verificado em 1989 esteve sobretudo relacionado com o sismo de Loma Prieta e os picos relativos aos anos de 1993 e 1996 estiveram sobretudo relacionado com fenómenos hidráulicos associado a inundações, como as verificadas nas zonas dos rios Mississippi e Missouri. Na verdade, o colapso associado a fenómenos hidráulicos, apresenta-se nessa figura como sendo muito mais preponderante que os restantes.

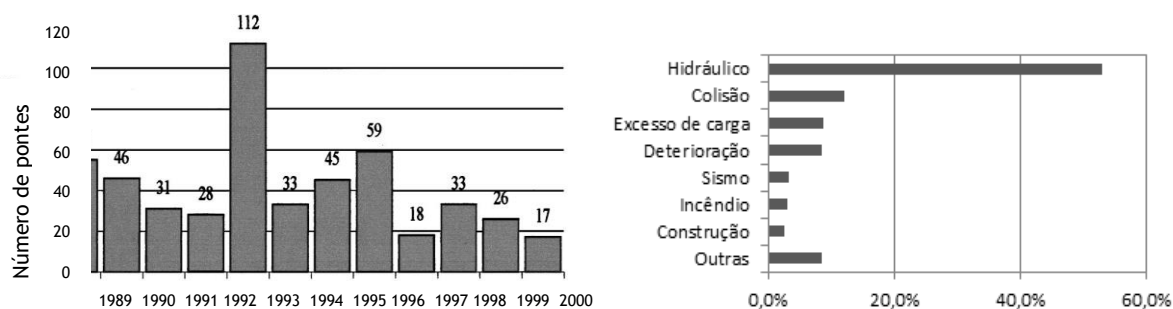


Figura 2.1 - Colapso de pontes nos EUA (Wardhana & Hadipriono, 2003)

Mais tarde, a partir dos anos 80, o advento informático proporcionou a passagem dos Sistemas de Gestão de Obras de Arte do papel para os computadores, com vantagens nomeadamente ao nível do desenvolvimento do processamento dessa informação (Ryall, 2001). No início dos anos 90 foram implementados dois programas comerciais para gestão de pontes que ainda hoje são os mais usados nos Estados Unidos da América - o Pontis e o Bridgit (SMALL, PHILBIN *et al.*).

Nos anos seguintes a investigação na área continuou a ser bastante intensa, não só na América do Norte como também na Europa. Atualmente os Sistemas de Gestão de Obras de Arte são instrumentos reconhecidos como fundamentais para garantir a segurança e funcionalidade de um parque de obras de arte, desde a conceção das obras até ao final das suas vidas úteis.

Os sistemas de gestão têm vindo a ser desenvolvidos em diversos países e por entidades diversas, desde as próprias entidades gestoras, a outras empresas do setor dos transportes, a laboratórios, a centros de investigação e ainda a instituições universitárias, sendo por vezes enquadrados em projetos de investigação multinacionais. As metodologias adotadas pelos diferentes sistemas de gestão, bem com a sua estruturação e as suas funcionalidades, são assim muito diversificadas, nomeadamente em resultado da diversidade dos próprios parques de pontes, dos países envolvidos e do tipo de entidades que os desenvolve.

Importa ainda referir que em paralelo com os Sistemas de Gestão de Pontes começam também a aparecer Sistemas de Gestão das Vias, quer associados às redes rodoviárias, quer associados às redes ferroviárias. Relativamente às redes rodoviárias, pode referir-se o exemplo do sistema desenvolvido para as Estradas de Portugal (Picado-Santos, Ferreira *et al.*, 2006) e relativamente às vias ferroviárias o sistema desenvolvido para a REFER (Caetano & Teixeira, 2011). Os sistemas desenvolvidos especificamente para as vias, por envolverem o tratamento de um número muito mais restrito de parâmetros, conseguem em geral atingir maiores níveis de desenvolvimento. No futuro é até desejável que os Sistemas de Gestão de Pontes venham a poder ser interligados de alguma forma com os sistemas de gestão de vias em que as mesmas se inserem, constituindo assim sistemas de gestão integrados das redes viárias. Esses sistemas serão de grande importância para Portugal, onde as vias de comunicação representam um importante ativo, nomeadamente por poderem ajudar a assegurar os níveis de desempenho desejáveis otimizando o investimento a realizar nas mesmas ao longo do tempo.

2.1.2. Projetos de investigação na área da gestão de pontes

Dada a grande abrangência da temática da investigação na área da gestão de pontes, os grandes projetos de investigação acabam por assumir um papel muito relevante, por permitirem integrar

estudos relativos às suas diversas vertentes. Para dar uma panorâmica mais abrangente do estado da arte relativo a estas questões, neste ponto é feita uma apresentação dos projetos de investigação mais recentes na área da gestão de pontes, que de alguma forma têm vindo a tentar uniformizar as principais linhas de orientação relativamente a essa matéria. Paralelamente a esses projetos há no entanto vários outros trabalhos de investigação desenvolvidos na área da gestão de pontes, a que se fará também referência ao longo deste e de outros capítulos.

Nos últimos anos foram vários os projetos de investigação internacionais desenvolvidos na área da gestão de pontes, nomeadamente com o intuito de divulgar, uniformizar e depois generalizar quer os melhores trabalhos de investigação quer as melhores práticas de gestão relativamente a esse tipo de infraestruturas. Como exemplo de grandes projetos de investigação desenvolvidos nos Estados Unidos da América, um dos países propulsores da investigação na área da gestão de pontes, podem referir-se os estudos desenvolvidos pelo NCHRP - *National Cooperative Highway Research Program*. Os seus trabalhos mais recentes na área são relativos a custos de ciclo de vida (Hawk, 2003), à otimização multiobjectivo para sistemas de gestão de pontes (Patidar, Labi *et al.*, 2007) e ao apoio à tomada de decisão das administrações de pontes (Markow & Hyman, 2009). Nesses trabalhos a previsão da degradação é feita por elemento, a partir de Matrizes de Markov, e as metodologias para seleção das melhores soluções são desenvolvidas a partir de uma análise multicritério e de métodos heurísticos de otimização como os algoritmos genéticos e as redes neuronais. Esses projetos referem tanto os custos diretos de administração, desde a fase de projeto até à fase operacional, como os custos de vulnerabilidade e do utilizador.

Nos últimos anos a Europa tem também vindo a promover vários projetos de investigação, multinacionais, na área da gestão de obras de arte. A Tabela 2.2 descreve sucintamente alguns dos principais projetos desenvolvidos nessa área ao longo dos últimos anos, a que se fará em seguida uma breve referência.

Tabela 2.2 - Projetos de investigação europeus (ISISE; Woodward, Cullington *et al.*, 2001; Jordan & Znidaric, 2004; SB, 2007b; Jutila & Sundquist, 2007; UIC, 2010; Salta, 2011)

Designação	Entidades	Obras visadas	Objetivos e principais temáticas abordadas
Data			
BRIME <i>Bridge Management in Europe</i> 1998 - 1999	TRL (UK) BAST (Alemanha) CEDEX (Espanha) LCPC (França) NPRA (Noruega) ZAG (Eslovénia)	Sistemas de Gestão de Obras de Arte associadas a redes rodoviárias	Classificação das componentes das obras. Avaliação da capacidade de carga e fiabilidade estrutural. Implementação de monitorização e inteligência artificial. Análise de custo-benefício no âmbito da decisão.
COST345 1999-2003	Diversos países europeus	Pontes, túneis e muros de suporte a funcionar em vias rodoviárias	Inspeção, avaliação, manutenção e reparação. Caracterização dos parques de pontes rodoviárias europeias Avaliação dos custos e receitas de utilização da gestão de obras de arte (manutenção, inspeção, reconstrução).
LIFECON 2001-2003	Finlândia Noruega Alemanha	Estruturas de betão como pontes e túneis	RAMS - <i>Reliability, Availability, Maintainability, Safety</i> . Exigências humanas, económicas, culturais e ecológicas. Necessidades de manutenção, reparação e modernização. Gestão de ciclo de vida de infraestruturas de betão.
Sustainable Bridges 2003-2007	Universidades, administrações e consultores (inc. Portugal)	Pontes ferroviárias	Inspeção, ensaio, monitorização e conservação. Alargar a vida útil das pontes existentes. Melhorar os sistemas de reparação e reforço de pontes. Aumentar a capacidade de carga e a velocidade de circulação na rede ferroviária europeia.
ETSI 2006-2012	Finlândia Noruega, Suécia Dinamarca	Pontes rodoviárias	Custo de ciclo de vida de pontes. Custos ambientais. Valor estético e cultural das pontes.
InnoTrack 2006-2010	Donos de obras, indústrias e universidades	Infraestruturas ferroviárias	Diminuir os custos do ciclo de vida (em cerca de 30% até ao ano de 2020) e aumentar o RAMS (<i>Reliability, Availability, Maintainability and Safety</i>).
DuratiNet 2007-2013	Administrações, universidades e laboratórios da Europa Atlântica (inc. Portugal)	Infra-estruturas de transportes no Espaço Atlântico (estruturas metálicas e em betão)	Durabilidade das infraestruturas de transportes. Degradação dos materiais estruturais em regiões costeiras. Base de dados (materiais, danos, processos de deterioração, técnicas de inspeção e de reabilitação).
SBRI 2009-2012	Administrações, universidades e laboratórios (inc. Portugal)	Pontes metálicas	<i>Lifecycle Assessment</i> - avaliação de ciclo de vida. <i>Lifecycle Cost</i> - custos de ciclo de vida. <i>Lifecycle Performance</i> - desempenho no ciclo de vida.

Um dos primeiros grandes projetos europeus sobre a gestão de pontes rodoviárias foi o projeto BRIME (*Bridge Management in Europe*) onde foram realizados inquéritos para análise e comparação dos Sistemas de Gestão de Obras de Arte (SGOAS) dos países participantes, de outros países europeus e ainda de outros países experientes na área - EUA, Canadá e Japão (Godart & Vassie, 2001). Este projeto, de que resultaram orientações para desenvolvimentos futuros no âmbito da gestão de pontes, visou preparar um sistema único para toda a Europa, baseado na classificação das componentes das obras a partir das inspeções e da avaliação da capacidade de carga da obra. Para apoio à decisão o BRIME propõe uma análise de custo-benefício, efetuada com recurso a inteligência artificial, a modelos de degradação e a técnicas de avaliação da fiabilidade das estruturas (Woodward, Cullington *et al.*, 2001). As análises apresentadas podem ser realizadas ponte a ponte e para alguns conjuntos de pontes, tendo em conta algumas restrições globais. A escolha da melhor técnica de reparação é feita por comparação das diferentes alternativas, a partir do quociente entre o custo de atuação e o custo da não atuação, considerando nessa estimativa custos de administração, custos de rotura e custos dos utilizadores.

Ainda no âmbito das pontes de redes rodoviárias, o projeto COST345 fez a descrição dos procedimentos de inspeção, avaliação, manutenção e reparação das pontes rodoviárias de vias locais, regionais e nacionais em funcionamento nos 27 países da Europa (Jordan & Znidaric, 2004). No âmbito do projeto foi realizado um inquérito para caracterização estatística desses parques de pontes rodoviárias europeias e para avaliar custos associados à sua gestão. A partir dos resultados desses inquéritos o projeto permitiu, para além da caracterização dessas obras de arte, uma quantificação dos custos associados a várias tarefas que podem ajudar a mensurar os custos diretos associados à realização de intervenções de manutenção e reparação. No entanto, para além dos custos das administrações, o programa refere ainda os custos de rotura, residuais e dos utilizadores.

O projeto com a designação abreviada de LIFECON, correspondente a *Life Cycle Management of Concrete Infrastructures for Improved Sustainability*, surgiu para fazer face às necessidades crescentes de manutenção, reparação e modernização de estruturas de betão como pontes e túneis. Nesse projeto a escolha do melhor plano de intervenção é feita a partir dos resultados obtidos para os custos de ciclo de vida de um elemento, ponte ou rede que são estimados para cada uma das políticas de atuação que se decidirem estudar (Vesikari, 2003; Sarja, 2004). Para o efeito são consideradas matrizes de Markov estacionárias, associados por exemplo à corrosão das armaduras do betão armado devido à carbonatação e à ação dos cloretos. Os tipos de intervenções equacionados são, por exemplo, a proteção anticorrosiva, a reparação, a reabilitação e a substituição, para além da não atuação. O tipo de intervenção é escolhido em primeiro lugar a partir de árvores de decisão, tendo em conta o tipo de material, o estado de

condição e a idade para além de, eventualmente, alguns resultados de ensaios experimentais. Posteriormente são consideradas diferentes políticas de atuação possíveis, definidas pela realização de intervenções de reparação sempre que o estado de condição atingir um determinado nível ou uma determinada probabilidade de aí estar. Os custos dessas várias políticas de atuação, estimados a partir de tabelas de custos e rendimentos de um conjunto de tarefas, tendo em conta a duração de cada uma das atuações, são avaliados no âmbito de uma análise multicritério para elaborar um *ranking* das melhores soluções de atuação. Nessa análise multicritério, para além dos critérios económicos (custos de manutenção e de aquisição), são também considerados critérios humanos (velocidade máxima, ruído e outras questões relacionadas com o conforto), culturais e ecológicos (recursos energéticos, poluição e reciclabilidade dos materiais) (Lair, Sarja *et al.*, 2004). Um dos problemas da análise proposta no LIFECON é a não determinação simultânea dos instantes e tipos de intervenção que conduzem ao planeamento com menor custo de ciclo de vida, questão que se pretende ultrapassar com o Sistema de Gestão que será apresentado.

No seguimento do projeto anterior, o projeto ETSI faz uma análise de custo de ciclo de vida de pontes desde a construção até ao fim da vida útil das obras de arte, considerando para além dos custos de administração os custos dos utilizadores, ambientais e estético-culturais (Sundquist & Karoumi; Torkkeli & Piispanen, 2012). O projeto considera que as intervenções de reparação são implementadas com uma determinada periodicidade que refere como sendo o mais difícil de determinar e por isso reconhece que a maior incerteza deste tipo de análise está associada à previsão da degradação (Sundquist & Karoumi). No entanto, o ETSI também adota uma previsão de degradação de estruturas de betão baseada no modelo químico de degradação que também é usado no âmbito do projeto LIFECON, mas refere que para outro tipo de materiais e estruturas é necessário mais investigação (Jutila & Sundquist, 2007). A partir das matrizes de degradação de Markov e dos modelos de custos, o projeto faz a comparação de diferentes estratégias de atuação. No projeto ETSI são propostas folhas de cálculo para fazer a estimativa dos custos da entidade gestora (construção, inspeção, manutenção, reparação e alienação), do utilizador e ainda ambientais e estético-culturais associados a cada uma das pontes. No entanto, o cálculo efetuado envolve a estimativa de quantidades associadas a um conjunto de tarefas que podem ser implementadas num determinado tipo de intervenção, tarefa que, tendo que ser feita muito tempo antes, se pode tornar bastante especulativa. Tal como no LIFECON, este projeto também não apresenta otimização simultânea do tipo e do instante de intervenção. Para além disso, o projeto ETSI apresenta resultados para cada uma das obras de arte não fazendo uma análise de um conjunto de pontes.

Já no âmbito das pontes ferroviárias, pode destacar-se o Projeto *Sustainable Bridges*, onde Portugal esteve representado pela Universidade do Minho. No âmbito desse projeto foi estudada a

prática corrente em termos de inspeção, ensaio, monitorização e conservação das pontes ferroviárias de diversos países europeus, tendo sido designadamente apresentados trabalhos na área da avaliação probabilística da segurança de pontes a partir de resultados obtidos em ensaios e monitorização. Esse projeto foi financiado pela União Europeia com o objetivo de identificar os meios necessários para que em 2020 se conseguisse alargar a vida útil das pontes existentes e melhorar os sistemas de reparação e reforço de pontes, de forma a conseguir aumentar a capacidade de carga para 33 toneladas por eixo em transporte de mercadorias e a velocidade de circulação na rede ferroviária europeia para 350 km/h no transporte de passageiros (Poças, 2009).

Ainda no sector ferroviário, o projeto europeu InnoTrack, reuniu gestores de infraestrutura, indústrias ligadas ao sector e instituições académicas de diversos países com o objetivo de divulgar tecnologia e encontrar soluções inovadoras que permitissem diminuir os custos do ciclo de vida em cerca de 30% até ao ano de 2020, aumentando a performance das infraestruturas ferroviárias - aumentando o tráfego, diminuindo os tempos de viagem, reduzindo níveis de poluição sonora e aumentando a segurança. O InnoTrack teve como principal objetivo a redução do CCV (Custo de ciclo de vida) e o aumento do RAMS (*Reliability, Availability, Maintainability and Safety*). O projeto considera as variáveis com incertezas definidas através de funções probabilidade de distribuição e depois faz uma análise probabilística dos resultados com recurso ao Método de Monte Carlo. Os trabalhos apresentados no âmbito do InnoTrack consideram nomeadamente os custos de investimento inicial, da fase operacional, residuais, de reciclagem, de utilização e de indisponibilidade. Este projeto não é específico de pontes, mas refere que a análise das mesmas deve ser feita de forma a poder depois ser enquadrada no âmbito de uma análise de rede do tipo da apresentada neste projeto.

DuratiNet é a designação de uma rede transnacional para promover a durabilidade das infraestruturas de transportes no Espaço Atlântico e foi aprovada no âmbito do Programa Transnacional Espaço Atlântico. A DuratiNet é liderada pelo LNEC e envolve várias outras entidades portuguesas: EP, REFER, BEL (empresa de engenharia), APL (Portos de Lisboa) e Fundo para o desenvolvimento das ciências de construção. O principal objetivo da DuratiNet é a constituição de uma plataforma para a transferência de conhecimentos na área da durabilidade das infraestruturas de transportes, em particular no que respeita à manutenção e reparação de danos devidos a degradação dos materiais estruturais em regiões próximas da costa atlântica. Um dos resultados esperado é a construção de uma base de dados DB-DURATI com toda a informação existente nestas matérias, que possa continuar a ser atualizada mesmo após conclusão do projeto. Para além disso, o DuratiNet pretende apresentar manuais com recomendações técnicas para estruturas metálicas e de betão armado relativas a técnicas de diagnóstico, tipos de danos, processos de deterioração, técnicas de inspeção e de reabilitação. Os dados podem ser recolhidos

de estruturas nas regiões atlânticas, bem como noutras regiões e ainda de estudos realizados à escala piloto, relativos à durabilidade dos materiais, desde que sejam realizados em exposição natural. A base de dados deverá reunir dados de desempenho dos materiais estruturais e de reparação, com vista à calibração e aferição de modelos de previsão da vida útil dos materiais, para auxiliar os gestores das infraestruturas na tomada de decisão relativas à manutenção das estruturas. A gestão das estruturas também será abordada, referindo nomeadamente alguns modelos de degradação e algumas metodologias de quantificação dos custos associados às intervenções em fase de serviço (O'Conner, Schoefs *et al.*, 2012).

O projeto SBRI (*Sustainable Steel-Composite Bridges in Built Environment*) tenta apontar os benefícios das pontes metálicas do ponto de vista da sua sustentabilidade a partir de análises de custo de ciclo de vida (LCCA - *Life Cycle Cost Analysis*), do impacto ambiental do ciclo de vida (LCEA - *Life Cycle Environmental Analysis*) e do impacto social do ciclo de vida (LCSA - *Life Cycle Social Analysis*) (ISISE; Gervásio, Silva *et al.*, 2012).

Para além dos projetos anteriores mencionados na Tabela 2.2, pode ainda fazer-se referência a alguns outros projetos europeus, que de alguma forma também se encontram relacionados com esta área de investigação. O projeto ARCHES (*Assessment and Rehabilitation of Central European Highway Structures*) foi desenvolvido entre os anos de 2006 e 2009, para tornar mais eficiente a inspeção e a intervenção nas pontes, especialmente as localizadas nos países da Europa Central e do Leste, pelo que o seu relatório final apresenta sobretudo tópicos relacionados com a inspeção e avaliação de pontes, prevenção da corrosão e reforço do betão com materiais compósitos de elevada performance (Wierzbicki, 2009; Wierzbicki, 2010). A rede temática de transferência de tecnologia designada por SAMCO (*Structural Assessment, Monitoring and Control*), que teve início por volta do ano de 2001 mas que continua ainda aberta a novos parceiros, agregou também diversas entidades interessadas nas temáticas da avaliação, monitorização e controlo de estruturas relevantes da engenharia civil em geral, mas sobretudo as ligadas aos transportes, como autoridades rodoviárias, consultores ferroviários, empresas de construção, responsáveis pela gestão de obras de arte, peritos em monitorização, para além de universidades e outras instituições ligadas à investigação. Na área da monitorização de estruturas de betão armado novas e existentes pode também referir-se o projeto *Integrated Monitoring Systems for Durability Assessment of Concrete Structures* desenvolvido com o objetivo de reduzir os custos de inspeção e manutenção (Klinghoffer, Goltermann *et al.*, 2002; Pardi & Thøgersen, 2002). Para além disso, pode referir-se também o projeto *The residual service life of reinforced concrete structures*, de que veio depois a resultar, a partir do programa CONTECVET, num Manual para avaliação do tempo de vida restante para estruturas de betão armado em geral, particularmente focalizado nos problemas associados à corrosão (GEOCISA).

2.1.3. Softwares comerciais de gestão de pontes

Neste ponto será feita uma breve referência comparativa a alguns *softwares* de gestão de obras de arte que assumem um cariz mais comercial. Esses Sistemas de Gestão de Pontes têm vindo a ser desenvolvidos em vários países de forma bastante distinta, com metodologias e competências bastante diversificadas. A comparação desses vários SGOAs é efetuada em diversas publicações da especialidade (Godart & Vassie, 2001; Ryall, 2001; Woodward, Cullington *et al.*, 2001; Austroads, 2002; Klinghoffer, Goltermann *et al.*, 2002; Almeida, 2003; Farrera, 2006; Casas, Bien *et al.*, 2007; Poças, 2009; Adey, Klatter *et al.*, 2010). No entanto, importa referir que, por razões comerciais, a sua metodologia não é tão bem conhecida como a apresentada em abordagens de índole mais académica.

Segundo Orcesi (2008) os Sistemas de Gestão de Pontes mais desenvolvidos são o PONTIS, o BRIDGIT e o KUBA-MS (Hajdin, 2008; Hajdin & Peeters, 2008). Todos esses programas apoiam a decisão com recurso a uma quantificação de custos e benefícios, considerando nos custos não só as parcelas a suportar pelas administrações como também as parcelas a suportar pelos utilizadores das vias que estão associadas às pontes. O PONTIS (atualmente designado por *AASHTOWare™ Bridge Management software*) é um dos mais usados nos EUA e está mais vocacionado para grandes conjuntos de pontes. Esse programa considera uma análise da rede para a ponte e em cada ponte faz uma análise baseada nos seus elementos, com uma otimização baseada numa análise custo-benefício, mas apresentando já um elevado grau de complexidade na sua análise (Gutkowski & Arenella, 1998; Thompson, Small *et al.*, 1998). O BRIDGIT é semelhante ao PONTIS mas, como faz uma otimização da ponte para a rede em que considera mais alternativas de sistemas de proteção, está mais vocacionado para pequenos parques de pontes (Hawk & Small, 1998; Elbehairy, 2007). O KUBA-MS faz uma análise com vista à minimização dos custos de ciclo de vida de um conjunto de pontes, baseada em catálogos técnicos com diferentes tipos de intervenção e com modelos de previsão da degradação de cada um dos elementos da ponte (M. Schläfli, Hajdin *et al.*, 2000).

Como se conclui a partir do inquérito realizado a diversas entidades responsáveis por redes rodoviárias de diversos países, onde é feita uma comparação das valências das várias metodologias de gestão consideradas, as abordagens usadas são muito variadas (Godart & Vassie, 2001; SAMCO, 2003).

Para dar uma ideia dessa diversidade, serão referidas algumas das principais conclusões de uma análise comparativa recente de vários Sistemas de Gestão de Pontes, realizada pela IABMAS (Adey, Klatter *et al.*, 2010). Essa análise foi realizada a partir das respostas a um inquérito realizado aos responsáveis pelos 18 sistemas referidos na Tabela 2.3.

Tabela 2.3 - Comparação de alguns Sistemas de Gestão de Pontes

Designação	País	Data		Avaliação		Previsão		Prazo de programação	
		1ª versão	versão vista	Cap. Carga	EC (níveis)	Degrad.	Custos	Trabalhos	Orçamento
OBMS	Canada	2002	2008	√	4	Prob	√	10	60
QBMS	Canada	2008	2008	√	4	Prob	√	10	60
DANBRO	Denmark	1988	2009		6		√	10	10
FBMS	Finland	1990	2009		4	√	√	10	10
GBMS	Germany					√	√	10	10
Eirspan	Ireland	2001	2008		4			10	10
APTBS	Italy	2004	2008	√	5	Prob	√	5	50
RPIBMS	Japan	2006	2009		5	√		100	100
KRBMS	Korea	2003	2009		5				
Lat Brutus	Latvia	2002	2004	√	4		√		
DISK	Netherlan	1985	2006		6		√	10	10
SMOK	Poland	1997	2007		6			10	10
SZOK	Poland	1998	2009		6		√	10	10
SGP	Spain	2005	2009	√	100		√		
BaTMan	Sweden			√	3	Det	√	20	20
KUBA	Switzerlan	1991	2009		5	Prob	√	5	100
ABMS	USA	1994	1994	√	9		√	5	5
Pontis	USA	1992	2009	√		Prob	√		

Relativamente ao estado de condição da obra foi verificado que a escala classificativa dos SGOAs ou é expressa em percentagem ou tem entre 4 e 6 níveis diferenciados. Algumas dessas classificações consideram também o nível de vulnerabilidade e em alguns casos ainda a sua capacidade de carga.

A previsão da degradação é feita em alguns sistemas de forma determinística e noutros também de forma probabilística. Os custos já são considerados na maioria dos sistemas comparados, no entanto, como se pode ver na Figura 2.2, nem todos têm em conta os mesmos tipos de custos. O custo de intervenção é o que mais vezes é considerado. Por exemplo o programa KUBA, anteriormente referido, considera todas as parcelas de custos indicadas no gráfico e o programa PONTIS apenas não considera a relativa à inspeção.

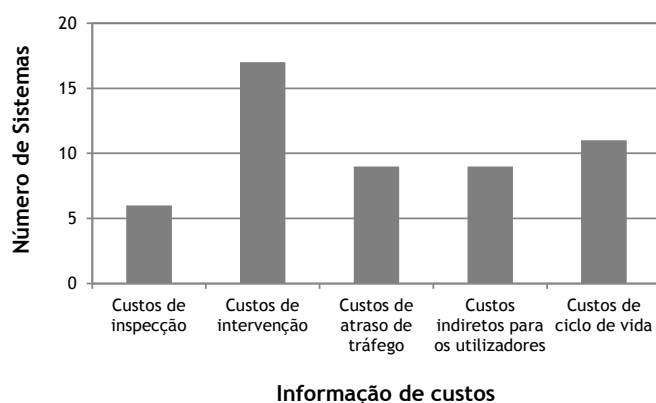


Figura 2.2 - Tipos de custos considerados nos Sistemas de Gestão de Pontes (Adey, Klatter *et al.*, 2010)

O período temporal considerado na análise é também muito variável. Como se pode ver na Tabela 2.3., alguns sistemas consideram apenas algumas décadas, ou até menos, mas outros já consideram períodos de 100 anos ou mesmo indefinidos. Na tabela é ainda apresentada a distinção entre os períodos de tempo associados ao planeamento dos trabalhos a realizar e os períodos de tempo associados à definição das políticas de manutenção para previsões das necessidades orçamentais. Relativamente a esse aspeto, pode dizer-se por exemplo que o sistema KUBA considera um período até 5 anos para planear os trabalhos e um período de 100 anos para o restante, mas o sistema PONTIS já não define qualquer desses períodos de análise.

Relativamente ao estabelecimento de prioridades de intervenção o estudo refere que há também muitas diferenças, uma vez que enquanto uns consideram um conjunto de índices, outros consideram apenas um dos seguintes parâmetros: Estado de Condição, Rácio custo/benefício ou Risco (Adey, Klatter *et al.*, 2010).

Uma das conclusões finais desse relatório é que cada país adota diferentes abordagens de gestão de obras de arte e que alguns dos SGOAs resultam até da adaptação das metodologias usadas num país a um novo país (Adey, Klatter *et al.*, 2010). De facto, ainda não há um caminho consensual e único para a gestão de redes de obras de arte, facto que resulta quer da diversidade de redes e obras de arte, quer dos inúmeros parâmetros envolvidos e da complexidade associada à determinação da solução ótima, para além da dificuldade inerente ao desconhecimento relativo a situações futuras. Esse facto constitui um indicador relativo à necessidade de desenvolver mais investigação nessa área, de forma a permitir melhorar os caminhos a seguir no futuro, nomeadamente em Portugal.

2.1.4. Categorização dos Sistemas de Gestão de Pontes

Para dar uma ideia mais abrangente dos diversos tipos de abordagens que têm vindo a ser adotados na área da gestão de obras de arte, sob diferentes perspetivas, a referência aos vários trabalhos desenvolvidos será feita tendo em conta os seus objetos de análise, o tipo de avaliação considerado e o processo de decisão adotado, de acordo com a categorização apresentada na Tabela 2.4. Em seguida será feita uma referência mais detalhada a cada uma dessas categorias, apresentando exemplos dos vários tipos de Sistemas de Gestão de Pontes.

Tabela 2.4 - Categorização dos Sistemas de Gestão de Pontes sobre diversos pontos de vista

Categoria	Subcategoria	Tipos
Objeto principal da análise		Rede Parques de pontes Ponte Elementos da ponte
Tipo de avaliação		Estado de Condição Avaliação de segurança Avaliação de risco
Apoio à decisão	Critérios ponderados	Desempenho estrutural Custo Outros (funcionalidade, ambiente, etc.)
	Processamento da informação	Análise multicritério Otimização
	Ações planeadas	Tarefas específicas a implementar Tipo de intervenções a realizar

2.2. Objeto principal da análise

Alguns SGOAs centram a sua análise numa determinada rede viária, outros consideram um conjunto de pontes e outros consideram uma ponte de cada vez. Para além disso, alguns deles ainda subdividem a análise das pontes, considerando cada uma das suas principais componentes (tabuleiro, superestrutura, infraestrutura) ou cada um dos seus elementos.

Numa análise de rede poderão ser consideradas as sinergias resultantes de uma maior ou menor redundância no funcionamento da rede para além do impacto de eventuais alterações da própria

estrutura viária. A gestão conjunta das obras de arte e das vias que lhe estão associadas já foi testada (Lethanh & Adey, 2012), porém, a análise das pontes inseridas numa determinada rede viária é em geral feita considerando apenas as pontes e a sua forma de interligação viária. No entanto, mesmo os trabalhos que consideram só esse tipo de análise advertem para a elevada complexidade que daí resulta, razão pela qual as aplicações apresentadas são relativas a pequenos conjuntos de pontes. No trabalho de Liu é apresentado um exemplo de uma análise de rede em que as pontes são consideradas como ligações entre diferentes nós e em que se aplicam Algoritmos Genéticos (AG) para otimizar o Índice de Condição, o Índice de Segurança e os Custos de manutenção ao longo da vida útil (Radomski, 2002; Liu & Frangopol, 2005b). A consideração de pequenas redes viárias também pode ser feita a partir de análises que avaliam a oferta e a procura - sendo a *oferta* definida pela capacidade de resposta e a *procura* relacionada com o nível de utilização das pontes - já apresentada para redes com 5 (Adey, Hajdin *et al.*, 2003) e 6 pontes (Orcesi & Cremona, 2011a). Para consideração do funcionamento em rede, Frangopol e Bocchini adotaram a maximização de um indicador de performance da rede que tenta medir a sua capacidade de redistribuição do tráfego. Esse índice corresponde à soma do tempo e da distância dos percursos entre cada um dos nós e todos os outros e assume o valor 100 quando todas as pontes estão em funcionamento e o valor 0 quando todas as pontes estão interditas à circulação (Bocchini, Frangopol *et al.*, 2011). No entanto, importa referir que os próprios autores advertem para o facto de essa técnica poder conduzir a modelos muito complexos e de difícil processamento (Bocchini, Frangopol *et al.*, 2011).

Como a escolha da melhor solução para a rede pode não conseguir traduzir bem a melhor estratégia do ponto de vista de cada uma das suas pontes, há sistemas que consideram uma otimização simultânea de cada uma das pontes, tendo em conta as limitações associadas ao conjunto de pontes. Essa análise conjunta apresenta vantagens relativamente à análise ponte a ponte, uma vez que permite complementá-la tendo em conta as restrições relacionadas com a possibilidade de implementação das intervenções, como por exemplo as que resultam do orçamento disponível.

Elbehairy apresenta no seu trabalho de doutoramento um Sistema de Gestão de Pontes, designado por ME-BMS (*Multi-Element Bridge Management System*), que conjuga uma análise ponte a ponte com uma análise de rede onde a ponte é considerada a partir de cada um dos seus elementos, conjugados a partir de fatores que traduzem a sua importância relativa na obra de arte (Elbehairy, 2007; Elbehairy, Hegazy *et al.*, 2009). Nesse trabalho, para além da não atuação, são consideradas 5 hipóteses diferentes de intervenção correspondentes a várias percentagens de reparação, no entanto, Elbehairy refere que é preciso mais investigação para aferir o impacto da sua implementação. As melhores atuações são primeiro identificadas para cada uma das pontes e depois, de entre essas, é feita a escolha das que melhor permitem cumprir os requisitos da rede.

Os modelos de degradação são diferenciados por elementos - para alguns é considerada uma degradação bilinear em função do seu tempo esperado de duração e para as principais componentes estruturais (tabuleiro, superestrutura e infraestrutura) são consideradas as matrizes de Markov propostas por Jiang (Jiang, 1990). No entanto, a definição dos fatores de conjugação dos vários elementos é uma das dificuldades desse tipo de abordagem porque, como o próprio autor refere, os pesos relativos deviam ter sido ajustados de ponte para ponte (Elbehairy, 2007).

A combinação dos vários níveis numa mesma análise já foi também adotada de uma forma semelhante no projeto BRIME (Woodward, Cullington *et al.*, 2001), no projeto LIFECON (Sarja, 2004) e no Sistema de Gestão de Pontes de pontes do Québec (Ellis, Thompson *et al.*, 2008). Nesses sistemas é feita uma análise por cada elemento da ponte, para identificação das ações possíveis tendo em conta o modelo de degradação, e também por ponte e por rede para minimização do custo de ciclo de vida (Ellis, Thompson *et al.*, 2008).

A análise por ponte é adotada por exemplo no projeto ETSI (Jutila & Sundquist, 2007; COWI, 2012) e alguns sistemas adotam ainda uma análise por componentes da ponte, como por exemplo Dabous que apresenta uma metodologia para a gestão das intervenções de manutenção e reabilitação de tabuleiros de pontes tendo em conta um orçamento limitado (Dabous, 2008).

Sendo possível adotar diversos objetos de análise, importa referir que a uma maior abrangência do universo analisado, está em princípio associado um menor grau de detalhe na análise e à consideração de menos alternativas de atuação.

2.3. Tipo de avaliação

A avaliação das pontes em funcionamento é feita a partir dos registos efetuados no âmbito das inspeções realizadas às obras de arte. Essa avaliação pode ser efetuada elemento a elemento, componente a componente ou de forma mais global para toda a obra.

A avaliação das obras de arte pode ainda ser considerada a diferentes níveis e tendo em conta múltiplos indicadores de performance, dando por isso origem a diversos índices classificativos, com diferentes escalas de classificação. Em geral é considerada uma classificação mais simples a um nível generalizado e depois, nos casos em que isso se justificar, uma avaliação de maior detalhe focada no que for considerado mais crítico. Os Sistemas de Gestão de Obras de Arte assumem assim contornos diferenciados sobretudo de acordo com o tipo de inspeção e avaliação das pontes que é considerado.

Os SGOAS podem ser diferenciados em três categorias diferentes, definidas de acordo com o principal tipo de indicador de performance adotado: Estado de Condição (EC), Índice de Segurança Estrutural e Nível de Risco. Estes três diferentes indicadores envolvem níveis de análise de detalhe crescente, pelo que tornam os sistemas sucessivamente mais complexos e cada vez mais restritos a um menor número de estruturas. Alguns dos sistemas que consideram os últimos indicadores, continuam por vezes a considerar também os primeiros, em paralelo, como por exemplo nos trabalhos de Neves *et al.* (Neves, Frangopol *et al.*, 2009; Neves, Frangopol *et al.*, 2010).

Quando o principal indicador de performance é o EC o objetivo é em geral a minimização dos custos assegurando um determinado nível de desempenho (Adey, Hajdin *et al.*, 2003). Nesses SGOAs a performance das obras de arte é definida com base em inspeções visuais, a previsão da degradação é geralmente prevista com matrizes de Markov e as opções de intervenção consideradas são a manutenção, a reparação, a reabilitação e por vezes também a substituição (Sarja, 2004; Dabous, 2008). Como exemplos de sistemas baseados na condição das pontes pode referir-se por exemplo a metodologia adotada no projeto nórdico ETSI (Jutila & Sundquist, 2007) e particularmente o Sistema de Gestão que está a ser desenvolvido na Finlândia para as várias infraestruturas associadas às várias redes de transportes (rodoviária, ferroviária e marítima) baseado nos danos observados no âmbito das inspeções realizadas (Virtala, Thompson *et al.*, 2012).

Tendo em conta que o estado de condição atribuído nas inspeções pode não ser um indicador direto da segurança de uma obra de arte, nos casos em que se justifique, pode ser preciso considerar avaliações da segurança estrutural. Nesses casos podem adotar-se SGOAs onde as intervenções a realizar possam ser escolhidas tendo em conta uma avaliação da capacidade de carga ou mesmo uma avaliação mais global da segurança por elementos da ponte, ou para a globalidade da ponte (Woodward, Cullington *et al.*, 2001). Nesse tipo de SGOAs as opções de intervenção consideradas podem ser por exemplo a substituição de determinadas componentes ou a colocação de determinados tipos de elementos de proteção estrutural. No trabalho de Neves *et al.* (Neves, Frangopol *et al.*, 2009; Neves, Frangopol *et al.*, 2010) é referida uma combinação por técnicas Bayesianas da informação associada ao EC com a classificação obtida por peritos relativamente ao Índice de Segurança, para além da sua conjugação com os custos, numa análise multiobjectivo por Algoritmos Genéticos. No entanto, a consideração da avaliação de segurança no âmbito da gestão de obras de arte, introduz sempre uma elevada complexidade na análise, quer em termos de tempo de implementação, quer em termos financeiros. Dessa forma, para grandes conjuntos de pontes, deve adotar-se primeiro uma análise com um SGOA baseado no EC e só depois, no subgrupo de pontes onde se justificar, prever análises de 2º nível com avaliação de segurança estrutural.

Porque pode importar avaliar o nível de risco inerente ao tipo de análise efetuado, sobretudo nos últimos anos, têm vindo a aparecer SGOAs que consideram também uma análise de risco (Adey, Hajdin *et al.*, 2003; Zonta, Zandonini *et al.*, 2007; Okasha & Frangopol, 2009; Okasha & Frangopol, 2010b; McCarten, 2012), de forma a evitar que duas pontes em igual EC, mas com diferentes consequências em termos de rotura, sejam tratadas da mesma forma. Esses SGOAs consideram os riscos estruturais das obras de arte, mas não só, podendo por exemplo considerar também as suas vulnerabilidades funcionais. A avaliação da vulnerabilidade da ponte pode ir mesmo até à determinação do seu nível de risco a partir do produto da probabilidade de rotura pelas consequências da sua ocorrência, no entanto, isso obriga a que a própria inspeção seja realizada com o cuidado de recolher esse tipo de informação, por exemplo seguindo a metodologia referida por Bakker e Klatter (Bakker & Klatter, 2012). Na vulnerabilidade poderá ainda ser tida em conta a classificação das obras de arte relativamente à sua redundância (estrutural, funcional, social, etc.); à sua resiliência, definida como a capacidade de recuperar após um determinado dano, decorrente por exemplo de um sismo (Frangopol & Bocchini, 2011); e à sua robustez (Wisniewski, Casas *et al.*; Jacinto, Neves *et al.*, 2011). Importa referir no entanto que, se a avaliação do risco for efetuada com um elevado grau de detalhe, ela só se tornará viável para pequenos grupos de obras de arte, tal como referido anteriormente em relação à avaliação de segurança.

Depois de uma breve referência à inspeção de obras de arte, serão referidos com mais pormenores os vários tipos de avaliação que podem ser considerados relativamente a pontes existentes.

2.3.1. Inspeção de pontes

As práticas de inspeção e avaliação de pontes são referidas em diversos manuais, como o publicado por uma instituição governamental dos EUA para classificação de pontes rodoviárias tendo em conta a segurança estrutural e a funcionalidade das pontes (FHWA, 1995); o manual brasileiro desenvolvido com base no anterior (Pfeil, 2004); o manual de inspeção sueco (SNRA, 1996); o código publicado em Inglaterra para regulação da gestão de pontes por parte das diversas entidades com esse tipo de responsabilidades no país (Atkins, 2005); um manual específico para pontes em betão (GEOCISA); um manual específico para pontes metálicas (Sedlacek, Kammel *et al.*, 2007) e alguns específicos de pontes ferroviárias (Helmerich, Bien *et al.*; SB, 2007b). Destaca-se ainda o manual técnico desenvolvido mais recentemente no âmbito do projeto Duratinet (2011) e apresentado numa plataforma informática, onde são apresentados os danos mais comuns e as respetivas técnicas de avaliação e reparação, quer para estruturas metálicas quer para estruturas de betão.

Na Tabela 2.5 é apresentada uma síntese dos diferentes tipos de inspeção de obras de arte que em geral são previstos, fazendo referência às respectivas periodicidades. As inspeções visuais da parte emersa das obras de arte são previstas de forma ordinária com uma periodicidade aproximadamente anual, por vezes definida em 15 meses para que essas ações possam ir sendo realizadas em diferentes estações do ano. Para além dessas, são ainda previstas inspeções detalhadas regulares, a realizar com intervalos entre 3 a 6 anos. A REFER refere ainda inspeções particulares com Dresine, especialmente para zonas de mais difícil acesso, e outras específicas realizadas em ciclos de 4 anos como as realizadas aos aparelhos de apoio, as subaquáticas com recolha de imagens de Sonar, algumas batimetrias e nivelamentos geométricos de precisão efetuados em algumas pontes onde foram instaladas marcas geodésicas (Patrício, 2009). Para além disso, no caso das pontes ferroviárias, poderá ainda haver a vantagem, relativamente às rodoviárias, dos maquinistas dos comboios que passam na via ferroviária poderem ir relatando aos responsáveis os danos que possam observar logo que os mesmos sejam visíveis ou até detetáveis pela audição. De referir ainda que, por vezes, se verifica uma certa tendência para a adoção de menores intervalos entre inspeções nas pontes ferroviárias relativamente às rodoviárias. Nos EUA as inspeções de rotina das pontes rodoviárias são realizadas com uma periodicidade bianual e as das pontes ferroviárias são efetuadas anualmente (Judge, 2008; Government, 2009), tendência possivelmente justificável com as exigências geométricas mais apertadas nessas pontes para evitar descarrilamentos dos veículos circulantes.

Tabela 2.5 - Inspeções a pontes rodoviárias e ferroviárias

Tipo de inspeção	Descrição Geral	Periodicidade
Inspeções de Rotina	Observação visual da parte emersa da ponte, sobretudo para avaliar o seu estado de manutenção	12 a 15 meses
Inspeções Principais	Observação da estrutura emersa e imersa se possível com meios de acesso que permitam fazer a observação a uma distância ao toque de todos os componentes da ponte e possibilitem a caracterização das anomalias	3 a 6 anos
Inspeções Especiais	Devem ser previstas na sequência de situações acidentais (ex: sismo, cheia, impacto, <i>etc.</i>) ou quando necessário para esclarecimento de eventuais dúvidas (ex: extração de provetes). Pode englobar a realização de ensaios não destrutivos sobre a estrutura e de estudos de caracterização estrutural.	
Inspeções Particulares	Em zonas particulares como partes submersas (com batimetria e por exemplo recolha de imagens de Sonar), aparelhos de apoio, <i>etc.</i>	
Inspeções Detalhadas	No âmbito de projetos de intervenções	

A inspeção visual realizada *in situ* por técnicos experientes é em geral a fonte de informação com maior significado para a gestão de obras de arte e de menor rácio custo/informação. Como é referido pela FIB (CEB-FIB, 2002), na inspeção visual é recolhida cerca de 80% da informação relevante para a decisão, mas o custo associado à sua recolha tem um peso de apenas cerca de 20%, de acordo com a representação gráfica da Figura 2.3. No entanto, as inspeções principais deverão desde logo contemplar também a realização de alguns ensaios não-destrutivos, com o intuito de ajudar a detetar eventuais problemas e zonas críticas não detetáveis através da observação visual.

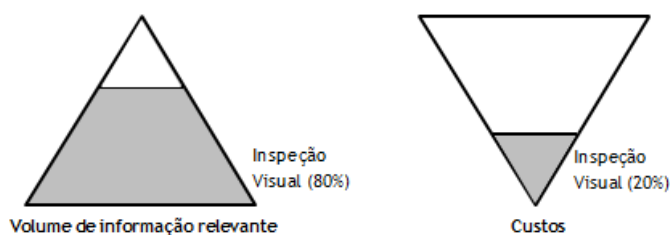


Figura 2.3 - Importância da inspeção visual de estruturas existentes (CEB-FIB, 2002)

2.3.1.1. Ensaios a realizar no âmbito das inspeções

Os ensaios sobre as estruturas existentes são realizados no âmbito das inspeções especiais, particulares e detalhadas, estas últimas realizadas quando surge a necessidade de esclarecer alguma dúvida levantada noutra inspeção ou na sequência de um determinado acontecimento que possa afetar a obra. Esses ensaios devem ser escolhidos de forma a tentar ajudar a encontrar a resposta para o problema específico em análise. Na verdade, os ensaios, para além de ajudarem a classificar quantitativamente os danos registados, podem ajudar a detetar problemas ainda não observáveis visualmente, como nos casos em que a corrosão das armaduras se encontra ainda numa fase inicial. A realização dos ensaios não destrutivos pode assim ajudar a diminuir a subjetividade associada às classificações atribuídas ao estado das obras. Para isso é no entanto necessário que haja referências que correlacionem resultados de diferentes ensaios com o parâmetro de classificação considerado, por exemplo através do cálculo de um índice de condição baseado em resultados de um conjunto de ensaios não-destrutivos (Li, Hsieh *et al.*).

Para a escolha dos ensaios não destrutivos ou semidestrutivos podem ser consultadas várias publicações (COST345; CEB-FIB, 2002; CEB-FIB, 2003; Jordan & Znidaric, 2004; Maksymowicz, 2008; Orbán & Gutermann, 2009; Sousa, Almeida *et al.*, 2009; Wierzbicki, 2010). Para estruturas de betão armado são por exemplo referidos os ensaios relativos a deteção de armaduras por métodos eletromagnéticos e a medição do seu recobrimento; a determinação da profundidade de

carbonatação e da percentagem de cloretos; os ensaios com ultrassons; o ensaio com Esclerómetro de Schmidt e o ensaio de absorção e penetração de água realizado sobre carotes. Para estruturas metálicas os ensaios mais usuais são a medição da espessura dos elementos corroídos por métodos acústicos; a utilização de líquidos penetrantes para deteção de fissuras; a medição da espessura da proteção anticorrosiva e a verificação do momento de aperto de parafusos. Para além disso, são ainda referidos outro tipo de ensaios, como a monitorização de fissuras, os raios X, as vibrações, a videoscopia e os ensaios de caracterização mecânica dos elementos da ponte. Esses ensaios devem ser escolhidos tendo em conta a função das componentes da ponte em avaliação, podendo-se referir para otimização da escolha do tipo de inspeção o trabalho apresentado por Orcesi *et al.* (2010).

Os ensaios de carga são em geral previstos aquando da receção de uma obra, após construção ou após uma reconstrução significativa da ponte, no entanto podem também ser úteis para, em certos casos, em conjunto com uma modelação estrutural, avaliar a capacidade de carga das pontes em funcionamento. Os ensaios de carga podem ser realizados com a aplicação de cargas estáticas ou dinâmicas, por exemplo com recurso a camiões com o peso pretendido e, nos casos de pontes pedonais, promovendo a excitação da estrutura pelos peões.

Complementarmente importa ainda referir o recurso crescente à monitorização parcial ou global das pontes (COST345; Cruz, 2006a), em resultado dos recentes avanços tecnológicos que possibilitam uma mais fácil instrumentalização das estruturas e o envio dos dados para arquivo e processamento, com grandes vantagens nomeadamente em termos de deteção precoce de anomalias e na racionalização das intervenções a realizar.

2.3.1.2. Danos mais frequentes e técnicas de deteção e correção

Nas inspeções devem ser registadas as patologias identificadas, descrevendo o tipo de manifestação e o nível de intensidade. A descrição dos danos mais frequentes, das técnicas de inspeção e de ensaio mais adequadas, bem como dos mecanismos de degradação e das técnicas de correção associados a cada tipo de anomalia podem ser consultados em diversas publicações técnicas (Jordan & Znidaric, 2004; Casas, Bien *et al.*, 2007). Para além destas, podem ainda ser consultadas publicações específicas de determinados tipos de estruturas - pontes metálicas (Patrício, Correia *et al.*, 2011); pontes em betão (CEB-FIB, 2002; Póvoa, Silva *et al.*, 2011); pontes em arcos de alvenaria de pedra (García-Catalán & Álamo, 2006); pontes ferroviárias em geral (UIC, 1989; Bién, Jakubowski *et al.*, 2007; REFER, 2009) e pontes ferroviárias em betão (Maksymowicz, Cruz *et al.*, 2006); para além de outras relativas a encontros, aparelhos de apoios e juntas de dilatação (Santos, Varum *et al.*, 2009). Nesse âmbito, Jorge de Brito apresenta

também um Módulo de Apoio à Inspeção de pontes de betão que tem como base tabelas com listas de danos, meios de diagnóstico, causas, técnicas de manutenção/reparação (preventivas e corretivas) e reabilitação/substituição, para além de matrizes de correlação entre a tabela de danos e cada uma das restantes (Brito, 1992).

As inspeções das pontes devem ser orientadas de acordo com a avaliação a efetuar, pelo que, para além do tipo de danos, pode ainda importar registar vários outros parâmetros necessários para o tipo de classificação das obras de arte que se pretender efetuar. Em seguida será feita referência aos vários tipos de avaliação das obras de arte que podem ser considerados, bem como aos parâmetros envolvidos nessas classificações.

2.3.2. Classificação do estado de condição

As classificações atribuídas às obras de arte rodoviárias e ferroviárias, a partir da observação visual e dos ensaios não-destrutivos realizados nas suas inspeções principais, permitem uma avaliação do seu Estado de Condição (EC). Esse tipo de classificação é baseado numa escala qualitativa simples relacionada com os danos identificados e pode ser atribuído a cada ponte e a algumas das suas componentes. A classificação a partir do estado de condição é assim uma metodologia expedita e de fácil implementação. No entanto, importa desde já referir que a mesma deve ser usada com alguma reserva uma vez que por exemplo uma ponte antiga com um bom estado de conservação terá um bom estado de condição mas poderá já não ser adequada para o nível de cargas a que pode estar a ser sujeita, conforme será referido adiante relativamente à necessidade de avaliação da segurança.

Apresenta-se em seguida o tipo de classificação geralmente considerado nas inspeções realizadas em Portugal e serão feitas breves referências a outras metodologias de classificação de obras de arte adotadas noutros países.

As classificações serão diferenciadas por tipo de via associado às obras de arte, no entanto, importa referir desde já que a generalidade das classificações referidas poderá ser aplicada quer em obras rodoviárias quer em obras ferroviárias, eventualmente com pequenas adaptações, sobretudo ao nível dos parâmetros de funcionalidade. Refira-se a este propósito que em países como a Holanda, a Suécia, a República Checa e a Eslovénia (Casas, Bien *et al.*, 2007) a metodologia de classificação de pontes é comum a pontes rodoviárias e a pontes ferroviárias.

2.3.2.1. Pontes rodoviárias

Em Portugal, na metodologia usada pela empresa Estradas de Portugal para avaliação das suas pontes rodoviárias durante as respetivas inspeções principais, a obra de arte é dividida em 15 componentes: Obra de Arte; Muros de Ala; Taludes; Encontros; Aparelhos de Apoio; Apoios Intermédios; Tabuleiro; Cornijas; Guardas Corpos; Guarda de Segurança; Passeios; Revestimento da Via; Drenagem; Juntas de Dilatação e Outros Componentes (EP). Em cada um destes componentes são avaliados os danos visíveis e são atribuídas duas classificações relativas à necessidade de manutenção e ao Estado de Condição (EC). A avaliação do EC é relativa a danos importantes resultantes de estados de degradação avançados e deve refletir a condição do elemento, no que respeita ao estado de deterioração, ao desgaste e à capacidade de funcionamento. A pontuação do EC é feita na escala de 6 níveis, de 0 a 5, de acordo com o que se apresenta na Tabela 2.6. O valor 0 correspondendo ao estado ótimo e o valor 5 corresponde a uma condição potencialmente perigosa para os utentes ou para a estabilidade estrutural. A pontuação pode ainda ser obtida através de um somatório de cinco subavaliações: gravidade das anomalias; estado de desenvolvimento das anomalias; extensão das anomalias; cumprimento ou não da função designada da componente afetada e consequências das anomalias para a integridade de outros componentes. Assim, no final da inspeção principal, é atribuído um EC a cada uma das componentes da ponte e um EC relativo à obra de arte em geral que reflita a impressão global com que se ficou da mesma (EP).

Tabela 2.6 - Escalas de classificação de obras de arte considerada pela EP

0	Excelente (sem necessidade de intervenção)
1	Muito bom
2	Bom
3	Razoável
4	Mau
5	Muito mau (necessidade de intervenção a muito curto prazo)

Esse tipo de escala classificativa de estado de condição das pontes, de base qualitativa, é também usado em vários outros países da Europa. Na Suíça, o Sistema de Gestão designado por KUBA-MS considera uma escala classificativa de 5 níveis, semelhante para a ponte e para os elementos definidos no seu catálogo técnico, tendo em conta o tipo, a severidade e a extensão dos danos (Hajdin, 2008; Hajdin & Peeters, 2008). Na Alemanha, a informação arquivada na base de dados engloba dados relativos às pontes e aos danos observados e a classificação da ponte é

atribuída numa escala de quatro níveis (em que 1 corresponde a muito bom e 4 a insuficiente) tendo em conta parâmetros de estabilidade, durabilidade e segurança do tráfego (Haardt & Holst, 2008). Na França é adotado o método designado por IQOA, acrónimo de *Image de la Qualité des Ouvrages d'Art*, que classifica o estado da ponte em função dos rácios mais altos atribuídos às suas componentes com recurso à escala de 5 níveis apresentada na Tabela 2.7 (Cremona, 2009).

Tabela 2.7 - Escala de classificação de obras de arte do método IQOA

1	Bom
2	Danos estruturais menores. Precisa de manutenção não urgente.
2e	Danos estruturais menores. Precisa de manutenção urgente.
3	Danos estruturais. Precisa de manutenção não urgente.
3u	Danos estruturais graves. Precisa de manutenção urgente.

No Canadá, a classificação do estado da ponte adotada pelo MTQ (*Ministère des Transports du Québec*), também usada em Ontário, é definida numa escala inversa, de 1 até 6. Essa classificação é definida tendo em conta a severidade dos danos, os elementos afetados e a sua extensão - medida pela percentagem de perda da respetiva secção ou pelo comprimento ou área de superfície afetada - de acordo com as curvas apresentadas na Figura 2.4 (Morcoux & Lounis, 2004).

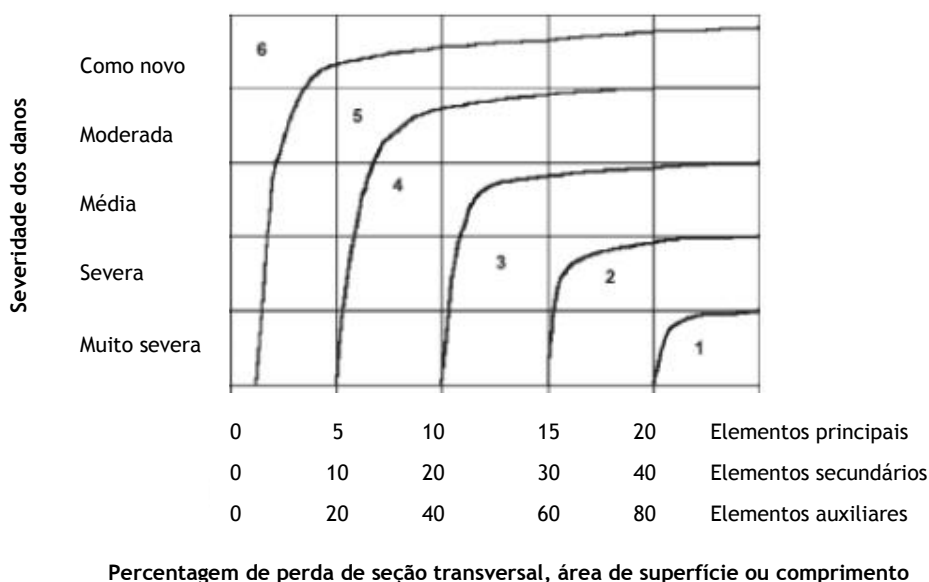


Figura 2.4 - Curvas de classificação adotadas no Canadá (Morcoux & Lounis, 2004)

A metodologia de avaliação de pontes rodoviárias usada nos Estados Unidos da América (EUA) engloba vários tipos de classificações. A classificação do estado de condição das componentes da ponte - tabuleiro, superestrutura, infraestrutura - é feita segundo a escala de 0 a 9 apresentada na Tabela 2.8, de acordo com o referido na NBI (*National Bridge Inventory*) (FHWA, 1995). No entanto, nos EUA é também adotada a escala classificativa de 5 níveis apresentada na

Tabela 2.9 para classificação dos elementos da ponte - a escolher de entre uma lista de 108 elementos tipo (*CoRe - Commonly Recognized elements*) (Thompson & Shepard, 2000).

Tabela 2.8 - Escalas de classificação do EC das componentes da ponte segundo a NBI (FHWA, 1995)

0	Fora de serviço
1	Rotura iminente
2	Crítico
3	Grave
4	Insuficiente
5	Suficiente
6	Satisfatório
7	Bom
8	Muito Bom
9	Excelente

Tabela 2.9 - Escalas de classificação de elementos da ponte segundo o catálogo CoRe (*Commonly Recognized elements*)(Thompson & Shepard, 2000)

1	Protegido
2	Exposto (proteção danificada)
3	Afetado (o elemento já está a ser alvo de um processo de degradação)
4	Danificado (por exemplo com perda de secção)
5	Não serve a sua função

O Rácio de Eficiência Global (*Suficiency Ratio*) considerado nos EUA resulta de uma classificação da obra em termos de segurança estrutural, funcionalidade (estabelecida tendo em conta critérios associado à circulação do tráfego rodoviário) e utilidade pública. Esse Rácio pode variar

entre 0 e 100%, sendo tanto maior quanto menor for a urgência de intervenção. Dessa forma, esse Rácio pode ser usado para elaborar rankings de prioridades de intervenção e até já foi usado com esse intuito em pontes portuguesas (Almeida, 2003; Sousa, 2008). Aliás, nos Estados Unidos da América, esse Rácio é usado em conjunto com a definição de *ponte estruturalmente obsoleta* (estado da estrutura ou de uma das suas componentes pior que um determinado limite) e de *ponte funcionalmente obsoleta* (alguns itens relativos nomeadamente a geometria, *gabarit* e alinhamento dos acessos em níveis piores que um determinado limite) para a distinção entre candidaturas a fundos de financiamento de intervenções de reparação ou de substituição (Bektas, 2011).

Ainda nos EUA, o departamento de transportes da Califórnia (CALTRANS) refere um Índice de saúde da ponte (*Health Index*) que, entrando em conta com os custos inerentes à rotura dos elementos, permite dar aos estados de condição um significado mais global em termos da sua implicação para a segurança da ponte e do valor residual associado a cada uma das pontes (Thompson & Shepard, 2000; Casas, Bien *et al.*, 2007). A explicação do cálculo desse índice e ainda de alguns outros considerados no âmbito da classificação de pontes rodoviárias, que para além de classificarem a estrutura das obras englobam por vezes algumas outras valências como a funcional, são apresentados a título de exemplo na Tabela 2.10.

Tabela 2.10 - Índices de classificação do estado das pontes (Poças, 2009)

Sistema	Fórmula	Parâmetros
Finlândia	$RI = \text{Max}_i (EC_i \cdot DCL_i \cdot UCL_i) + Y \cdot \sum_{j,j \neq \text{max}} (EC_j \cdot DCL_j \cdot UCL_j)$	<p>RI - índice de reparação</p> <p>EC - avaliação estrutural de cada um dos componentes da ponte</p> <p>DCL - classe de deficiências</p> <p>UCL - Urgência de reparação</p> <p>Y - fator de redução a aplicar às deficiências, com exceção das mais gravosas (i)</p>
Califórnia (CALTRANS)	$HI = \frac{\sum_{e=1}^n C_{ef} \cdot \sum_{i=1}^{N_e} Q_{ei} \cdot \left(1 - \frac{i-1}{N_e-1}\right)}{\sum_{e=1}^n C_{ef} \cdot \sum_{i=1}^{N_e} Q_{ei}} \cdot 100$	<p>HI - Health Index</p> <p>C_{ef} - Custo de rotura do elemento e</p> <p>Q_{ei} - quantidade do elemento e no nível de avaliação i</p> <p>N_e - número de níveis de avaliação no elemento e (normalmente 5)</p>
NBI E.U.A	$REG = S1 + S2 + S3 - S4$ <p>100% - Ponte em ótimas condições</p> <p>50 - 80% - Reabilitação</p> <p>0 - 50 % - Suscetível de reabilitação ou substituição</p>	<p>REG - Rácio de Eficiência Global</p> <p>S1 - Estado da Segurança (0 a 55%)</p> <p>S2 - Nível de Serviço e funcionalidade (0 a 30%)</p> <p>S3 - Importância para o uso público (0 a 15%)</p> <p>S4 - fatores especiais de redução</p>
Pensilvânia E.U.A	$TDR = \phi [LCD + WD + VCOD + VCUD + BCD + RLD + AAD + WAD]$	<p>TDR - Indicador de eficiência global</p> <p>ϕ - Classificação da via rodoviária</p> <p>LCD - Capacidade de carga</p> <p>WD - Largura livre do tabuleiro</p> <p>VCOD - <i>Gabarit</i> livre sobre a ponte</p> <p>VCUD - <i>Gabarit</i> livre sob a ponte</p> <p>BCD - Estado Geral da Ponte</p> <p>RLD - Vida útil residual</p> <p>AAD - Alinhamento de acessos</p> <p>WAD - Inadequação do Curso de Água</p>
Surrey County Reino Unido	$MPN = \frac{CF \cdot LF \cdot RF}{14}$	<p>MPN - Número de prioridade de manutenção</p> <p>CF - fator em função do nível de avaliação</p> <p>LF - fator de importância do elemento</p> <p>RF - fator de importância da rede viária</p>

2.3.2.2. Pontes ferroviárias

A classificação efetuada pela REFER em cada inspeção principal consiste na atribuição de um índice de anomalia com 5 níveis, entre 0 (normal) e 4 (atuação imediata), para a obra na sua globalidade e para cada as seguintes componentes das mesmas: muros, taludes, encontros, aparelhos de apoio, pilares, tabuleiro, estrutura de suporte do tabuleiro, via, muro-guarda, balastro, passeios, guarda corpos, drenagem, juntas de dilatação, proteção de superfície e outros componentes (REFER 2009). Essa classificação é efetuada de acordo com o apresentado na Tabela 2.11 e segue a escala recomendada pelo UIC (1989) que dá preferência ao critério *efeito* sobre o critério *causa*.

Tabela 2.11 - Escalas de classificação proposta pelo UIC e adotada pela REFER (UIC 1989)

0	Sem defeitos
1	Defeitos menores, cuja correção pode ser adiada para uma altura conveniente
2	Defeitos sérios sem efeitos a curto prazo sobre a estabilidade da estrutura, mas que podem aumentar os custos de manutenção se não forem corrigidos rapidamente
3	Defeitos sérios com impacto a curto prazo na capacidade resistente da estrutura, podendo causar restrições à exploração
4	Defeitos que requerem ações imediatas, podendo levar ao corte imediato da exploração

Na Inglaterra, as pontes ferroviárias são divididas em grandes elementos e elementos menores, que depois são classificados com um código alfanumérico em termos dos danos mais graves e respetiva extensão. A partir do conjunto de códigos atribuído pelo inspetor é depois aplicado um algoritmo para classificar a ponte numa escala de estado entre 0 e 100 (correspondendo o 100 às que estão em perfeito estado), segundo um índice SCMI (*Structures Condition Marking Index*).

Assim, pode dizer-se que a classificação geral do estado das pontes ferroviárias pode ser idêntica à das pontes rodoviárias. No entanto, na inspeção das pontes ferroviárias será sempre necessário ter em atenção as especificidades desse tipo de estruturas, como por exemplo os níveis de deformação e vibração dos tabuleiros, de forma a evitar a ocorrência de instabilização da camada do balastro, perda de contacto roda-carril, degradação prematura dos aparelhos de apoio, esforços excessivos nos carris, descarrilamento dos comboios por torção excessiva do tabuleiro e curvatura excessiva da via nas direções vertical e horizontal (Delgado, Calçada *et al.*, 2005). Ou seja, nas pontes ferroviárias é importante evitar a perda de suporte vertical do carril (associada a

alterações do alinhamento, rotações, alterações na distribuição de cargas, perda de contacto roda-carril, fratura do carril e incapacidade para suportar cargas verticais) e a perda de suporte horizontal do carril (associada a alterações do alinhamento, encurvadura do carril e incapacidade para suportar cargas laterais) (Norris).

2.3.2.3. Subjetividade da avaliação do estado de condição

A subjetividade inerente aos resultados de classificação do estado de condição das obras de arte é consequência do tipo de inspeção, da própria metodologia de classificação e ainda da subjetividade associada ao inspetor.

O tipo de inspeção depende muito dos meios envolvidos e do nível de acessibilidade à obra, bem como da sua complexidade, das suas características dimensionais e dos seus materiais estruturais. Para além disso, as inspeções dependem muito das condições em que são realizadas, nomeadamente as relativas ao estado meteorológico, ao grau de limpeza da ponte e ao tráfego nas vias implicadas, o que justifica desde logo alguma falta de objetividade associada à informação que dela resulta.

A subjetividade inerente à metodologia de classificação de um estado de condição resulta do facto de a escala de avaliação ser definida a partir de uma descrição qualitativa de diferentes níveis de dano, uma vez que dessa forma dificilmente serão sempre interpretadas de igual forma por diferentes inspetores. Para além disso, a não consideração de eventuais danos não observáveis também pode afetar a qualidade da classificação do Estado de Condição.

No que diz respeito ao inspetor, a subjetividade da análise resulta da sua experiência, da sua formação específica na avaliação de pontes e de muitos outros fatores como a sua personalidade e o seu otimismo/pessimismo na atribuição de classificações, a sua acuidade visual e o seu à vontade a trabalhar em altura e no meio do tráfego. No trabalho de Wang *et al.* (2008) é apresentado um estudo com diferentes inspetores onde se constata que a probabilidade de distribuição da classificação da condição por quatro níveis é variável com o próprio inspetor. A variabilidade associada à classificação NBI e aos inspetores é ainda exemplificada na Figura 2.5, com a apresentação de um estudo da FHWA (Varela, 2007) que evidencia nomeadamente o seguinte:

- Alguns inspetores não referem a presença de alguns danos estruturais relevantes;
- O tempo despendido por cada um dos inspetores para a inspeção de uma determinada ponte apresenta uma grande variação (entre alguns minutos e várias

horas) e é correlacionável com a fiabilidade do resultado obtido nas classificações efetuadas;

- A maioria das notas atribuídas situa-se na zona média da escala classificativa, verificando-se uma tendência para avaliar melhor as pontes em pior estado e pior as pontes em melhor estado;
- 95% das classificações estruturais parciais da NBI variam até 2 pontos em relação à média (numa escala de 0 a 9) e só 68% variam apenas 1 ponto.

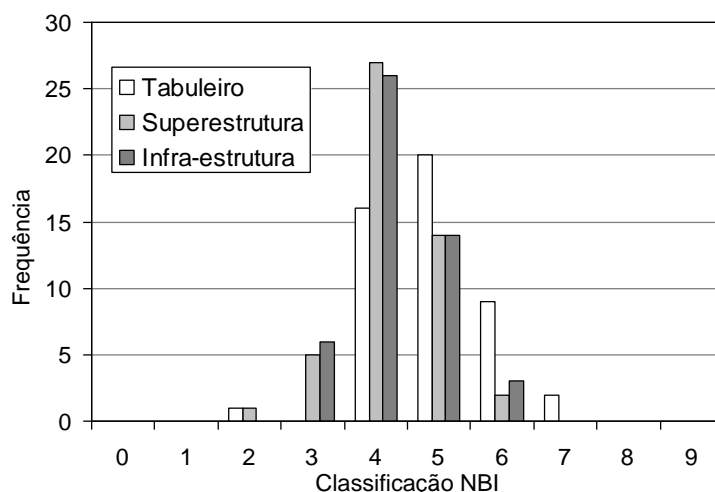


Figura 2.5 - Estatística das avaliações obtidas para uma determinada ponte por 49 diferentes inspetores (Varela, 2007)

Para mitigar a variabilidade que daí pode advir deverá investir-se na formação dos inspetores e deve assegurar-se a presença de um inspetor experiente nas equipas que realizam as inspeções principais. Todavia, haverá sempre que considerar alguma incerteza relativamente à classificação atribuída.

2.3.3. Avaliação da segurança

Sempre que se pretender uma análise mais detalhada das obras de arte existentes, por exemplo antes de projetar uma intervenção de reparação ou reabilitação, importa prever uma avaliação da segurança das pontes. Essa avaliação pode por exemplo ser feita com uma metodologia similar à considerada no projeto estrutural. No entanto, na avaliação de segurança de estruturas existentes há que considerar uma certa diminuição de algumas das incertezas existentes na fase

de concepção, nomeadamente as relativas à geometria da estrutura, às cargas existentes e às propriedades resistentes dos materiais que passam a poder ser quantificadas com a realização de medições e ensaios.

A avaliação de segurança das pontes em funcionamento é apenas justificável em determinados conjuntos de obras de arte, uma vez que é uma análise demorada e dispendiosa. Por essa razão, as pontes que deverão ser alvo de uma avaliação de segurança devem ser selecionadas numa análise prévia realizada a partir de parâmetros como o Estado de Condição ou outros considerados relevantes. Para além disso, a avaliação de segurança deve ser realizada de uma forma faseada, assumindo um maior grau de complexidade apenas nos casos em que tal seja justificável (Cruz, Wisniewski *et al.*, 2008). Para o efeito, o regulamento do *Joint Committee on Structural Safety* (JCSS, 2000; Diamantidis, 2001), por exemplo, propõe a seguinte abordagem em três níveis:

- **Avaliação preliminar (1º Nível)** - inspeção visual, consulta da documentação disponível (cálculos, projetos, regulamentos, *etc.*), análise simplificada do estado da estrutura tendo em conta as suas características e eventuais alterações em termos de cargas atuantes.
- **Investigação detalhada (2º Nível)** - inspeção com realização de ensaios, atualização dos valores de projeto em função da análise estatística dos resultados desses ensaios, análise estrutural detalhada usando uma análise de estados limites e identificação dos elementos críticos.
- **Consulta de equipa de especialistas (3º Nível)** - quando estão em causa problemas com consequências possivelmente relevantes em termos de custos e riscos pode ser consultada uma equipa de especialista relativamente às questões críticas identificadas no 2º nível.

Os projetos BRIME (Woodward, Cullington *et al.*, 2001) e COST345 (Jordan & Znidaric, 2004) propõem ainda uma filosofia de mais níveis de avaliação mas igualmente seguindo um nível crescente de complexidade e um nível decrescente de conservatividade, em que o avaliador deve passar para o nível seguinte de avaliação quando a estrutura em análise não verificar os critérios estabelecidos no nível anterior, podendo terminar apenas no quinto nível com uma análise de fiabilidade que emprega metodologias probabilísticas - ver Tabela 2.12. Dessa forma, só se investirá mais dinheiro e tempo de processamento quando um resultado com maior fiabilidade puder vir a evitar algumas medidas de restrição de funcionamento das obras, de forma a minimizar os custos associados. Aliás, um estudo recente (Bjerrum, O'Connor *et al.*, 2008) mostra que uma análise da segurança estrutural com uma abordagem probabilística pode de facto, em certos casos, vir a diminuir significativamente os custos de intervenção (mais de 30 milhões de

dólares em 11 pontes estudadas) mantendo os Índices de Segurança Estrutural (Scholten, Enevoldsen *et al.*, 2004).

Tabela 2.12 - Esquema Geral dos 5 níveis de avaliação de segurança dos projetos BRIME (Woodward, Cullington *et al.*, 2001) e COST (Jordan & Znidaric, 2004; Dongala, 2008)

Nível	Modelo de Resistência e Modelo de Carga	Métodos de Análise	Métodos de Avaliação
1	Modelo de carga e de resistência como definido no regulamento. Propriedades dos materiais baseadas nas informações de projeto e no regulamento.	Análise básica. Comportamento linear elástico.	Análise determinística.
2			Coefficientes parciais de segurança tal como no regulamento.
3	As propriedades dos materiais e os modelos de carga determinísticos podem ser definidos com base nos resultados dos ensaios e observações	Análise refinada. Podem ser usados métodos de análise não-lineares ou plásticos assegurando que o nível de ductilidade é suficiente.	Análise determinística. Coeficientes de segurança ajustados.
4			
5	Modelos totalmente probabilísticos definidos com base nos resultados dos ensaios e no conhecimento prévio.		Análise probabilística.

Na avaliação de segurança de pontes pode recorrer-se, conforme o nível de análise, quer ao método dos coeficientes parciais de segurança ($\gamma_s S_k \leq R_k / \gamma_R$) quer ao método probabilístico que limita a probabilidade de rotura a um determinado valor e que pode ainda ser de vários tipos (Jordan & Znidaric, 2004; Casas, Wisniewski *et al.*, 2007):

- Simplificado (com valores médios e coeficientes de variação)
- De 1ª ordem (designado em inglês por *FORM - First order reliability method*)
- De 2ª ordem (designado em inglês por *SORM - Second order reliability method*)

Na avaliação de segurança deverão ser considerados os vários índices de fiabilidade associados aos vários estados limites e para cada elemento estrutural. Os índices de fiabilidade (β) que segundo o Eurocódigo (IPQ, 2009) devem ser verificados para cada um dos estados limites são os apresentados na Tabela 2.13. A comparação desses índices de fiabilidade com os propostos noutros documentos normativos pode ser consultada em algumas publicações (Jordan & Znidaric, 2004; O'Brien, Znidaric *et al.*, 2005), para melhor encontrar o índice a definir tendo em conta os custos e as consequências do colapso na situação em análise.

Tabela 2.13 - Valores do Índice de Fiabilidade (β) estabelecidos pelo Eurocódigo (IPQ, 2009)

Estado Limite	β (período de referência 1 ano)	β (período de referência 50 anos)
E. L. Último	4.7	3.8
E. L. Fadiga	---	1.5 - 3.8
E. L. Utilização (irreversível)	2.9	1.5

No caso das pontes de alvenarias, para além de uma análise por Estados Limites são também por vezes referidas as análises pelo método SMART, abreviatura de *Sustainable Masonry Arch Resistance Technique* (Jensen, Plos *et al.*, 2008), e pelo método semi-empírico MEXE, abreviatura de *Military Engineering Experimental Establishment* (Melbourn & Tomor, 2006), um método empírico inicialmente desenvolvido para verificação da capacidade das pontes para suportar tráfego militar (UK Highways Agency Standard BD 21/97). No entanto, no trabalho de Jensen *et al.* é feito um resumo das conclusões do projeto *Sustainable Bridges* relativamente à avaliação da capacidade de carga de pontes ferroviárias onde é dito que com o avanço de métodos como os elementos finitos já não se justifica a utilização de métodos empíricos antigos como o MEXE (Jensen, Plos *et al.*, 2008).

No trabalho de Frangopol & Neves (2004) é feita uma proposta para fazer uma avaliação de segurança em estruturas deterioradas e no trabalho de Jacinto & Neves (2011) podem consultar-se exemplos de aplicação de metodologias Bayesianas para atualizar as estimativas da fiabilidade com a informação recolhida. Complementarmente poderão encontrar-se ainda outras recomendações recentes relativas à avaliação de segurança de pontes existentes quer para pontes rodoviárias (Wang, 2010) quer para pontes ferroviárias (Jensen, Plos *et al.*, 2008).

2.3.4. Avaliação de riscos

Bakker e Klatter descrevem a metodologia de inspeção usada na Holanda com base numa classificação dos vários riscos associados às obras de arte (Bakker & Klatter, 2012; Boer & Booi, 2012), desenvolvida com o intuito de identificar atempadamente a probabilidade de ocorrência de incidentes indesejáveis. Na Alemanha a classificação das pontes ferroviárias também é feita tendo em conta o risco estrutural evidenciado a partir dos danos que podem afetar a segurança, o risco associado ao tipo de uso da ponte e o risco associado ao tráfego (Casas, Bien *et al.*, 2007).

A classificação de vulnerabilidade de pontes rodoviárias é também considerada nos EUA a partir dos rácios propostos no anexo B do relatório 590 da NCHRP - *National Cooperative Highway*

Research Program (Patidar, Labi *et al.*, 2007). Esses rácios conjugam a vulnerabilidade da obra de arte relativamente a um conjunto de riscos, nomeadamente em relação aos sismos, à infraescavação, à degradação do material e à colisão rodoviária.

2.4. Apoio à decisão

Os Sistemas de Gestão de Pontes têm como objetivo final apoiar a tomada de decisão dos gestores dessas obras de arte. Esse apoio é no entanto feito com várias variantes nas diversas metodologias de gestão, nomeadamente no que respeita aos critérios ponderados, ao tipo de processamento da informação e ao tipo de ações propostas.

2.4.1. Critérios ponderados na decisão

Os critérios considerados para apoio à decisão podem também ser diferenciados tendo em conta as principais preocupações inerentes à decisão que se pretende assessorar. As decisões podem ser equacionadas com base em múltiplos critérios de decisão, no entanto, será sempre necessário considerar um ou vários indicadores relativos ao nível de desempenho da ponte, de acordo com o tipo de avaliação que for considerado. Num Sistema de Gestão de Obras de Arte a decisão não deve ser baseada unicamente na classificação presente desses indicadores de desempenho, pelo que será importante recorrer a modelos preditivos que permitam estimar a sua evolução futura.

A avaliação do desempenho pode ainda ser relativa unicamente ao comportamento da estrutura ou conjugar também outras questões como as relacionadas à sua funcionalidade. A funcionalidade é um importante atributo associado às pontes enquanto elementos integrantes de vias de transporte, razão pela qual, algumas análises lhe dão também particular relevância. Para além disso, como exemplos de outros critérios que por vezes são considerados, podem referir-se os associados ao impacto ambiental, bem como algumas questões humanas, sociais, políticas, culturais e até estéticas (Sarja, 2004; Jutila & Sundquist, 2007; Brattebø, 2012).

Por outro lado, o custo, sendo um parâmetro com grande importância no âmbito da tomada de decisões, é um dos critérios mais comum à maioria das análises consideradas. A avaliação desses custos pode ser efetuada unicamente com base nos custos diretos suportados pelas administrações das infraestruturas, ou englobando também alguns custos indiretos. Nas parcelas relativas aos custos indiretos podem ser englobados os custos suportados pelos utilizadores e os custos ambientais associados a determinadas ações sobre as obras de arte. Assim, os custos podem

refletir também questões relacionadas com outro tipo de critérios, já anteriormente elencados, considerados importantes para a decisão.

Um processo normalizado que referencia um conjunto de critérios relevantes no acompanhamento de sistemas e infraestruturas ao longo do seu período de funcionamento é o RAMS. O RAMS pretende assegurar um determinado nível de exigência de um sistema tendo em conta um conjunto de critérios considerados relevantes. RAMS é o acrónimo de *Reliability, Availability, Maintainability and Safety* e na norma portuguesa NP EN 50126 (IPQ, 2000), com o título *Aplicações Ferroviárias - Especificação e demonstração de Fiabilidade, Disponibilidade, Manutibilidade e Segurança (RAMS)*, cada um desses termos é definido da seguinte forma:

- **Fiabilidade** - probabilidade de um item poder executar uma função requerida, sob determinadas condições, durante um determinado intervalo de tempo;
- **Disponibilidade** - capacidade de um produto executar uma função requerida;
- **Manutibilidade** - probabilidade de uma ação poder ser executada nas condições estabelecidas;
- **Segurança** - ausência de risco não aceitável.

O RAMS tem vindo a ser aplicado a vários tipos de infraestruturas e processos industriais (Morais & Ferreira, 2006; Sobral, 2010; Almeida, 2011). No contexto da sua aplicação ao setor ferroviário, o RAMS pode ser usado pelas entidades ferroviárias ou seus fornecedores, em todas as fases do ciclo de vida, quer em sistemas novos, quer em sistemas existentes. Na pesquisa bibliográfica efetuada foram sobretudo encontrados exemplos de aplicação do RAMS na gestão da manutenção das próprias infraestruturas ferroviárias (CP; Patra, 2009) e do equipamento de conservação das mesmas (Filipe, 2006), para além de veículos ferroviários (Leocádio, 2004). Porém, nesse tipo de elementos há uma rápida deterioração, sobretudo condicionada pela utilização, ao contrário do que se verifica nas pontes onde a degradação é mais lenta e mais condicionada por questões meteorológicas e ambientais. Todavia, o RAMS pode vir a ser aplicado tanto em pontes rodoviárias como em pontes ferroviárias. O projeto LIFECON apresentou uma aplicação do RAMS a uma ponte rodoviária de betão da Suécia (Miller, Miller *et al.*, 2003) e Klatter *et al.* (2009) apresentam um trabalho feito na Holanda que aplica quer a análise de custos de ciclo de vida, quer o RAMS, a pontes.

No início do RAMS importa definir as questões a analisar ou resolver e os objetivos a cumprir, definindo por exemplo que se pretende efetuar todas as intervenções sem qualquer interrupção do tráfego. Depois é preciso identificar os dados relevantes para a análise e passar da definição da abordagem para a sua implementação, permitindo depois a validação dessa fase de definição da abordagem.

Como, particularmente no caso de infraestruturas públicas, há ainda a necessidade de se cumprir com requisitos ambientais e de saúde pública, já foi até equacionada uma extensão do método de forma a incluir adicionalmente esses dois aspetos. Nesse caso a designação de RAMS passa para RAMSHE onde as duas letras adicionais correspondem às iniciais de Saúde (*Health*) e Ambiente (*Environment*). Enquanto no âmbito da Saúde poderão ser consideradas questões como segurança pessoal, saúde humana e bem-estar, no âmbito do ambiente poderão ser consideradas, para além das questões ambientais propriamente ditas, também questões estéticas, de ruído, de percepção de risco e ainda de sustentabilidade (Klatter, Vrouwenvelder *et al.*, 2009). Esse alargamento já foi por exemplo usado em pontes por entidades governamentais da Holanda (Klatter, Vrouwenvelder *et al.*, 2009), um país onde o RAMS foi aplicado a toda a rede ferroviária desde a fase de projeto e em diferentes sectores da rede. Bakker e Klatter (2012) referem aliás uma extensão ainda mais alargada do conceito, já aplicada até na inspeção de pontes holandesas, para inclusão de parâmetros políticos e de custos de ciclo de vida, designada por RAMSSHEEP: *Reliability (functional and structural), Availability, Maintainability, Safety (Safety for users), Security, Health, Environment, Economics (Life Cycle Costs), Politics*.

Com a norma EN 50126 (IPQ, 2000), a estrutura de custos da análise de custos de ciclo de vida de infraestruturas ferroviárias considerada no âmbito do projeto Innotrack (UIC, 2010) foi adaptada de forma a ter em conta as indicações do método RAMS. O projecto InnoTrack (InnoTrack, 2007c; 2009) preparou assim uma análise de custos em conjugação com a metodologia RAMS (IPQ, 2000), embora as referências sejam mais relacionadas com a própria infraestrutura ferroviária do que propriamente com as pontes que em determinadas zonas lhes dão suporte. Esse facto, como é referido no relatório final do projeto (UIC, 2010), resulta da dificuldade de aplicação do RAMS a infraestruturas complexas, como é o caso das obras de arte, onde se interligam diversos tipos de elementos, conjugada com a dificuldade em garantir a qualidade e disponibilidade de todos os dados necessários, para além de outro tipo de interferências como por exemplo as associadas a alterações ambientais.

Apesar do método RAMS ser de difícil implementação em parques de obras de arte como as pontes, importa que as análises realizadas relativamente a esse tipo de infraestruturas possibilitem a consideração de alguns parâmetros relativos aos principais aspetos contemplados no método, para que possam vir a ser enquadradas em análises desse tipo relativas à rede em que se inserem. A fiabilidade poderá ser garantida no Sistema de Gestão de Pontes pela imposição de limites mínimos de performance ao longo do tempo, os fatores de indisponibilidade podem ser refletidos na consideração dos custos indiretos e as questões de manutibilidade podem ser previstas com um modelo de previsão da degradação, com o estudo de diferentes tipos de atuações ao longo do tempo e com a avaliação do seu impacto no nível de performance das obras de arte.

2.4.2. Processamento da informação

Em vários trabalhos de investigação o apoio à tomada de decisões no âmbito da gestão de obras de arte é sobretudo efetuado a partir de resultados de análises multicritério. A análise multicritério, designada habitualmente em inglês pelo seu acrónimo MADA (*Multi-Attribute Decision Aid*), pode ser usada para escolher uma hipótese, de entre um conjunto de várias hipóteses possíveis, tendo em conta um conjunto de diferentes critérios e os graus de importância associados a cada um deles. Os métodos MADA começaram a aparecer a partir de meados do século passado, numa altura em que a indústria começou a precisar de ajustar a programação linear básica às suas necessidades. Esses métodos surgiram aliás em paralelo com o método RAMS (*Reliability, Availability, Maintainability and Safety*), anteriormente referido, e com o método de desdobramento da função de qualidade - QFD (*Quality Function Deployment*) (Lair, Sarja *et al.*, 2004). As análises multicritério podem ser realizadas através de métodos de ponderação como o ranking, a entropia e o método AHP (*Analytical Hierarchy Process*) preconizado na norma ASTM com a referência E 1765-98. Outra alternativa para análise multicritério consiste no recurso a métodos de seleção, como por exemplo a soma ou o produto ponderados e os métodos ELECTRE (*ELimination Et Choix Traduisant la REalité*) ou PROMETHEE (*Preference Ranking Organization Methodology of Enrichment Evaluation*).

Como exemplo de aplicações relacionadas com obras de arte, podem referir-se os trabalhos de Gervásio e de Dabous. Gervásio recorre ao método AHP (Gervásio & Silva, 2009) e ao método PROMETHEE (Gervásio, 2011) para escolher a solução mais sustentável de entre um conjunto de soluções alternativas de projeto para uma determinada obra de arte. Dabous, no Canadá, incorpora tanto critérios quantitativos como critérios qualitativos na sua análise multicritério de apoio à decisão (Dabous, 2008) - a sua metodologia prevê numa primeira etapa a elaboração do ranking das pontes para selecionar as que vão ser intervencionadas; numa segunda etapa estuda a melhor estratégia de intervenção para cada uma das pontes selecionadas (escolhendo entre manutenção, reparação e substituição) que respeita o orçamento disponível e só depois define o melhor instante para a sua realização. No entanto, não permite fazer uma otimização simultânea das intervenções a realizar ao longo do tempo em cada uma das pontes nem possibilita análises a longo prazo. As análises multicritério têm a vantagem de permitir conjugar fatores diversificados e nem sempre quantitativos, mas não conseguem garantir a identificação da melhor solução.

Assim, com as crescentes potencialidades em termos de capacidade de processamento de informação, as análises começaram a incluir processos de otimização que visam minimizar ou maximizar um determinado parâmetro de decisão. A otimização pode ser feita com recurso a diversos processos, desde os métodos mais clássicos até aos métodos heurísticos, como os algoritmos genéticos e as redes neuronais.

Caso se pretenda otimizar vários objetivos em simultâneo, pode ser necessário passar para uma otimização multiobjectivo (Liu & Frangopol, 2005a; Neves, 2005; Frangopol & Liu, 2006; Frangopol & Bocchini, 2011), no entanto, essa análise pode tornar-se bastante complexa, sobretudo quando se consideram diversas estruturas em simultâneo. Adiante, no capítulo 5, serão apresentadas mais algumas considerações relativamente a esse tipo de otimização.

2.4.3. Tipo de ações planeadas

Os Sistemas de Gestão de Pontes devem determinar as necessidades de acompanhamento das obras de arte ao longo das suas vidas, durante a sua fase de serviço. No entanto, enquanto alguns sistemas pormenorizam o conjunto específico de tarefas a implementar em cada uma das obras de arte, outros apenas recomendam o planeamento do tipo de atuações a realizar, reservando a pormenorização e quantificação dos trabalhos para a altura prevista para a execução das intervenções consideradas ótimas.

As abordagens mais complexas, que geralmente fazem uma avaliação por elementos da estrutura, chegam a recomendar e quantificar um determinado conjunto de tarefas específicas a implementar em cada uma das estruturas ou partes de estrutura considerada (Vesikari, 2003; Sarja, 2004; HEATCO, 2005). Exemplos dessas tarefas podem ser a substituição de determinadas componentes, lubrificação dos aparelhos de apoio, injeção de epóxis, pintura ou colocação de outros elementos de proteção estrutural. Essas metodologias são no entanto mais orientadas para gerir as ações a implementar num horizonte temporal de mais curto prazo, uma vez que a sua previsão a longo prazo seria sempre envolta numa grande incerteza.

Quando se faz uma análise a longo prazo ou com um grande conjunto de obras de arte, otimiza-se em geral apenas o tipo de intervenções a realizar ao longo do tempo, tendo em conta o respetivo impacto no nível de desempenho da ponte. A Figura 2.6 mostra o impacto que diferentes tipos de intervenção têm no índice de desempenho estrutural, bem como a evolução temporal do nível de incerteza associado à previsão do tempo de vida de uma ponte que, como é natural, vai aumentando com o afastamento ao instante atual. Nesse caso os tipos de intervenções considerados são (Frangopol & Bocchini, 2011):

- **Manutenções Preventivas** - ações de baixo custo, com baixo impacto no nível de segurança da obra ações e que são realizadas periodicamente, de acordo com intervalos de tempo pré-definidos, de uma forma pró-ativa.

- **Manutenções Essenciais** - ações também de natureza preventiva mas implementadas quando é atingido um determinado nível de desempenho previamente estabelecido e dentro da gama dos níveis aceitáveis.
- **Manutenções Corretivas** - ações implementadas quando se atinge ou ultrapassa um determinado nível considerado como o limite do aceitável (esse limite não tem que ser necessariamente global e pode por exemplo ser uma corrosão ou fendilhação excessiva).

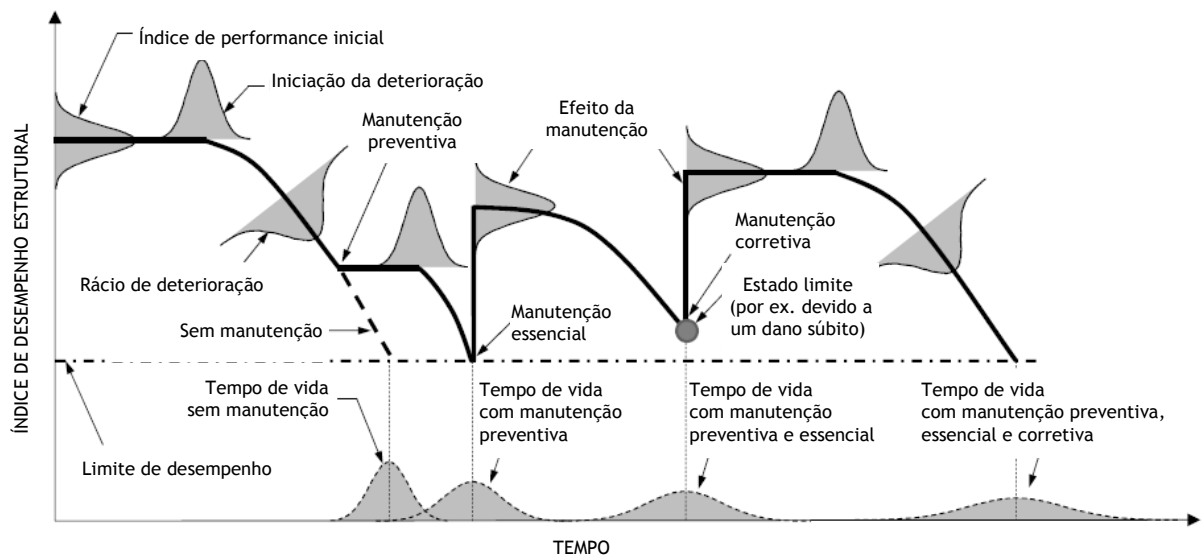


Figura 2.6 - Impacto de diferentes tipos de intervenção no nível de desempenho estrutural ao longo do ciclo de vida de uma ponte e respetivas incertezas (Frangopol & Bocchini, 2011)

No entanto, o tipo de atuações equacionadas nos vários Sistemas de Gestão nem sempre é precisamente coincidente. Aliás, o que se entende por expressões como manutenção, conservação, reparação, reforço, reabilitação e beneficiação também não é absolutamente consensual. A FHWA (*Federal Highway Administration - U.S. Department of transportation*), por exemplo, distingue os tipos de intervenções de uma forma ligeiramente diferente:

- **Manutenção** - tratamentos de baixo custo realizados para retardar a deterioração, mas que não aumentam substancialmente a capacidade estrutural. A manutenção é ainda distinguida em manutenção periódica, quando é realizada com um intervalo de tempo pré-estabelecido, e em manutenção baseada no estado de condição, quando a sua necessidade é identificada numa inspeção.

- **Reabilitação** - correção de danos importantes para restauração completa, ou quase, da integridade estrutural.
- **Substituição** - substituição total por uma nova no mesmo corredor de tráfego.

2.5. Características do Sistema de Gestão de Pontes a apresentar

Para concretizar os objetivos da investigação, pretende-se desenvolver um Sistema de Gestão de Pontes que possa ser aplicado em parques de obras de arte similares ao Português, relativamente a um horizonte temporal de médio ou longo prazo. Para tal, importa ter em consideração as características das suas obras de arte (ver anexo A), bem como as respetivas práticas correntes de gestão. Tendo em conta o estado da arte apresentado, destacam-se neste ponto as principais dificuldades de implementação das metodologias de gestão existentes em parques de obras de arte similares aos portugueses, de forma a evidenciar as necessidades subjacentes ao desenvolvimento do Sistema de Gestão que se pretende propor. A identificação dessas necessidades acaba também por evidenciar os principais aspetos diferenciadores do Sistema de Gestão que se pretende apresentar.

Os trabalhos que as principais concessionárias de obras de arte em Portugal, quer rodoviárias, quer ferroviárias, têm vindo a apresentar nos congressos da especialidade (REFER, 2009; Horta & Lopes, 2011; Perdigão, Oliveira *et al.*, 2011; Silva, 2012), são sobretudo relativos a inspeção e classificação do estado de condição das estruturas. Em Portugal, o arquivo e a gestão dessa informação é feita em geral com recurso ao programa GOA (Mendonça, Brito *et al.*, 2009; Mendonça & Brito, 2011), não evidenciando ainda uma metodologia de otimização das intervenções de acompanhamento a realizar ao longo da vida das estruturas, nem dos custos que lhe estão associados. Mesmo nas administrações de pontes que fazem uma avaliação periódica das suas obras de arte, as decisões tomadas na prática de gestão corrente são em geral baseadas apenas na experiência e intuição dos engenheiros.

Num inquérito realizado nos Estados Unidos da América (FHWA, 2010), também se concluiu que na maioria dos seus estados os *softwares* disponíveis para gestão de pontes ainda são usados quase exclusivamente para arquivo sistematizado da informação. Aliás, segundo um estudo da NCHRP (Markow & Hyman, 2009), nos EUA a maioria dos Sistemas de Gestão apenas efetua análises a curto prazo, sem ponderação de diferentes cenários alternativos, mais orientadas para as questões técnicas de decisão do que para as questões económicas relacionadas com custos e benefícios.

Uma vez que o custo é um dos principais critérios de decisão no âmbito da gestão de pontes, o sistema deverá englobar uma análise de custos de ciclo de vida. O projeto COST é muito útil para a determinação dos custos de ciclo de vida, contudo centra-se apenas nessa parte do processo de gestão de obras de arte - os custos. Considerando um exemplo português, Brito e Branco apresentaram metodologias de apoio à tomada de decisões estratégicas relativamente a inspeção, manutenção e reparação, tendo considerado como parâmetro de decisão um Índice de Eficiência de custo para cada opção (Branco & Brito, 2004), também referido no projeto BRIME (Woodward, Cullington *et al.*, 2001). Esse Índice de Eficiência de custo de cada opção, usado para identificar as propostas economicamente mais vantajosas, compara cada uma das opções num determinado instante a partir do rácio entre os custos de atuação e os custos de não atuação, considerando em ambos os casos que aos custos são deduzidos os benefícios associados. Para o efeito, foram já estudados alguns dos custos a considerar no âmbito do ciclo de vida das pontes (Almeida, 2009; Brito, 2011), nomeadamente relativos a pontes rodoviárias, não tendo no entanto sido ainda apresentada a sua conjugação com modelos de previsão da degradação e de otimização do planeamento das intervenções num horizonte de médio a longo prazo.

Alguns dos *softwares* mais comerciais de gestão de pontes desenvolvidos noutros países, poderão até em certos aspetos permitir responder ao tipo de Sistema de Gestão pretendido, no entanto, nem sempre são suficientemente explícitos na caracterização da metodologia adotada e dos valores considerados, pelo que se torna difícil o seu domínio. Acresce ainda que as realidades de diferentes países podem ser muito diversificadas, nomeadamente em termos de dados registados e procedimentos habituais, pelo que a transferibilidade de outras soluções já implementadas pode ser difícil. Para além disso, os *softwares* comerciais mais desenvolvidos, como o PONTIS, o BRIDGIT e o KUBA, bem como alguns outros trabalhos mais académicos (Elbehairy, 2007; Ellis, Thompson *et al.*, 2008), centram a sua análise nos resultados da avaliação dos principais elementos das pontes e por isso não permitem uma fácil implementação em parques de pontes onde esse tipo de classificação não esteja disponível. Numa análise a médio ou longo prazo, como a que se pretende fazer, a incerteza associada às previsões efetuadas será sempre considerável, pelo que poderá não fazer sentido considerar uma pormenorização ao nível dos elementos. Aliás, quando for considerada uma intervenção numa ponte serão englobados trabalhos em todos os elementos que precisarem de algum tipo de correção.

Para garantir que o Sistema de Gestão de Pontes desenvolvido seja fácil de implementar e compreender, ao contrário da maioria dos SGOAs existentes, será adotada uma avaliação simplificada quer em termos de avaliação da performance, quer em termos da previsão da degradação e da estimativa de custos. O Sistema de Gestão a apresentar deverá ser uma ferramenta de análise de primeiro nível que sirva para identificar necessidades de análises mais detalhadas e para antecipar e otimizar as necessidades de investimento futuras. O sistema deverá

equacionar vários cenários para determinar o planeamento ótimo de ações de reparação ou substituição a implementar no futuro em cada uma das estruturas de um parque de pontes, permitindo uma fácil compreensão dos resultados gerados. Para além disso, dada a natureza da análise e as incertezas que estão associadas à informação processada, importa considerar análises probabilísticas. Com o novo Sistema de Gestão espera-se contribuir para preparar as necessidades futuras de entidades administradoras como as Portuguesas, no que respeita à evolução para um tipo de análise que permita otimizar a decisão.

Tendo em conta o estado da arte apresentado, a prática atual de gestão de pontes em parques de obras de arte similares ao português, bem como os objetivos da investigação, as características do Sistema de Gestão em termos de objeto de análise, tipo de avaliação e processo de apoio à decisão deverão ser as que se passam a apresentar.

2.5.1. Objeto de análise

Como se pretende que o Sistema de Gestão de Pontes seja aplicável de uma forma generalizada por uma determinada administração responsável por várias obras de arte, o objeto de análise será o conjunto de pontes inserido numa determinada rede rodoviária ou ferroviária. Para tal, será contemplada uma análise ponte a ponte e, em simultâneo, serão consideradas as restrições técnicas e financeiras associadas ao conjunto das obras de arte.

As metodologias de gestão que avaliam as interferências na rede viária, como as referidas por Orcesi (Orcesi, 2008) e Adey (Adey, Hajdin *et al.*, 2003), não serão consideradas uma vez que tornam difícil a sua implementação a grandes parques de obras de arte. Aliás, essas metodologias, para além de apenas serem aplicáveis a conjuntos mais restritos de obras de arte, envolveriam a análise de informação que não está disponível para a generalidade das pontes.

O Sistema de Gestão de Pontes será desenvolvido de forma a poder considerar conjuntos de pontes de utilização rodoviária ou ferroviária. A adaptabilidade da metodologia de apoio à decisão a esses dois tipos de obras de arte poderá ser um fator diferenciador da mesma, com interesse sobretudo nas situações em que a fonte de financiamentos é comum, por permitir fazer análises comparativas.

Essas pontes serão consideradas na sua globalidade e não subdivididas por elementos, uma vez que esta última abordagem obrigaria a dispor de informação detalhada relativamente a cada um desses elementos, dados que nem sempre se encontram registados. Para além disso, a subdivisão em elementos ou componentes implicaria também o recurso a modelos de degradação

diferenciados e ao conhecimento da forma de interligação dos mesmos na estrutura global, algo de que nem sempre se dispõe e que por isso dificultaria a implementação da metodologia de gestão, que se pretende generalizada e aplicável a breve prazo. Essa análise ponte a ponte será considerada quer em termos de performance, quer em termos de custos.

Os modelos de previsão da degradação adotados deverão também ser relativos à globalidade das pontes. Esses modelos resultam em geral da análise estatística do histórico associado a um conjunto de pontes de características similares, pelo que podem traduzir toda a multiplicidade de fatores e elementos envolvidos, bem como da forma de conjugação dos mesmos.

Os custos também deverão ser estimados de forma global para os vários tipos de intervenções equacionados, uma vez que a quantificação dos mesmos a partir de tarefas específicas obrigaria à antecipação dessas mesmas tarefas, algo que não se consegue fazer de uma forma precisa numa análise a longo prazo. Dessa forma, será também adotada uma previsão global dos custos, que possa de alguma forma traduzir todas as questões com influência nesse parâmetro e que seja coerente com a abordagem adotada em termos de previsão da degradação.

2.5.2. Tipo de avaliação

Como importa encontrar um compromisso entre o objeto de análise e o nível de detalhe, a opção será por um tipo de SGOA baseado essencialmente no Estado de Condição (EC) das pontes. Aliás, essa opção resulta ainda do facto de esse ser o indicador de performance que é registado em Portugal nas inspeções periódicas das obras de arte de uma forma generalizada. Para além disso, o Estado de Condição tem ainda a vantagem de ser atribuído de forma similar quer em pontes rodoviárias, quer em pontes ferroviárias.

Alguns dos trabalhos anteriormente referidos consideram ainda a avaliação da capacidade de carga e a avaliação da segurança estrutural das obras de arte. Todavia, essas análises implicariam uma recolha muito mais vasta de dados que, para além de tornar a análise mais complexa, acabaria por implicar custos muito elevados. Essas análises só se tornam viáveis e justificáveis para pequenos grupos de obras de arte e para períodos temporais mais restritos. Uma vez que se pretende que o Sistema de Gestão de Pontes seja aplicável à generalidade de um parque de obras de arte e num período de análise de médio a longo prazo, a consideração de indicadores relacionados com resultados de avaliações de segurança não será considerada. A avaliação das pontes que será efetuada terá como base o seu EC, embora com algumas considerações complementares relativamente ao risco inerente a cada uma das obras de arte.

2.5.3. Apoio à decisão

Os critérios a ponderar para tomar as decisões de gestão de obras de arte poderão ser vários e de natureza qualitativa ou quantitativa. De forma a permitir uma fácil implementação num grande conjunto de obras de arte, os principais critérios que serão considerados na metodologia apresentada serão o desempenho e o custo. No entanto, poderão também ser tidas em consideração algumas questões relativas ao impacto das decisões tomadas nos utilizadores das pontes, à funcionalidade das vias que lhe estão associadas e ao nível de risco associado às estruturas.

O apoio à decisão será baseado numa minimização dos custos de ciclo de vida, de forma a respeitar os níveis de estado de condição desejados para as obras de arte e as restrições impostas pelo decisor. Nos processos de otimização dos trabalhos anteriormente referidos, essa otimização é em geral executada de forma faseada, identificando numa primeira fase o tipo de ação e só depois o instante da sua aplicação (Sarja, 2004) ou, no sentido inverso, identificando primeiro o instante temporal e só depois o tipo de intervenção (Orcesi & Cremona, 2011a). Assim, um dos fatores diferenciadores que se pretende para o Sistema de Gestão de Pontes é a consideração de uma otimização global que permita identificar simultaneamente o tipo e o instante de intervenção para cada uma das pontes do parque de obras de arte.

Apesar do método RAMS, anteriormente referido, ser de difícil implementação em parques de obras de arte como as pontes, importa que as análises realizadas relativamente a esse tipo de infraestruturas possibilitem a consideração de alguns parâmetros relativos aos principais aspetos contemplados nesse método, para que possam sempre vir a ser enquadradas em análises desse tipo relativas à rede em que se inserem. Essa preocupação deverá estar presente no Sistema de Gestão de Pontes. Para tal, a fiabilidade poderá ser garantida pela imposição de limites mínimos de performance ao longo do tempo, os fatores de indisponibilidade podem ser refletidos na consideração dos custos indiretos, e as questões de manutibilidade podem ser previstas com um modelo de previsão da degradação, com o estudo de diferentes tipos de atuações ao longo do tempo e com a avaliação do seu impacto no nível de performance das obras de arte.

Uma vez que se pretende fazer uma análise a médio e longo prazo que seja aplicável a um grande conjunto de obras de arte, o tipo de ações a equacionar será necessariamente o tipo de intervenções a realizar durante a fase de serviço das obras de arte. No Sistema de Gestão que se apresenta serão otimizados os instantes de realização de diferentes tipos de intervenções, sem pormenorizar nem quantificar as tarefas a realizar nas mesmas.

A designação que se passará a adotar para os vários tipos de intervenções respeita as definições apresentadas por Cruz (2006b), que são aliás semelhantes às da FHWA (2011), anteriormente referidas, com o emprego da expressão *reparação* em substituição da expressão *reabilitação*, que em português pode ser confundida com *beneficiação*. As intervenções a realizar ao longo da vida das pontes serão então categorizadas da seguinte forma:

- **Manutenção** - Trabalhos realizados de forma a retificar pequenas anomalias (sem impacto no estado de condição).
- **Reparação** - Trabalhos que visam corrigir as anomalias resultantes da degradação (com impacto no estado de condição).
- **Beneficiação** - Trabalhos de ampliação ou melhoria das características da ponte.
- **Substituição** - substituição total por uma ponte nova no mesmo corredor de tráfego.

2.5.4. Esquema geral de funcionamento

O Sistema de Gestão de Pontes a apresentar deverá ter uma estrutura modular, que possibilite uma fácil incorporação de novas análises, de forma a conseguir responder a eventuais necessidades que possam vir a ser identificadas no âmbito da sua aplicação prática futura. Com o grande volume de trabalhos de investigação recentes na área da gestão de pontes, começam a desenhar-se alguns consensos na comunidade científica relativamente aos principais módulos dos sistemas de apoio à gestão. Contudo, há ainda propostas de sistemas de gestão muito diversas.

De qualquer forma, é consensual que um Sistema de Gestão de pontes deve incluir, pelo menos, as seguintes componentes: armazenamento de dados, modelos preditivos, metodologias de análise de custos e processo de otimização. Por conseguinte, a estrutura geral de funcionamento do Sistema de Gestão de Pontes a apresentar será projetada segundo o esquema geral de funcionamento apresentado na Figura 2.7.

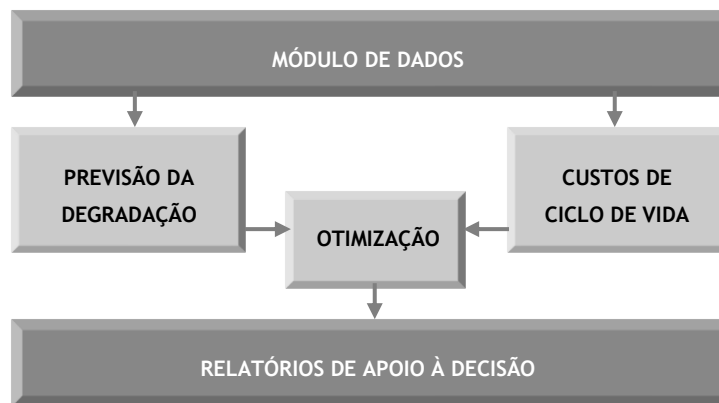


Figura 2.7 - Esquema geral de funcionamento do Sistema de Gestão de Pontes

O módulo inicial sistematiza o conjunto de dados necessários à análise das obras de arte, englobando um vasto conjunto de informação:

- Características das obras de arte que constam do seu processo de inventariação;
- Avaliação do estado das pontes realizada nas inspeções;
- Classificação das vulnerabilidades inerentes à envolvente das obras de arte, nomeadamente em termos de exposição ambiental, zona sísmica e tráfego nas vias envolvidas;
- Restrições de performance e de orçamento que traduzam as limitações técnico-financeiras da entidade gestora.

Essa informação alimenta dois módulos independentes - um módulo de previsão da degradação das obras de arte ao longo do tempo e outro relativo à avaliação dos custos de intervenção ao longo do seu ciclo de vida. A informação processada nesses dois módulos é integrada depois num outro módulo que implementa um processo de otimização para identificação da solução de menor custo que cumpre as restrições definidas inicialmente. Os resultados finais do processamento dessa informação são então enviados para o último módulo, onde poderão ser gerados relatórios de apoio à decisão. A explicação da metodologia de apoio à decisão inerente ao Sistema de Gestão de Pontes que se apresenta será apresentada de forma mais detalhada no capítulo 5, depois de nos capítulos 3 e 4 se referir, respetivamente, os seus módulos de degradação e de custos.

CAPÍTULO 3.

MODELO DE DEGRADAÇÃO

Um modelo de previsão da degradação das pontes ao longo do tempo é basilar no âmbito da gestão de obras de arte. A previsão da degradação de pontes ao longo do tempo não é fácil, dada a grande heterogeneidade das características desse tipo de obras de arte e a diversidades de fatores que a influenciam. No entanto, importa conhecer a tendência de evolução temporal do desempenho das pontes para poder antecipar necessidades futuras e planear de forma otimizada as intervenções a realizar num horizonte temporal de médio ou longo prazo.

No presente capítulo serão apresentados vários tipos de modelos que têm vindo a ser desenvolvidos para previsão da degradação de pontes, justificando depois a escolha do modelo probabilístico, baseado em matrizes de Markov, para incorporar no Sistema de Gestão de Pontes. Não havendo registos históricos de obras de arte portuguesas suficientes para recorrer a um modelo de previsão da degradação nacional, serão estudadas várias propostas desenvolvidas noutros países, de forma a identificar as que poderão ser usadas na aplicação que se pretende realizar num conjunto de pontes portuguesas atualmente em funcionamento.

A metodologia de gestão proposta será ainda preparada para permitir uma fácil inclusão de novos modelos que vierem a ser desenvolvidos para Portugal e ainda para gerar resultados a partir da aplicação de diferentes modelos de degradação de pontes. Dessa forma, será possível realizar análises comparativas dos resultados obtidos com diferentes modelos de previsão da degradação e estimar assim a variabilidade que poderá advir da incerteza relativa à degradação das pontes.

3.1. Indicador de degradação a considerar

Conforme se discutiu anteriormente, o indicador de degradação escolhido para a metodologia de gestão que se apresenta foi o estado de condição (EC) da globalidade da ponte. Essa escolha resulta do facto de esse indicador ser fácil de registar para um grande conjunto de obras de arte e ser o parâmetro de desempenho que de forma mais generalizada é registado no âmbito das inspeções principais realizadas periodicamente às pontes portuguesas. Para além disso, a classificação do EC é bem mais simples e muito menos dispendiosa do que a avaliação de um índice de fiabilidade estrutural, que seria mesmo inviável realizar periodicamente para a globalidade de um parque de obras de arte. No entanto, Neves (2005) sublinha que apesar do índice de segurança estrutural e do estado de condição estarem correlacionados, a sua relação não é direta, chamando a atenção para a necessidade de tomar medidas que evitem, nos casos em que a performance das obras de arte é medida exclusivamente com base em estados de condição, considerar obras em muito bom estado como seguras porque, em alguns casos, poderão não estar preparadas para suportar as ações a que estão sujeitas. Essa situação pode no entanto ser obviada com a implementação de avaliações de segurança sempre que haja alterações significativas de cargas ou em que o respetivo projeto não tenha previsto o nível de solicitação atual. Por essa razão, será razoável prever-se a determinação periódica do EC numa análise prévia global, de primeiro nível, que permita depois identificar as obras onde já será justificável realizar uma avaliação da segurança para determinar o índice de fiabilidade estrutural.

Alguns sistemas de apoio à gestão de pontes consideram uma análise por elementos da ponte, com modelos de degradação diferenciados a esse nível, que permitem identificar os instantes ótimos de correção em cada uma das partes da ponte que se considerarem. Nesses casos é até habitual diferenciar mais o tipo de atuações a considerar, equacionando-se hipóteses de tarefas de manutenção ou reparação, como pintar, colmatar fendas ou até substituir o elemento (Thompson, Small *et al.*, 1998; M. Schläfli, Hajdin *et al.*, 2000; Elbehairy, 2007). No entanto, uma vez que se pretende desenvolver uma metodologia de apoio à determinação do planeamento ótimo de intervenções como as reparações ao longo do tempo, tendo em conta que quando as mesmas são realizadas se estendem à globalidade da obra de arte, essa diferenciação não será considerada. De qualquer forma, serão também estudados alguns modelos de degradação relativos a componentes das pontes, embora unicamente com vista à sua conjugação num modelo de previsão global da degradação no seu todo.

No sistema de gestão que se apresenta será então considerado apenas o EC da ponte com a escala classificativa de 5 níveis apresentada na Tabela 3.1. Conforme se apresenta nessa figura, essa escala pode ser correlacionada com a da EP (EP), caso se agrupem os dois primeiros níveis num

estado único de “muito bom”. Para além disso, essa escala apresenta também uma correspondência direta com a escala da REFER (UIC, 1989) que por sua vez apresenta um certo paralelismo com a escala usada em França segundo o método IQOA, já anteriormente referido no capítulo 2.

Tabela 3.1 - Escala de EC adotada e correspondência com outras escalas

5 NÍVEIS				7 NÍVEIS	
	Escala EP	Escala REFER	Escala IQOA		Escala FHWA
1	0 - Excelente			1	9 - Excelente
	1 - Muito bom	0 - Sem defeitos	1 - Bom		
2	2 - Bom	1 - Defeitos menores	2 - Danos estruturais menores.	2	8 - Muito Bom
		2 - Defeitos sérios sem impacto na estabilidade	2e - Danos estruturais menores e manutenção urgente		
3	3 - Razoável	3 - Defeitos sérios com impacto na estabilidade	3 - Danos estruturais	3	7 - Bom
4	4 - Mau	4 - A requerer ações imediatas	3u - Danos estruturais graves e manutenção urgente	4	6 - Satisfatório
5	5 - Muito mau			5	5 - Suficiente
				6	4 - Insuficiente
				7	3 - Grave
					2 - Crítico
					1 - Rotura iminente
					0 - Fora de serviço

Na Tabela 3.1, apresenta-se ainda o paralelismo dessas escalas de 5 níveis com a escala usada pelo governo Norte-americano - a escala da FHWA (1995), organismo do Governo Norte-americano com a designação de *Federal Highway Administration*, que também foi anteriormente apresentada no capítulo 2 (Tabela 2.8). Essa escala tem 10 níveis, com uma ordem inversa à considerada nas restantes escalas apresentadas na tabela, onde o nível 9 é *excelente* e os restantes níveis correspondem, por ordem decrescente, a graus crescentes de gravidade. Porém, nos modelos de previsão da degradação essa escala de 10 níveis é muitas vezes considerada com uma diferenciação em apenas 7 níveis (Jiang, 1990; Cesare, Santamarina *et al.*, 1992; Devaraj, 2009), de ordem crescente de gravidade, de acordo com o que se apresenta na Tabela 3.1. Essa redução do número de níveis resulta de os autores considerarem que nos níveis iguais ou piores que o 3 da escala da FHWA, todas as situações são tão graves que obrigam a algum tipo de intervenção. A conversão entre a escala de 5 níveis e a escala de 7 níveis pode então ser efetuada

considerando que os primeiros e últimos níveis de cada uma das escalas são equivalentes e que nos restantes níveis há uma correspondência linear, conforme se indica na Tabela 3.1.

3.2. Modelos de previsão de degradação

Os modelos de previsão de degradação das pontes podem ser de natureza empírica ou mecanicista. Os modelos empíricos são desenvolvidos com base em dados experimentais ou reais. Por outro lado, os modelos mecanicistas são desenvolvidos a partir de modelos teóricos associados aos mecanismos de degradação, tornando-se no entanto mais difíceis de obter para a globalidade obras de arte. Os modelos de previsão da degradação podem ainda ser classificados como sendo de natureza determinística ou probabilística.

Nos modelos determinísticos considera-se que a obra se vai deteriorando ao longo do tempo de acordo com uma determinada função, de 100% até zero no final do respetivo tempo de vida (Kleywegt, 2010).

Como exemplo de um modelo de degradação determinístico pode referir-se o modelo simplificado bilinear ilustrado na Figura 3.1, que consta de uma especificação do Laboratório Nacional de Engenharia Civil (LNEC, 2007), relativa ao desempenho de estruturas de betão armado e pré-esforçado sujeito à ação do dióxido de carbono ou dos cloretos. Esse modelo permite estimar a resistência da estrutura face às ações ambientais ou, em alternativa, o tempo de vida útil remanescente.

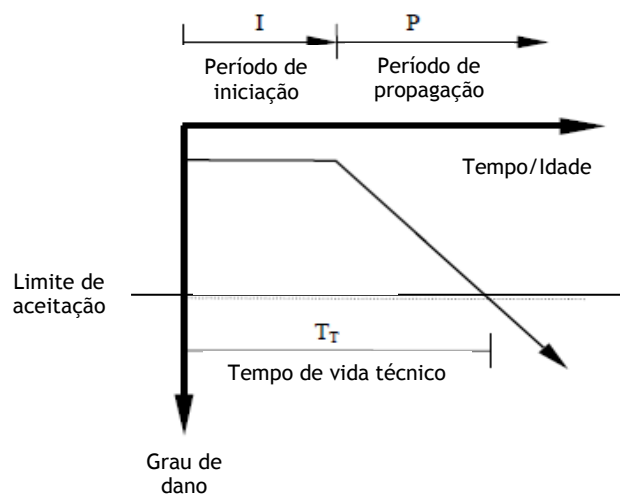


Figura 3.1 - Modelo de degradação estrutural de Tuutti (LNEC, 2007)

Neves (2005) também apresenta um modelo de degradação do estado de condição e também do índice de segurança estrutural que se baseia em funções contínuas bilineares e ainda em funções não-lineares, de forma a procurar um melhor ajuste a situações reais que demonstraram que a degradação pode aumentar de forma aproximadamente parabólica. Os trabalhos de Neves *et al.* (2010) resultam de uma evolução de uma proposta de Thoft-Christensen (1998) para previsão da evolução temporal do índice de segurança estrutural, para casos com e sem manutenção, a partir de funções contínuas bilineares, com o primeiro segmento, o correspondente à fase de iniciação da degradação, em patamar.

Contudo, o elevado nível de incerteza associado à previsão de um estado de futuro de uma estrutura leva vários autores a adotar métodos probabilísticos. Nos modelos probabilísticos considera-se que a deterioração ao longo do tempo é desconhecida e que há apenas uma probabilidade de a deterioração se vir a processar de acordo com uma determinada lei, tendendo por isso a ser cada vez mais adotados em detrimento dos modelos determinísticos.

A abordagem probabilística pode ser feita com recurso a matrizes de Markov, formadas por exemplo pelas probabilidades de transição anuais entre os diferentes níveis de estado de condição, de forma a permitir efetuar uma previsão da evolução desse parâmetro de performance ao longo do tempo.

Há também modelos que consideram uma previsão probabilística do tempo de serviço futuro, com a vantagem de permitir que as intervenções sejam avaliadas tendo em conta não só o custo da sua implementação mas também a extensão de tempo de vida que lhes é inerente. Nesses modelos o tempo de serviço remanescente é modelado a partir de funções do tipo *Weibull* ou exponenciais, definidas a partir de modelações que têm em conta vários modos de falha e consideram um conjunto de componentes independentes ou associadas (em série ou em paralelo) ou até mesmo modelações com análises não-lineares com elementos finitos (Noortwijk & Klatter, 2004; Yang, Frangopol *et al.*, 2004; Yang, Frangopol *et al.*, 2006; Okasha & Frangopol, 2010b; Okasha & Frangopol, 2010a). Esses modelos implicam no entanto a determinação de um vasto conjunto de dados, tornando mais difícil o seu enquadramento numa análise relativa a um grande conjunto de obras de arte.

Pode recorrer-se ainda a uma abordagem alternativa com base em dados de monitorização. Noortwijk e Klatter (2004), por exemplo, fizeram um ajuste estatístico de um conjunto de pontes holandesas monitorizadas que pode ser usado para previsões do comportamento futuro de outras pontes. No entanto, os elevados custos de monitorização dos parâmetros envolvidos ainda não justificam a sua generalização, pelo que importa encontrar alternativas para as obras relativamente às quais não há registo desse tipo de dados.

A partir de um conjunto significativo de registos históricos de estados de condição de diversas obras de arte, podem desenvolver-se métodos de previsão da degradação baseados em técnicas de inteligência artificial, como por exemplo as redes neuronais. De uma forma simplificada pode dizer-se que nas redes neuronais são determinadas as melhores leis que, a partir de uma parte dos dados, melhor conseguem prever a outra parte, relativamente a diversas divisões e subdivisões da amostra. Como exemplo da aplicação desse tipo de técnicas no âmbito da gestão de obras de arte pode referir-se o trabalho de Huang e Chen (Huang & Chen, 2012). No entanto, esse tipo de análise só é mesmo possível a partir de um grande conjunto de dados de partida, para que a validação das funções encontradas seja possível.

No presente trabalho, uma vez que se pretende prever a evolução do estado de condição (EC) das pontes ao longo do tempo a partir da classificação atribuída a esse parâmetro nas inspeções realizadas, o modelo de degradação considerado será baseado em matrizes de Markov. Esse tipo de modelos já tem vindo a demonstrar bons resultados no âmbito de sistemas de decisão associados à gestão da intervenção em obras de arte como as pontes. A previsão da degradação do EC com recurso a matrizes de Markov, relativamente a pontes ou componentes das mesmas, é de facto usual, tendo sido usada em dois dos mais importantes programas na área da Gestão de Obras de Arte, o Pontis e o Bridgit. As matrizes de Markov são escolhidas principalmente porque é relativamente fácil reunir os dados que permitem identificar as probabilidades de transição entre os diferentes níveis desse parâmetro de performance. Em seguida será feita uma apresentação mais detalhada dos Processo de Markov e da sua utilização para a previsão da degradação dos estados de condição de pontes.

3.2.1. Processos de Markov

Os processos de Markov são processos estocásticos, ou seja, processos de natureza aleatória que envolvem o comportamento de um sistema no tempo, baseados em considerações probabilísticas. Tendo em conta as diferentes formas de considerar quer a variável estado de condição quer a variável tempo, os processos estocásticos podem ser classificados de acordo com o apresentado na Tabela 3.2.

Tabela 3.2 - Classificação dos processos de Markov (Costa)

		Tempo	
		Discreto - $X(t), t=0,1,2,\dots$	Contínuo - $X(t), t>0$
Estado de condição	Discreto	Cadeia de Markov de parâmetro discreto	Cadeia de Markov de parâmetro contínuo
	Contínuo	Processo de Markov de parâmetro discreto	Processo de Markov de parâmetro contínuo

Uma vez que o estado de condição (EC) considerado para as pontes é de natureza discreta, as cadeias de Markov são adequadas para efetuar a previsão da sua evolução futura, a partir dos resultados que forem sendo registados nas inspeções periódicas das mesmas.

As cadeias de Markov podem ser de primeira ordem ou de ordem superior a um. Quando apenas se tem em consideração o EC anterior, as cadeias de Markov não têm memória e são classificadas como sendo de primeira ordem. Quando as cadeias de Markov têm em conta mais do que um EC anterior na previsão do EC num instante futuro, classificam-se como sendo de ordem superior a um. O número das cadeias de Markov corresponde ao número de estados passados tidos em consideração para efetuar a previsão do estado seguinte.

As cadeias de Markov podem ainda ser classificadas como estacionárias, quando não forem afetadas por uma deslocação na origem dos tempos, ou, no caso contrário, como não-estacionárias. Sendo as probabilidades constantes ao longo do tempo o processo é também designado como homogéneo no tempo.

Em seguida será feita uma breve referência a alguns tipos de Cadeias de Markov, traduzidas a partir de matrizes de Markov, que podem ser considerados para apoio à tomada de decisões relativas a obras de arte.

3.2.1.1. Matrizes de Markov estacionárias de primeira ordem

As matrizes de Markov estacionárias de primeira ordem agrupam as probabilidades de transição entre n diferentes estados de condição. As matrizes de Markov têm uma dimensão de $n \times n$, em que n corresponde ao número de níveis da escala classificativa considerada para o EC. Considerando $P(X=j)$ a probabilidade de o sistema estar no estado j , essas matrizes de Markov podem definir-se com os valores MM_{jk} , correspondentes à probabilidade de passar do estado j para o estado k num determinado intervalo de tempo (Δt), de acordo com o indicado na expressão

(3.1). Esse intervalo de tempo (Δt), que correspondente à diferença entre o tempo final de registo do novo estado (t_f) e o tempo inicial correspondente ao estado de partida (t_{in}), é discreto, equidistante e inteiro, sendo usualmente correspondente a um ou dois anos. Por inerência ao conceito de probabilidade, todos os valores da matriz são não negativos e a soma dos vários valores de cada linha j é unitária, de acordo com a expressão (3.2).

$$MM_{jk}\Delta t = P(X_{t_f} = k | X_{t_{in}} = j) \quad \text{com} \quad \Delta t = t_f - t_{in} \quad (3.1)$$

$$\sum_{k=1}^n MM_{jk} = 1 \quad (3.2)$$

Nos intervalos de tempo em que as pontes não são alvo de qualquer tipo de intervenção de reparação ou reforço, não é espectável qualquer melhoria do respetivo estado de condição. Dessa forma, os valores de MM_{jk} correspondentes a uma matriz de previsão da degradação são nulos quando k corresponde a um estado melhor que j .

Considerando $VE(t)$ como vetores estado no instante t , de dimensão $1 \times n$, em que cada valor corresponde à probabilidade de estar em cada um desses n níveis da escala de classificação do estado de condição, podem considerar-se as expressões (3.3) a (3.4). Generalizando, as expressões (3.3) e (3.4) podem ser substituídas pelas expressões (3.5) e (3.6) para previsão de estados futuros a partir do vetor relativo ao estado de condição inicial, o $VE(0)$ (Cesare, Santamarina *et al.*, 1992; Morcous, 2006).

$$VE(1) = VE(0).MM_{\Delta t=1} \quad (3.3)$$

$$VE(2) = VE(1).MM_{\Delta t=1} \quad (3.4)$$

$$VE(t) = VE(t-1).MM_{\Delta t=1} \quad (3.5)$$

$$VE(t) = VE(0).MM_{\Delta t=1}^t \quad (3.6)$$

A partir do vetor estado relativo a um qualquer instante futuro (t), por multiplicação por um vetor coluna de dimensão $n \times 1$ com os diferentes n níveis de classificação inerentes à escala classificativa considerada, é possível obter o valor determinístico médio previsto para o estado de

condição (EC) nesse instante de tempo, de acordo com a expressão (3.7). Assim, a partir das matrizes de Markov e do estado de condição atual, é possível analisar cadeias com as probabilidades de transição entre os diferentes estados e traçar curvas de previsão da evolução temporal do estado de condição ou até da probabilidade de estar num determinado nível de estado de condição.

$$EC(t) = VE(t) \cdot \begin{bmatrix} 1 \\ 2 \\ 3 \\ \dots \\ n \end{bmatrix} \quad (3.7)$$

A definição das matrizes de Markov para determinados grupos homogêneos de pontes ou suas componentes pode ser feita com base em simulações obtidas com modelos de deterioração resultantes de estudos teórico-experimentais, por validação de um conjunto de peritos ou, quando se consegue reunir um número significativo de registos com histórico, com base na análises estatísticas dessa informação. Dessa forma as matrizes podem refletir a incerteza associada a múltiplos fatores, desde os relacionados com as características da própria obra de arte até aos relacionados com as diversas ações a que as mesmas estão sujeitas.

As principais vantagens da utilização das matrizes de Markov para previsão da degradação futura de obras de arte como as pontes são as seguintes:

- Possibilidade de representar a incerteza associada à degradação das pontes.
- Facilidade de consideração do estado de condição atualizado nas previsões efetuadas.
- Elevada eficiência computacional, mesmo quando são considerados grandes conjuntos de obras de arte.

Por outro lado, as principais críticas apontadas aos modelos de previsão da degradação baseados em matrizes de Markov estacionárias de primeira ordem são:

- A consideração de valores discretos (que pode não chegar propriamente a ser um inconveniente nos casos em que se consideram estados de condição discretos e intervalos de inspeção periódicos).
- Nos casos em que resultam de um ajuste relativamente a registos observados, acabam por não conseguir captar propriamente os processos de deterioração envolvidos nem a influência da degradação das diversas componentes na degradação

da obra (fator pouco relevante para análises relativas ao planeamento de possíveis intervenções futuras).

- A falta de memória que não permite considerar nem a idade da obra nem os estados relativos a instantes anteriores.
- A consideração de instantes temporais discretos, constantes, que podem não conseguir caracterizar de forma exata as situações reais.

Estas duas últimas debilidades poderão de facto ser o maior inconveniente associado à previsão da degradação de pontes com matrizes de Markov não estacionárias de primeira ordem, razão pela qual se faz também referência em seguida a alguns outros tipos de matrizes de Markov que visam obviar esse inconveniente.

3.2.1.2. Matrizes de Markov estacionárias de ordem superior a um

Pode ainda equacionar-se a elaboração de processos de Markov com matrizes que tenham em conta os vários estados de condição por que a ponte foi passando ao longo dos instantes de tempo anteriores, conforme referido, por exemplo por Scherer & Glagola (Scherer and Glagola). Essas matrizes têm um número de ordem que corresponde ao número de estados tidos em consideração (o atual mais os passados) que é superior a um (Sobreiro, 2011). A Figura 3.2 mostra um exemplo de uma dessas matrizes de Markov.

$MM(\Delta t=5)=$	<i>Estado</i>	<i>E1</i>	<i>E2</i>	<i>E3</i>
	<i>E1E1</i>	0,81	0,15	0,04
	<i>E2E2</i>	0	0,71	0,29
	<i>E1E2</i>	0	0,77	0,23
	<i>E3E3</i>	0	0	1
	<i>E1E3</i>	0	0	1
	<i>E2E3</i>	0	0	1

Figura 3.2 - Exemplo de matriz de Markov de 2ª ordem (Sobreiro, 2011)

Morcous (2006) conclui no entanto, relativamente à degradação de tabuleiros de pontes, que a simplificação correspondente a considerar a independência do estado de condição é aceitável, uma vez que na sua análise representam um nível de confiança de 95%, perfeitamente aceitável para análises relativas a parques de obras de arte.

3.2.1.3. Matrizes de Markov não estacionárias de tempo discreto

As matrizes de Markov não estacionárias seguem a filosofia geral das matrizes de Markov estacionárias, anteriormente apresentadas, mas passam a ser dependentes de variáveis temporais como a idade da ponte ou o tempo decorrido no estado de condição de partida. As matrizes de Markov não estacionárias já não consideram um comportamento homogêneo do processo estocástico, podendo depender do fator tempo, quer em termos de tempo de calendário, quer em termos de idade ou até mesmo considerando ambos em simultâneo. Nas matrizes de Markov não estacionárias de tempo discreto, as probabilidades de transição entre os vários níveis de estado de condição variam em determinados intervalos de tempo discretos.

Jiang (1990) apresenta matrizes de Markov não estacionárias de tempo discreto, com uma diferenciação das matrizes de acordo com a idade da ponte em análise, mostrando que, em alguns casos, a variabilidade associada à idade pode ser bastante significativa. Devaraj (2009) também apresenta matrizes de Markov diferenciadas por faixas etárias e a partir da sua comparação com as matrizes de Markov homogêneas usadas no programa Pontis, evidencia algumas diferenças entre as duas abordagens, especialmente nas pontes em melhores estados, que podem conduzir a alterações consideráveis do resultado. Reale também apresenta matrizes de Markov diferenciadas tendo em conta a idade da obra, que defende serem vantajosas em relação às matrizes não-homogêneas por traduzirem melhor a degradação (Reale & O'Connor, 2012; Reale, 2013). As matrizes de Markov associadas a estes trabalhos voltarão a ser adiante referidas, com uma apresentação mais detalhada das mesmas.

3.2.1.4. Matrizes de Markov não estacionárias de tempo contínuo

Uma vez que os dados históricos estatísticos que servem de base à definição das matrizes de Markov, usadas para previsão da degradação de obras de arte, nem sempre são periódicos, pode considerar-se que os intervalos de tempo entre diferentes estados de condição são variáveis. Para traduzir a variabilidade temporal associada ao processo de degradação podem adotar-se Matrizes de Markov não estacionárias de tempo contínuo, onde o tempo de transição entre diferentes estados de condição é tratado como uma variável aleatória que pode ser definida com uma determinada função de distribuição de probabilidade.

Com esse tipo de modelos, Mishalani e Madanat (2002) concluem que o impacto da idade é mais relevantes nos melhores estados de condição onde a degradação do betão é mais condicionada pelos processos químicos do que pelos processos físicos, algo que aliás é também constatado por Devaraj (2009) a partir de matrizes de Markov não estacionárias de tempo discreto.

Para além de Mishalani e Madanat (2002), há ainda vários outros trabalhos que podem ser referidos como exemplos de matrizes de Markov não estacionárias de tempo contínuo usadas na previsão da degradação estrutural (Kallen, 2007; Pandey, Yuan *et al.*, 2009; Sobreiro, 2011; Thompson, 2012).

3.2.2. Tipo de modelo de degradação a considerar para a metodologia de gestão

A previsão da degradação do estado de condição das pontes será feita com recurso a matrizes de Markov. Dado que apenas se pretende fazer uma previsão do estado de condição em instantes de tempo discretos, as matrizes de tempo contínuo não serão consideradas. De entre os vários tipos de matrizes de Markov que foram apresentados, pode dizer-se que as de ordem superior a um serão mais precisas que as de primeira ordem e que as não-estacionárias também serão mais precisas que as estacionárias. No entanto, esse aumento de precisão implica também uma maior complexidade do modelo e uma maior exigência em termos de informação disponível que pode complicar a sua determinação e aplicação a um processo de decisão relativo a um grande conjunto de obras de arte. Por conseguinte, importa encontrar um compromisso entre a exatidão do modelo e a sua complexidade de implementação, para encontrar o que melhor se adapta ao tipo de metodologia de gestão que se apresenta.

Relativamente à independência da degradação dos estados de condição passados, Mishalani e Madanat (2002) concluem que essa poderá ser uma simplificação aceitável. Para além disso, nem sempre há registos históricos que o permitam considerar, pelo que as matrizes de Markov de ordem superior a um não serão consideradas. Relativamente à estacionariedade, a metodologia permitirá considerar tanto as matrizes de Markov estacionárias com as não estacionárias de tempo discreto que considerem uma diferenciação das probabilidades de transição entre estados de condição por faixa etária.

Dessa forma, a idade da obra de arte pode ser considerada como um parâmetro com influência na degradação. Ainda assim, as matrizes de Markov estacionárias de primeira ordem também serão consideradas, já que a simplificação resultante da não consideração da idade da obra é considerada por vários autores como aceitável (Guignier & Madanat, 1999; Morcou, Lounis *et al.*, 2002). Na verdade, as matrizes de Markov estacionárias continuam a ser muito usadas para prever a evolução do estado de condição de pontes ou dos elementos que as constituem, como por exemplo no âmbito dos Sistemas de Gestão Pontis (Thompson, Small *et al.*, 1998) e KUBA (M. Schläfli, Hajdin *et al.*, 2000; Hajdin, 2008).

3.3. Modelos de degradação baseados em Matrizes de Markov

Para identificar os modelos que poderão ser considerados nas aplicações que se vierem a efetuar, será feita uma análise de alguns modelos de degradação baseados em Matrizes de Markov estacionárias e não estacionárias, propostos por diferentes autores. Não havendo modelos de previsão da degradação desenvolvidos com base em pontes portuguesas e não se dispondo ainda de dados históricos em número significativo para o fazer, será necessário estudar os modelos desenvolvidos noutros países. De facto, em Portugal a investigação que tem sido desenvolvida no âmbito da previsão da degradação tem sido sobretudo realizada em termos de modelos específicos de determinados materiais e elementos estruturais e, mesmo quando se refere a pontes de uma forma mais global, tem sido baseada em dados de outros países (Neves, Frangopol *et al.*, 2009).

Para preparar a escolha do modelo de degradação a adotar, passam a apresentar-se alguns modelos probabilísticos de previsão da degradação baseados em matrizes de Markov, propostos por diferentes autores para previsão da evolução do estado de condição de determinados grupos de pontes ou componentes das mesmas ao longo do tempo. O número de níveis de classificação do estado de condição não é sempre o mesmo nas várias propostas, no entanto, quando as escalas consideram mais do que os cinco níveis pretendidos para o Sistema de Gestão que se apresenta, é considerada a sua conversão para a escala pretendida. Todos os modelos de degradação que irão ser apresentados são relativos a matrizes de Markov de primeira ordem, algumas delas homogéneas e por isso de natureza estacionária e outras diferenciadas por faixas etárias, ou seja de natureza não-estacionária.

3.3.1. Modelos de degradação estacionários

3.3.1.1. Orcesi-Cremona

Orcesi e Cremona (2009) propõem a matriz de Markov apresentada na Figura 3.3 para a previsão do estado de pontes rodoviárias em betão ao longo do tempo, num cenário de não intervenção. Essa matriz foi definida a partir dos resultados do estudo de dados relativos a obras de arte desse tipo construídas em França entre 1973 e 1993, de entre um universo inicial de 9000 pontes classificadas segundo o método Francês IQOA (*Image de la Qualité des Ouvrages d'Art*). Nesse método o estado de condição (EC) é classificado segundo a escala IQOA indicada na Tabela 3.1 que, por simplificação, passará a ser considerada como diretamente equivalente à escala de 1 a 5 que será adotada. Através dos registos das probabilidades de transição entre os vários estados

considerados, os autores obtiveram inicialmente uma matriz com alguns elementos não nulos inferiores à diagonal, resultantes de intervenções efetuadas em algumas das obras durante o período temporal observado. Essa matriz foi depois trabalhada no sentido de anular esses elementos e de compensar essa alteração com a sua soma ao elemento diagonal da linha correspondente, uma simplificação que de certa forma é otimista uma vez que, pelo menos em algumas dessas pontes, caso não tivessem sido realizadas as intervenções, poderia ter havido também uma transição do EC (Orcesi & Cremona, 2009).

A matriz de Markov resultante e as curvas de degradação que se podem obter a partir da mesma são as apresentadas na Figura 3.3. Pela análise dessa figura pode dizer-se que as curvas relativas aos estados de condição iniciais entre 1 e 3 são praticamente coincidentes a partir dos 20 anos, indicando por exemplo que decorrido esse tempo, num caso sem intervenções, todas as obras se encontram num estado de condição pior que o correspondente ao nível 3. Esse facto resulta sobretudo do facto da matriz de Markov considerada contemplar, ainda que numa pequena percentagem, a possibilidade de passar diretamente dos melhores estados para o penúltimo nível da escala classificativa, ocorrência que se poderá por exemplo justificar com a ocorrência de um sismo.

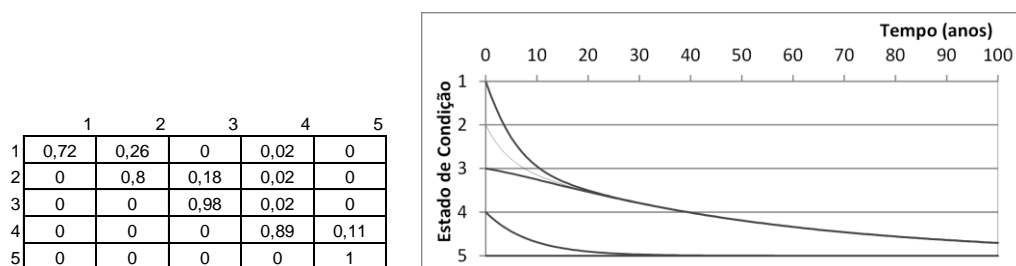


Figura 3.3 - Matriz de Markov e curvas de degradação de pontes de betão segundo Orcesi-Cremona (2009)

3.3.1.2. Morcoux

O modelo de degradação que será designado por modelo de Morcoux foi desenvolvido por Morcoux, Lounis e Mirza (2003), que estudaram a degradação de tabuleiros de pontes rodoviárias ao longo do tempo. Esse estudo foi efetuado a partir da base de dados do ministério de transportes do Quebec, com informação relativa a um universo de 9678 obras de arte, de diversos tipos. Os autores apresentam matrizes de Markov para a análise da evolução do estado de tabuleiros em betão com asfalto (aqueles que são mais condicionantes no Norte da América

devido aos ciclos gelo-degelo e aos fenômenos de corrosão), para quatro categorias de agressividade ambiental: muito ligeira, ligeira, moderada e severa. A Figura 3.4 apresenta as matrizes e as correspondentes curvas de degradação correspondentes a cada um desses tipos de agressividade ambiental.

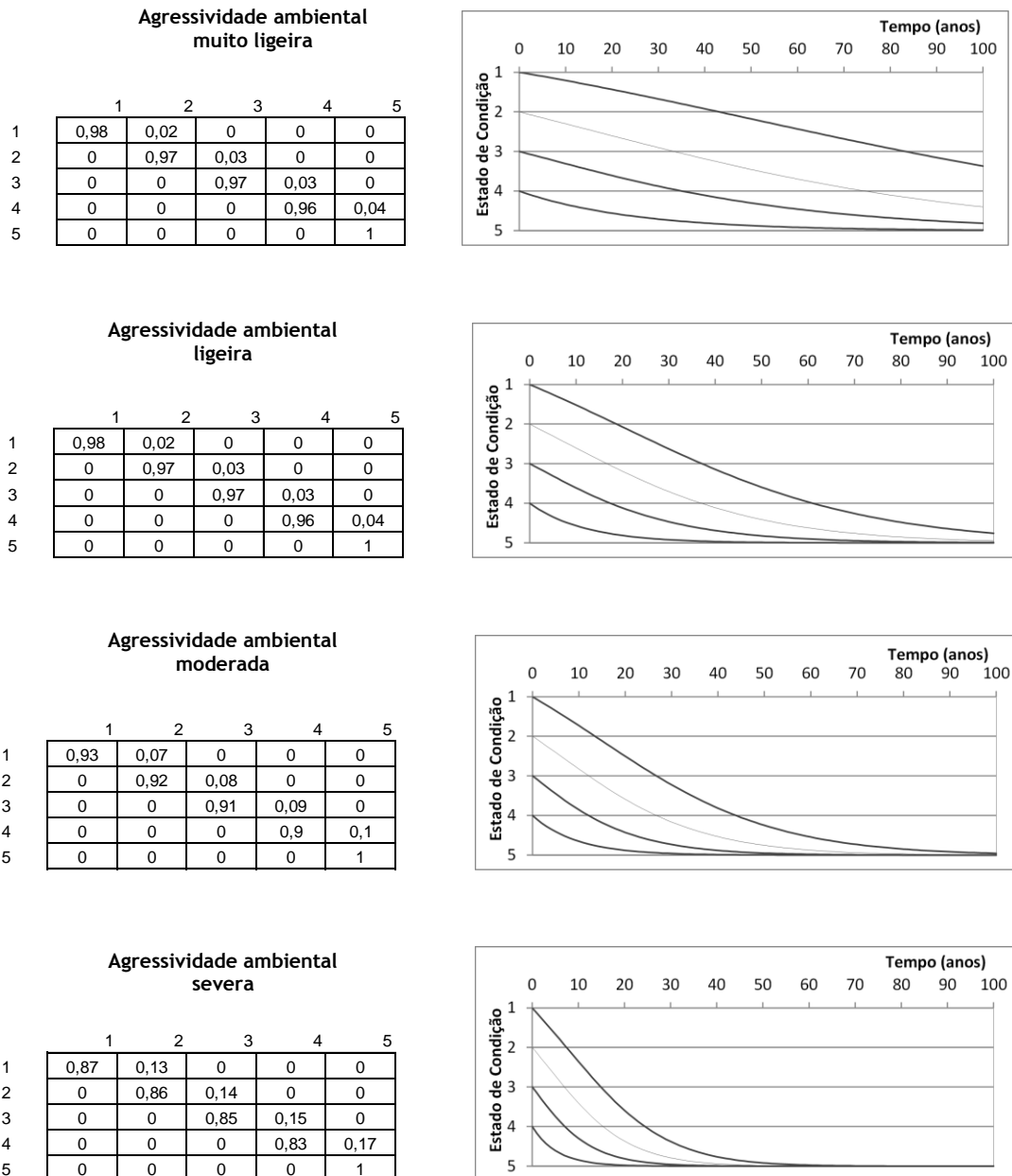


Figura 3.4 - Evolução temporal do EC de tabuleiros de betão segundo o modelo de Morcous

O seu processo de obtenção passou por uma otimização com algoritmos genéticos para determinar a combinação dos processos de degradação que melhor se ajustavam a cada categoria ambiental. Nestas matrizes não foram considerados fenómenos não correntes como sismos, cheias, fogo e acidentes. Os autores usaram uma escala de 5 níveis, escalonados de 1 (como nova) até 5 (gravidade severa) em função da gravidade dos danos identificados nas inspeções, diretamente correlacionável com a escala classificativa adotada.

A partir dos resultados apresentados por Morcoux *et al.* relativamente à evolução do estado do tabuleiro ao longo do tempo, pode destacar-se a grande influência do tipo de agressividade ambiental que pode, por exemplo, fazer alterar o intervalo de passagem do estado 2 ao estado 4 de 75 (agressividade ambiental muito ligeira) para 15 anos (agressividade ambiental severa).

A Figura 3.5 apresenta a percentagem de variação relativa às curvas de degradação associadas aos 4 diferentes tipos de agressividade ambiental, para permitir ilustrar as zonas onde o afastamento entre eles é mais acentuado. A variação em cada instante foi obtida a partir da média dos módulos das diferenças dos valores em cada curva para os valores correspondentes na curva média, em percentagem do valor da curva média. A máxima variação entre os quatro diferentes tipos de agressividade ambiental é de 28% e verifica-se na curva que inicia no EC1, por volta dos 30 anos, diminuindo depois progressivamente nas curvas que iniciam em piores estados de condição. Como era de esperar a partir da observação das diferenças entre as curvas apresentadas na Figura 3.4, este trabalho evidencia um grande impacto da agressividade ambiental na degradação do EC de tabuleiros em betão.

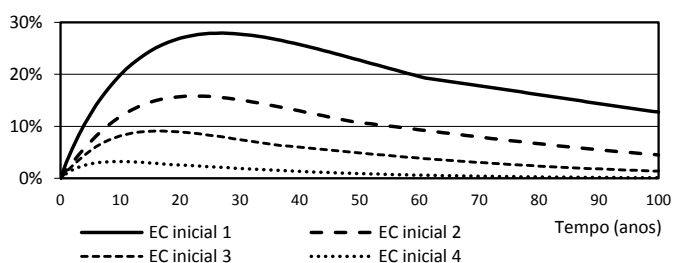


Figura 3.5 - Variação associada às curvas de Morcoux para diferentes tipos de agressividade ambiental

3.3.1.3. Roelfstra

Guido Roelfstra, na sua tese de doutoramento (Roelfstra, 2001), propõe matrizes de Markov para previsão da evolução de EC de pontes rodoviárias em betão. Essas matrizes são obtidas a partir de dados simulados com base num modelo de corrosão induzida por cloretos, que o autor, a partir de dados desse tipo de pontes em funcionamento na Suíça, identifica como sendo a causa mais preponderante da sua degradação. A definição dessas Matrizes envolveu o método dos mínimos quadrados, para 3 diferentes tipos de degradação: degradação lenta (50% no pior estado em 200 anos), degradação média (50% no pior estado em 150 anos) e degradação rápida (50% no pior estado em 100 anos). Essas três velocidades de degradação são definidas tendo em consideração a classe de permeabilidade do betão, o tipo de exposição a águas contaminadas com cloretos e a espessura de recobrimento.

Os 5 níveis de classificação do estado da ponte considerados pelo autor vão de 1 (bom) até 5 (estado alarmante), sendo assim equivalentes aos que se pretendem considerar. Sendo esses estados definidos de forma muito associada ao modelo de corrosão induzida por cloretos, pode compreender-se melhor a simplificação associada à estacionariedade considerada, pois torna-se mais natural que os estados futuros sejam sobretudo dependentes do estado de condição anterior.

As matrizes de Roelfstra e respetivas curvas de degradação estão apresentadas na Figura 3.6 (Roelfstra, Hajdin *et al.*, 2004). Apesar dessas matrizes terem sido obtidas a partir de um modelo de corrosão, essas curvas não conseguem no entanto evidenciar a fase de “iniciação” inerente ao processo de degradação, onde se esperava uma menor taxa de degradação. Aliás, esse comportamento também pode ser verificado nas curvas anteriormente apresentadas.

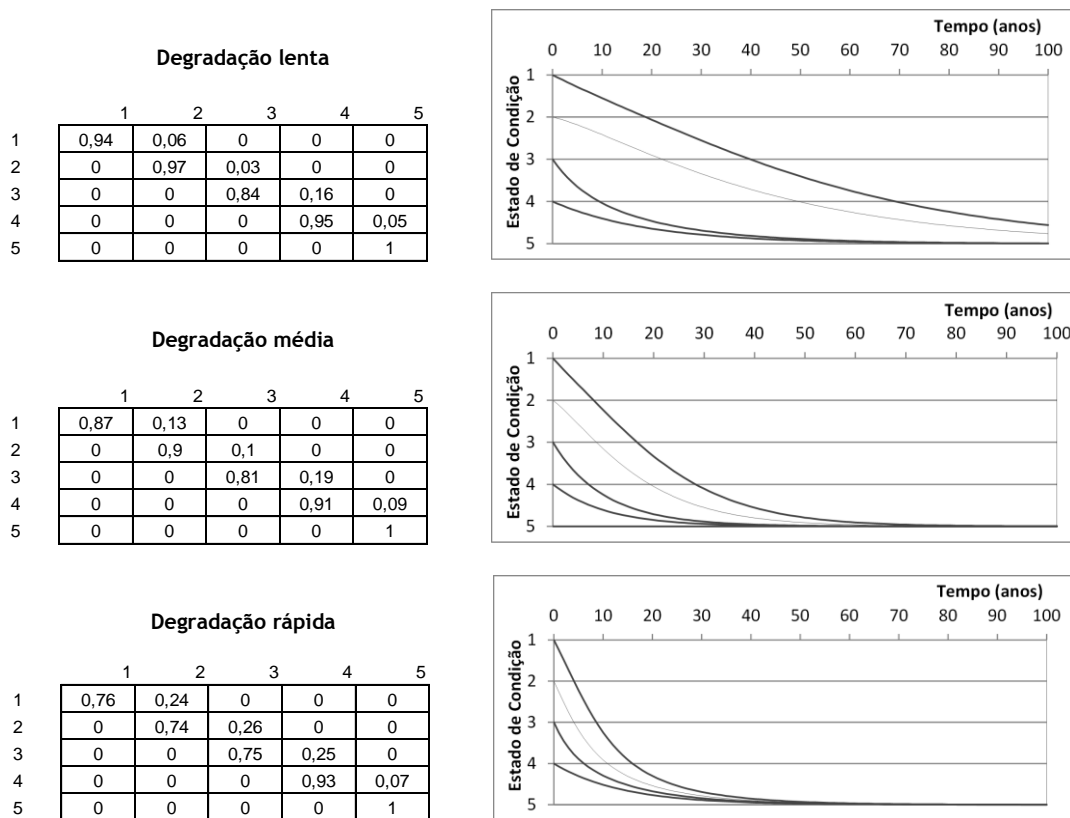


Figura 3.6 - Evolução temporal do EC de pontes de betão segundo Roelfstra

A Figura 3.7 apresenta as percentagens de variação relativas às curvas de evolução temporal do EC associadas a pontes de betão com diferentes velocidades de degradação. Tal como na Figura 3.5, essa variação foi obtida para cada instante a partir da média dos módulos das diferenças dos valores em cada curva para os valores correspondentes na curva média, em percentagem do valor da curva média. Como se pode verificar a partir da análise da figura, essa diferenciação também chega a implicar dispersões até próximo dos 30% nas curvas que partem do melhor EC inicial, diminuindo depois progressivamente para as curvas que partem de piores estados de condição.

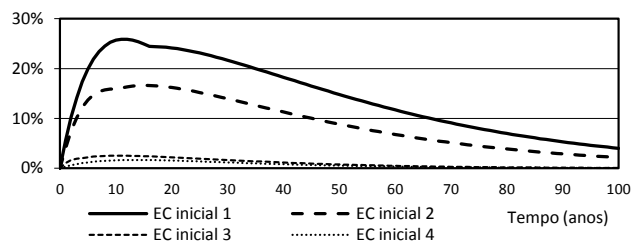


Figura 3.7 - Variação associado às curvas de Roelfstra para diferentes tipos de degradação

Nas curvas de degradação apresentadas por Roelfstra também se pode então verificar uma grande influência do tipo de velocidade de degradação considerado. Essa constatação está em consonância com o elevado impacto da agressividade ambiental, diretamente relacionada com a velocidade de degradação, evidenciado anteriormente na proposta de Morcous *et al.* (2003) relativamente à degradação do estado de tabuleiro do mesmo material.

3.3.1.4. Farrera

Francisco Farrera, na sua tese de doutoramento (Farrera, 2006), apresenta matrizes de evolução do estado de condição para várias componentes de uma ponte rodoviária - viária, acessos, guardas, hidráulica, juntas, apoios, superestrutura de aço, superestrutura de betão, subestrutura e fundações - que depois, através do recurso a algoritmos genéticos, usa para minimizar custos. A escala de classificação inerente a essas matrizes tem 5 níveis, de 1 para pontes sem danos até 5 para ponte com danos que possam provocar o seu colapso, sendo por isso equivalente à que se pretende adotar.

As matrizes propostas por Farrera para a superestrutura de pontes de betão (Figura 3.8) e de pontes metálicas (Figura 3.9) são obtidas por conjugação de matrizes propostas de autores anteriormente referidos (Roelfstra, 2001; Morcous, Lounis *et al.*, 2003) com alguns outros dados associados por exemplo a problemas hidráulicos devidos a cheias e a durabilidades indicadas por fabricantes de materiais. Comparando as curvas da Figura 3.8 e da Figura 3.9 pode verificar-se que o autor espera, em coerência com as suas próprias considerações, uma degradação ligeiramente mais rápida nas superestruturas de betão do que nas metálicas, embora com uma pequena diferença.

Para a subestrutura o autor admite que os materiais dos elementos podem ser betão e aço, apenas betão armado, betão e alvenaria de pedra ou até mesmo betão ciclópico com betão armado, considerando que só seriam mais críticos casos com pilares apenas metálicos em ambientes agressivos, pelo que para grupos de obras de arte sem esse tipo de situações a degradação do betão armado passa a ser a condicionante. Assim, para as matrizes da subestrutura (Figura 3.10) o autor conjuga a matriz de Roelfstra para condições médias de degradação (Roelfstra, 2001) com dados relativos a probabilidades de ocorrência de deterioração devido por exemplo à acumulação de vegetação e à ocorrência de sismos.

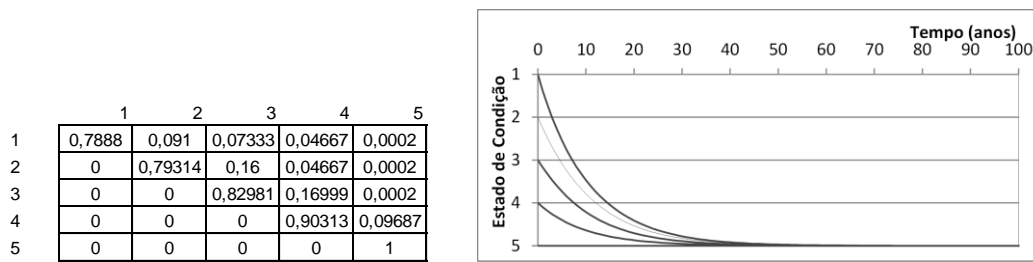


Figura 3.8 - Evolução temporal do EC da superestrutura de uma ponte de betão segundo Ferrera

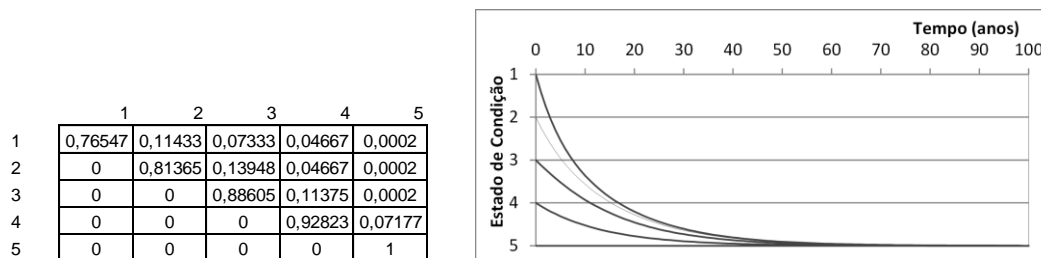


Figura 3.9 - Evolução temporal do EC da superestrutura de uma ponte metálica segundo Ferrera

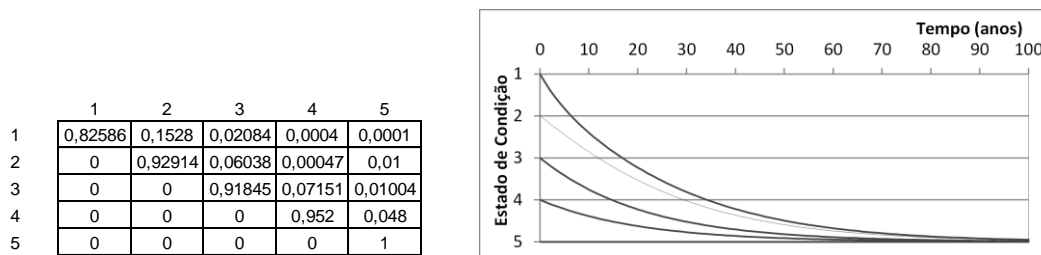


Figura 3.10 - Evolução temporal do EC da subestrutura de uma ponte segundo Ferrera

3.3.1.5. Cesare

O modelo de degradação que será designado por modelo de Cesare foi desenvolvido por Cesare, Santamarina, Turkstra e Vanmarcke (1992), que a partir de uma base de dados com 850 pontes rodoviárias (60% metálicas e 40% em betão) do estado Norte-Americano de Nova York, chegaram a matrizes de Markov relativas à evolução do estado de condição de vários tipos de pontes e de alguns dos seus elementos. Essas pontes foram construídas entre 1840 e 1990, mas o estudo apenas considerou as posteriores a 1900.

A escala classificativa considerada é a proposta pelo FHWA (1995), com a redução para 7 níveis apresentada na Tabela 3.1, pelo que as matrizes de Markov foram consideradas com uma dimensão de 7 por 7. Com essa dimensão e admitindo que em cada ano as pontes ou se mantêm no mesmo estado de condição ou passam para o pior imediatamente a seguir, nunca passando mais que um estado de cada vez, a determinação da matriz de Markov simplifica-se e passa a implicar apenas a determinação de 6 probabilidades de transição: os valores de p1 a p6 indicados na diagonal da matriz tipo apresentada na Tabela 3.3. Os valores não nulos fora da diagonal também podem ser determinadas a partir dessas probabilidade (p1 a p6), a partir da aplicação da propriedade relativa ao facto de a soma dos elementos de cada linha nas matrizes de Markov ser por definição unitária.

Tabela 3.3 - Tipologia das matrizes de Markov consideradas no modelo de Cesare

P1	1-p1	0	0	0	0	0
0	P2	1-p2	0	0	0	0
0	0	P3	1-p3	0	0	0
0	0	0	P4	1-p4	0	0
0	0	0	0	P5	1-p5	0
0	0	0	0	0	P6	1-p6
0	0	0	0	0	0	1

Algumas das matrizes de Markov apresentadas em Cesare *et al.*(1992), bem como as curvas de degradação que podem ser obtidas a partir das mesmas, são as apresentadas da Figura 3.11 à Figura 3.14 para diferentes tipos de pontes e ainda na Figura 3.17 para todos os tipos de pontes considerados. Essas matrizes foram obtidas a partir da análise do seguinte número de pontes: 214 de betão simples, 54 de betão contínuo, 36 de betão pré-esforçado e 456 em aço.

0,886	0,114	0	0	0	0	0
0	0,961	0,039	0	0	0	0
0	0	0,974	0,026	0	0	0
0	0	0	0,982	0,018	0	0
0	0	0	0	0,989	0,011	0
0	0	0	0	0	0,977	0,023
0	0	0	0	0	0	1

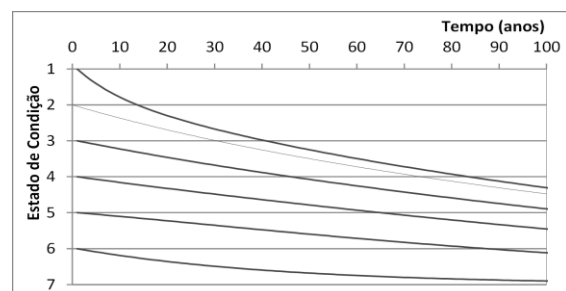


Figura 3.11 - Degradação de pontes de aço - modelo de Cesare (456 pontes)

0,95	0,05	0	0	0	0	0
0	0,977	0,023	0	0	0	0
0	0	0,987	0,013	0	0	0
0	0	0	0,998	0,002	0	0
0	0	0	0	0,999	0,001	0
0	0	0	0	0	0,999	0,001
0	0	0	0	0	0	1

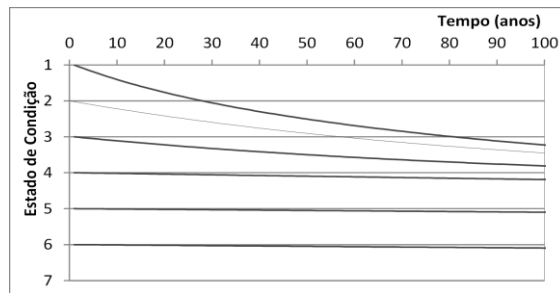


Figura 3.12 - Degradação de pontes de betão simples - modelo de Cesare (214 pontes)

0,893	0,107	0	0	0	0	0
0	0,957	0,043	0	0	0	0
0	0	0,976	0,024	0	0	0
0	0	0	0,973	0,027	0	0
0	0	0	0	0,999	0,001	0
0	0	0	0	0	0,945	0,055
0	0	0	0	0	0	1

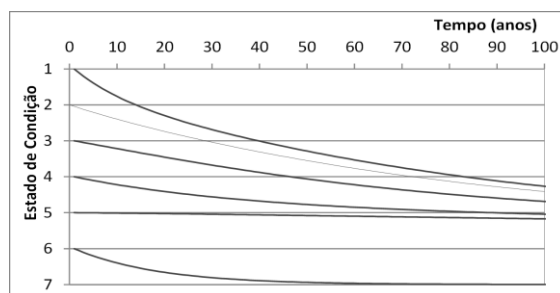


Figura 3.13 - Degradação de pontes em betão contínuo - modelo de Cesare (54 pontes)

0,827	0,173	0	0	0	0	0
0	0,997	0,003	0	0	0	0
0	0	0,971	0,029	0	0	0
0	0	0	0,895	0,105	0	0
0	0	0	0	0,915	0,085	0
0	0	0	0	0	0,945	0,055
0	0	0	0	0	0	1

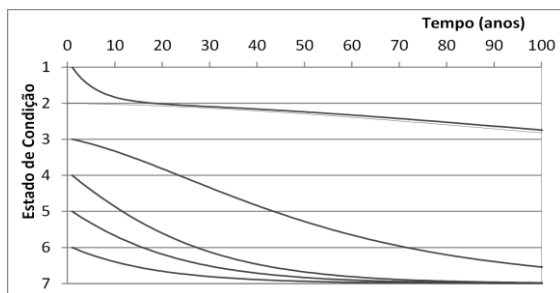


Figura 3.14 - Degradação de pontes em betão pré-esforçado - modelo de Cesare (36 pontes)

0,862	0,138	0	0	0	0	0
0	0,966	0,034	0	0	0	0
0	0	0,981	0,019	0	0	0
0	0	0	0,982	0,018	0	0
0	0	0	0	0,989	0,011	0
0	0	0	0	0	0,974	0,026
0	0	0	0	0	0	1

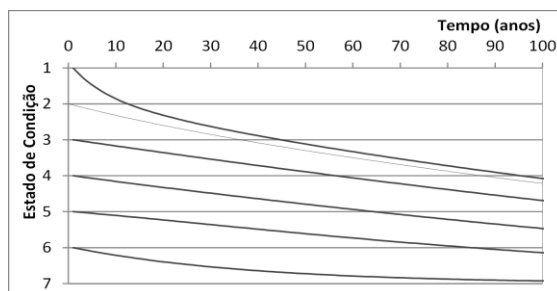


Figura 3.15 - Degradação de todas as pontes - modelo de Cesare

A Figura 3.16 apresenta ainda essas mesmas curvas de degradação, mas em simultâneo para que possam ser comparadas. A partir da sua análise é difícil determinar qual dos dois materiais, betão ou aço, degrada mais rapidamente, no entanto, pode constatar-se o seguinte:

- As pontes em aço degradam sempre mais rápido que as pontes em betão simples e estão sempre entre as diversas curvas apresentadas para os vários tipos de betão.
- As pontes pré-esforçadas apresentam degradação menos acentuada em relação às restantes quando estão nos dois melhores estados de condição (facto que resulta do termo M22 da matriz de Markov ser quase igual à unidade) mas, a partir do estado de condição 3, degradam muito mais rapidamente que as restantes.
- As curvas de degradação relativas às pontes metálicas são bastante próximas das relativas ao conjunto de todas as pontes, facto que advém da grande representatividade das primeiras no conjunto das segundas. De qualquer forma, a degradação das pontes metálicas é, relativamente à da globalidade das pontes, ligeiramente mais rápida nos melhores estados de condição e ligeiramente menos gravosas quando os estados de condição são mais críticos. Nessa análise importa no entanto ter em consideração o facto de as pontes em betão simples, de degradação mais lenta, serem as mais representativas dentro do subconjunto das pontes em betão.

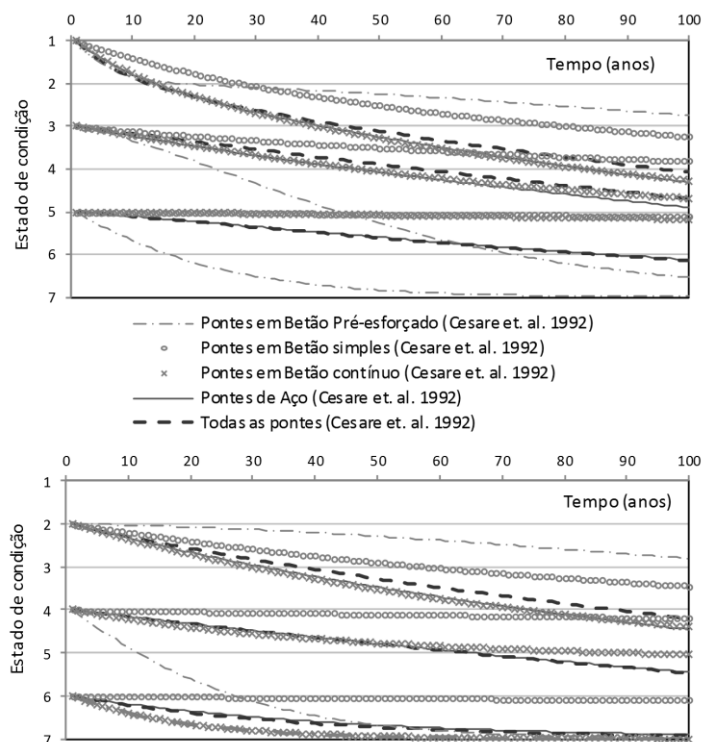


Figura 3.16 - Curvas de degradação do estado de Pontes segundo o modelo de Cesare

3.3.2. Modelos de degradação não estacionários

3.3.2.1. Devaraj

Dinesh Devaraj analisa, na sua tese de doutoramento (Devaraj, 2009), a informação de uma base de dados com 4400 pontes do Estado Norte-Americano do Michigan e propõe uma previsão da degradação com base em matrizes de Markov não-homogêneas, diferenciadas para três grupos distintos de idade da obra. A escala classificativa considerada é a indicada pela FHWA, com a diferenciação em 7 níveis apresentada na Tabela 3.1. As matrizes apresentam então uma dimensão de 7 por 7 associada à mesma tipologia considerada por Cesare *et al.* (1992) - ver Tabela 3.3.

Para além das matrizes de Markov relativas ao estado de condição da ponte na sua globalidade, o autor apresenta ainda propostas de Matrizes para o estado das suas três principais componentes: tabuleiro (englobando elementos como os carris e as juntas de dilatação), superestrutura (englobando os elementos estruturais sobre os apoios) e subestrutura (pilares, encontros e fundações) (FHWA, 1995), de acordo com o esquema apresentado na Figura 3.17.

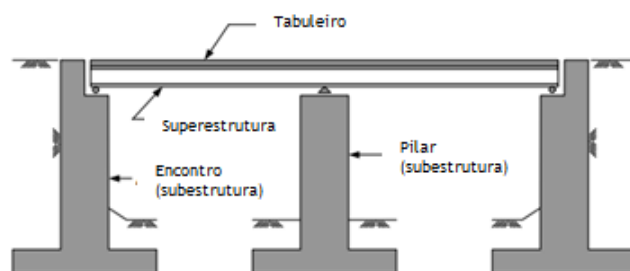


Figura 3.17 - Principais componentes das pontes - tabuleiro, superestrutura e subestrutura (FHWA, 2006)

As matrizes de Markov propostas por Devaraj para o estado de condição do tabuleiro, da superestrutura e da subestrutura são apresentadas na Tabela 3.4, em paralelo com as da própria ponte. Essas matrizes podem ainda ser comparadas com as que se apresentam na Tabela 3.5, correspondentes às usadas pelo programa Pontis. As matrizes apresentadas não são no entanto diferenciadas nem por principal material estrutural nem por agressividade ambiental, dois fatores que terão certamente impacto na degradação deste tipo de estruturas e que até já foram aliás referidos como diferenciadores. No entanto, Devaraj na sua tese de doutoramento (Devaraj, 2009) esteve sobretudo preocupado em apresentar uma nova metodologia de determinação das

matrizes de Markov a partir de um conjunto de dados históricos e em evidenciar as suas vantagens, mais do que propriamente em apresentar um conjunto de matrizes. De facto, o objetivo do trabalho de doutoramento de Devaraj foi sobretudo centrado na apresentação da melhor forma de determinação das matrizes a partir de um conjunto de dados da NBI para que depois esse trabalho pudesse ser replicado para vários elementos e ambientes.

Tabela 3.4 - Matrizes de Markov não-estacionárias propostas por Devaraj (Devaraj, 2009)

0 até 20 anos	p11	p22	p33	p44	p55	p66	p77
Tabuleiro (T)	0,620	0,948	0,937	1,000	1,000	1,000	1,000
Superestrutura (S)	0,663	0,945	0,977	1,000	1,000	1,000	1,000
Subestrutura (I)	0,645	0,900	0,975	0,965	1,000	1,000	1,000
Ponte	0,500	0,841	0,939	0,988	1,000	1,000	1,000

21 até 40 anos	p11	p22	p33	p44	p55	p66	p77
Tabuleiro (T)	0,612	0,840	0,890	0,984	0,969	0,967	1,000
Superestrutura (S)	0,000	0,936	0,928	0,925	0,936	0,913	1,000
Subestrutura (I)	0,002	0,931	0,957	0,952	0,913	0,952	1,000
Ponte	0,002	0,791	0,891	0,959	0,952	0,946	1,000

41 ou mais anos	p11	p22	p33	p44	p55	p66	p77
Tabuleiro (T)	0,447	0,903	0,941	0,961	0,944	0,947	1,000
Superestrutura (S)	0,627	0,974	0,961	0,964	0,963	0,930	1,000
Subestrutura (I)	0,000	0,784	0,969	0,968	0,968	1,000	1,000
Ponte	0,002	0,739	0,951	0,944	0,957	0,949	1,000

Tabela 3.5 - Matrizes de Markov estacionárias usadas pelo programa Pontis (Devaraj, 2009)

	p11	p22	p33	p44	p55	p66	p77
Tabuleiro (T)	0,524	0,917	0,919	0,964	0,935	0,959	0,985
Superestrutura (S)	0,625	0,948	0,930	0,937	0,920	0,932	1,000
Subestrutura (I)	0,500	0,898	0,960	0,959	0,943	0,995	1,000
Ponte	0,436	0,829	0,924	0,940	0,945	0,956	1,000

Na Figura 3.18 é apresentada uma comparação das curvas de evolução temporal do estado de condição das três componentes das pontes - tabuleiro, superestrutura e subestrutura - e das próprias pontes. Pela análise dessa figura é possível verificar que as curvas das componentes são

bastante próximas entre si. No entanto, as curvas relativas às próprias pontes nem sempre estão entre as curvas das componentes que partem do mesmo EC na idade zero, particularmente as que partem de melhores estados de condição iniciais na idade zero e que serão por isso mais usuais. Esse facto resulta de as probabilidades p_{11} e p_{22} serem sempre menores nas matrizes de Markov da ponte do que em cada uma das matrizes das suas componentes. Essa circunstância poderá eventualmente estar associada a um maior conservadorismo dos inspetores relativamente à globalidade da obra ou ainda à consideração de fatores globais que não são tidos em consideração nas componentes, resultantes numa maior relutância em classificar o estado da ponte como excelente ou mesmo muito bom. Na Figura 3.18 pode ainda observar-se que a fase inicial das curvas que partem de EC igual ou maior que 5 apresentam um patamar sem agravamento do EC nos primeiros 20 anos de vida. No entanto, essas situações não são frequentes uma vez que, em princípio, nas idades mais jovens os EC das obras de arte apresentam valores inferiores, correspondentes a melhores estados de condição.

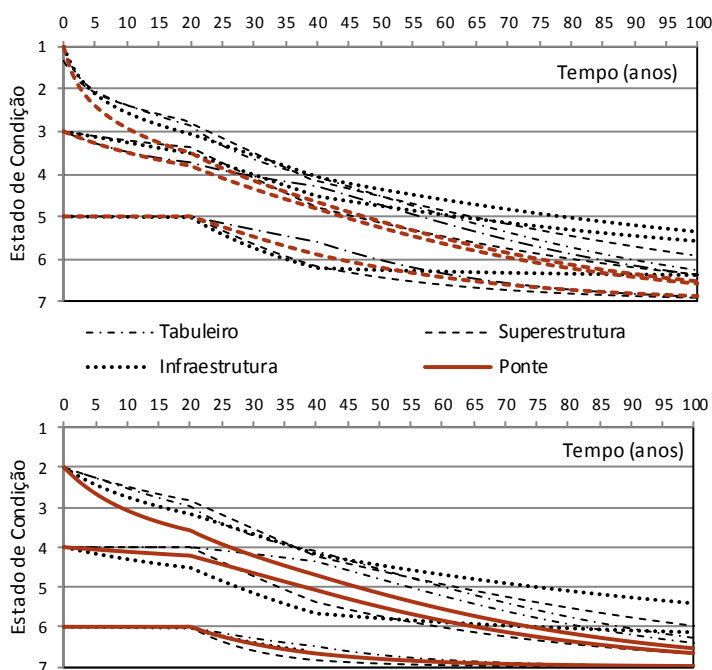


Figura 3.18 - Comparação entre as curvas de degradação de pontes e das suas várias componentes segundo a proposta apresentada por Devaraj (Devaraj, 2009)

As matrizes do programa Pontis apresentadas na Tabela 3.5 são referidas por Devaraj (Devaraj, 2009) para comparação com as matrizes de Markov não-estacionárias que determina. Devaraj concluiu através dessa comparação que as suas matrizes não-estacionárias são preferíveis e que

no futuro até poderão ser consideradas ainda mais matrizes, para diferenciação por grupos mais restritos de idade. A Figura 3.19 e a Figura 3.20 ilustram a diferença entre as curvas de degradação temporal do estado de condição das pontes obtidas com ambas as propostas, que o autor refere como podendo ser responsável por diferenças relevantes sobretudo em análises a longo prazo. Como se pode verificar a partir da análise da Figura 3.19, a proposta de Devaraj é sempre menos conservativa que a resultante das matrizes estacionárias usadas no Pontis. A diferença máxima entre os estados de condição previstos por ambas as propostas é de 14% e verifica-se na curva que parte de um estado de condição 4 por volta dos 20 anos de idade, de acordo com as curvas de variação apresentadas na Figura 3.20. Essas curvas de variação correspondem à média dos módulos das diferenças dos valores em cada curva para os valores correspondentes na curva média, em percentagem do valor da curva média.

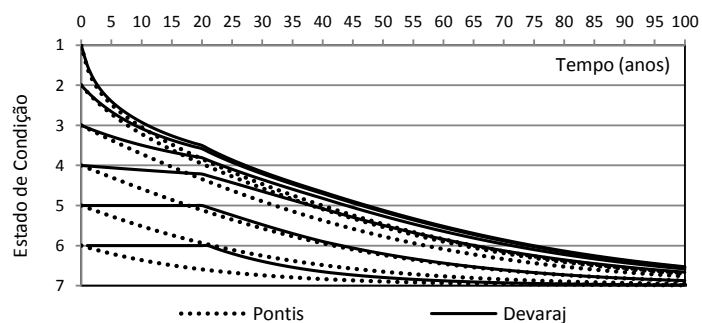


Figura 3.19 - Comparação de curvas de degradação de pontes resultantes das matrizes estacionárias usadas no Pontis com as resultantes das matrizes não-estacionárias de Devaraj

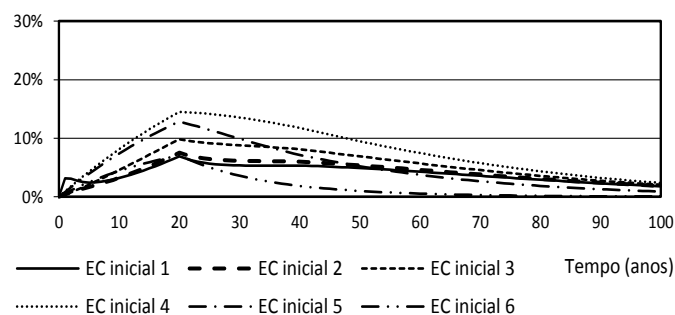


Figura 3.20 - Variação entre curvas de degradação de pontes resultantes das matrizes usadas no Pontis com as resultantes das matrizes de Devaraj

Uma vez que se pretende considerar uma escala de classificação de EC diferente da usada por Devaraj, foi experimentada uma forma de conversão da escala usada nas suas matrizes para a escala de cinco níveis adotada. Para o efeito foi experimentada uma conversão das matrizes 7x7 para matrizes 5x5, por meio da aplicação das equações (3.8) à (3.11), que conduziu às matrizes apresentadas na Tabela 3.6.

$$pc11 = \frac{po11 + (1 - po11) \cdot \frac{po22}{2} + \frac{po22}{2}}{1,5} \quad (3.8)$$

$$pc22 = \frac{\frac{po22}{2} + \frac{(1 - po22)}{2} \cdot po33 + po33}{1,5} \quad (3.9)$$

$$pc33 = \frac{po44 + (1 - po44) \cdot \frac{po55}{2} + \frac{po55}{2}}{1,5} \quad (3.10)$$

$$pc44 = \frac{\frac{po55}{2} + \frac{(1 - po55)}{2} \cdot po66 + po66}{1,5} \quad (3.11)$$

Tabela 3.6 - Matrizes de Devaraj (Devaraj, 2009) convertidas para uma escala de 5 níveis

0 a 20 anos de idade

0,754	0,246	0,000	0,000	0,000
0,000	0,956	0,044	0,000	0,000
0,000	0,000	0,996	0,004	0,000
0,000	0,000	0,000	0,999	0,001
0,000	0,000	0,000	0,000	1,000

21 a 40 anos de idade

0,528	0,472	0,000	0,000	0,000
0,000	0,920	0,080	0,000	0,000
0,000	0,000	0,970	0,030	0,000
0,000	0,000	0,000	0,963	0,037
0,000	0,000	0,000	0,000	1,000

41 ou mais anos de idade

0,494	0,506	0,000	0,000	0,000
0,000	0,963	0,037	0,000	0,000
0,000	0,000	0,966	0,034	0,000
0,000	0,000	0,000	0,965	0,035
0,000	0,000	0,000	0,000	1,000

Na Figura 3.21 podem observar-se as curvas de evolução do estado de condição ao longo do tempo, obtidas quer com as matrizes originais, quer com as matrizes apresentadas na Tabela 3.6. As matrizes originais são relativas à escala de 7 níveis apresentada na Tabela 3.1 e as matrizes convertidas são relativas à escala de 5 níveis apresentada em paralelo nessa mesma tabela.

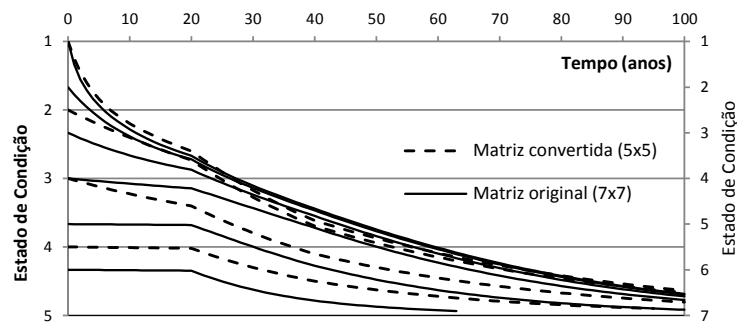


Figura 3.21 - Curvas de degradação obtidas com as matrizes originais de Devaraj (escala de 1 a 7) e com as matrizes convertidas correspondentes (escala de 1 a 5)

Através da observação da Figura 3.21 é possível constatar que as curvas obtidas com as matrizes convertidas seguem aproximadamente a tendência das curvas mais próximas correspondentes às matrizes originais. As curvas obtidas com as novas matrizes tendem a ser no entanto ligeiramente menos otimistas que as originais, embora com duas pequenas zonas de exceção. Uma das zonas de exceção verifica-se em idades mais jovens nas pontes em melhor estado, correspondendo por isso a uma altura em que não serão previstas intervenções significativas. A outra zona de exceção verifica-se por volta dos 50 anos, mas apenas nas pontes em pior estado, correspondendo a uma gama de EC que já não será considerada admissível na análise. Assim, essas diferenças não terão relevância no tipo de análise que se pretende efetuar e a conversão apresentada considera-se adequada para captar o tipo de degradação global do EC das pontes ao longo do tempo.

A Figura 3.22 vem ainda confirmar essa ideia, mostrando exemplos de curvas de degradação obtidas com essas matrizes, que partindo de diferentes idades e estados de condição mantém a tendência de degradação. Nessa figura é possível verificar que partindo de pontos intermédios de uma determinada curva de degradação, como nas apresentadas a traço mais grosso, a previsão da degradação a partir desse ponto segue uma trajetória praticamente coincidente com a relativa à previsão da curva de partida.

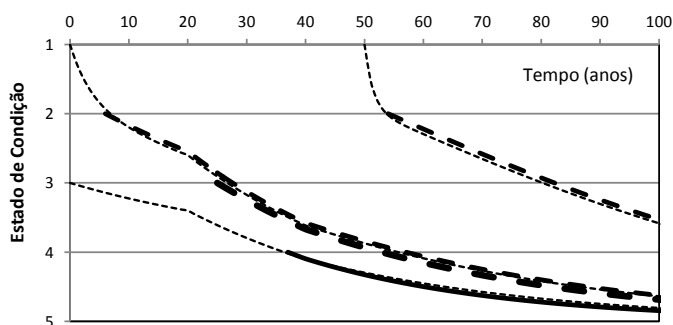


Figura 3.22 - Comparação de previsão da degradação de pontes em vários estados em diferentes idades obtidas com as matrizes de Devaraj (Devaraj, 2009) convertidas para 5 níveis

Tal como nas curvas de degradação obtidas com as matrizes de Markov originalmente propostas por Devaraj, nas curvas obtidas com as matrizes de Markov convertidas para a escala classificativa de 5 níveis pode verificar-se sempre uma descontinuidade a partir dos 20 anos de idade da obra de arte. A partir dos 20 anos as curvas relativas aos diferentes estados de condição apresentam um traçado semelhante, mas até aos primeiros 20 anos de vida as pontes em melhores estados de condição transitam de estado mais rapidamente, ao contrário das pontes em pior estado que degradam mais lentamente. Sendo o modelo de Devaraj baseado em EC registados em obras reais, esse efeito poderá estar a traduzir o facto de nas pontes que em novas são classificadas no melhor estado de condição, os inspetores terem uma certa relutância em continuarem a classifica-las como tal nas inspeções seguintes.

3.3.2.2. Jiang

Com o intuito de desenvolver um modelo para o Estado Norte-Americano de Indiana, Yi Jiang, na sua tese de doutoramento (Jiang, 1990), analisou os dados de 5700 pontes rodoviárias desse estado com registos de inspeções realizadas com intervalos de 2 anos, a partir de 1978 (a avaliar pela data da publicação considerou no máximo de 7 registos por cada ponte). Desse grupo Jiang seleccionou 1000 para determinar por regressão polinomial as curvas de degradação ao longo do tempo, por grupos de obras de arte. Para redução da incerteza associada às suas matrizes de Markov, Jiang recorreu aos resultados das inspeções e à teoria Bayesiana.

Jiang (Jiang, 1990) foi já várias vezes citado e o seu modelo já foi usado por vários outros autores na previsão da degradação (Cesare, Santamarina *et al.*, 1992; Estes & Frangopol, 2001; Elbehairy, Hegazy *et al.*, 2009). Ele começou por considerar grupos de diferentes idades, material, tipo de via, níveis de tráfego e clima, sendo que as diferenças nestes 2 últimos grupos não vieram depois,

segundo ele, a justificar a subdivisão em função dessas características. No entanto, a esse propósito, pode lembrar-se que Roelstra (2001) apresenta matrizes bastante diferenciadas para diferentes tipos de agressividade ambiental.

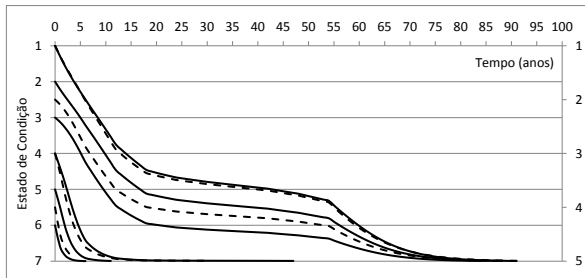
Do trabalho de Jiang (1990) resultou uma proposta de matrizes de Markov para tabuleiro, superestrutura e subestrutura, quer de aço quer de betão. Essas matrizes são diferenciadas para 10 intervalos relativos à idade de ponte em estradas estaduais (com intervalos de 6 anos que permitem uma análise entre os 0 e os 60 anos de idade) e para 6 intervalos relativos à idade em pontes de vias interestaduais (com intervalos de 6 anos que permitem uma análise entre os 0 e os 36 anos de idade).

A escala de classificação e o tipo de matrizes considerados por Jiang são equivalentes aos usados por Devaraj e Cesare *et al.* (Cesare, Santamarina *et al.*, 1992; Devaraj, 2009). As matrizes de Markov apresentadas por Jiang têm então a estrutura apresentada na Tabela 3.3 e consideram que em cada ano o EC ou permanece no nível em que está ou transita para o nível seguinte.

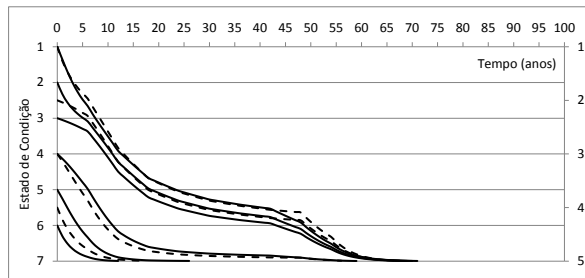
Na Figura 3.23 são apresentadas curvas da evolução do estado de tabuleiro, superestrutura e subestrutura de pontes de betão e aço, em vias estaduais, obtidas a partir das matrizes de Markov propostas por Jiang e das que resultam da conversão dessa para uma escala de EC de cinco níveis. A conversão das matrizes 7x7 para matrizes 5x5 foi feita por meio da aplicação das equações (3.8) a (3.11) que, tal como para Devaraj, mostrou ser adequada para o efeito, pois as curvas apresentadas a traço contínuo na Figura 3.23 respeitam a tendência de degradação das curvas correspondentes apresentadas a traço descontínuo (resultantes das matrizes originais). Na análise do conjunto das curvas de degradação apresentadas na Figura 3.23 pode constatar-se que a sua forma é semelhante para as várias componentes e para ambos os materiais, apresentando uma degradação mais acentuada nos primeiros e nos últimos anos de vida.

Através da observação da Figura 3.23 pode verificar-se que as componentes em betão apresentam uma durabilidade um pouco maior que as de aço, tal como também já foi constatado em relação a pontes portuguesas (Almeida, 2003), devendo essa diferença estar sobretudo relacionado com a maior exigência em termos de manutenção das pontes metálicas.

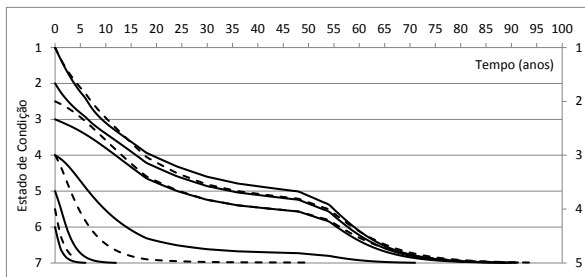
Tabuleiro - Betão



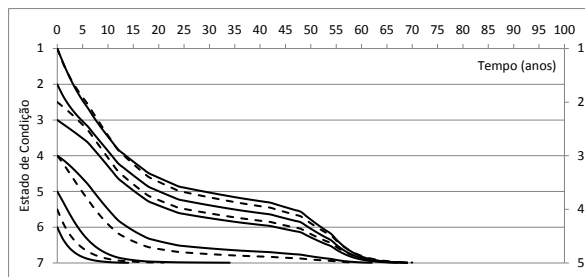
Tabuleiro - Aço



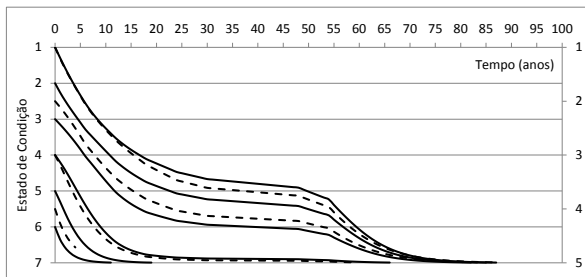
Superestrutura - Betão



Superestrutura - Aço



Subestrutura - Betão



Subestrutura - Aço

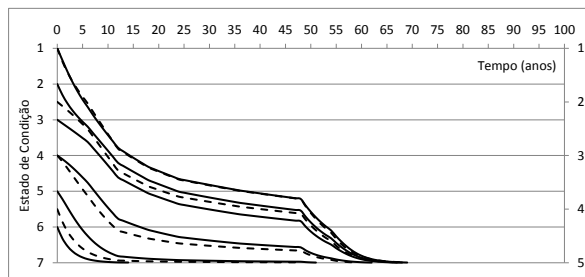


Figura 3.23 - Evolução temporal de Jiang para o estado das componentes de pontes em estradas estaduais - escala original de 7 níveis (traço contínuo) e escala convertida de 5 níveis (tracejado)

A diferença entre a degradação de estruturas em aço e em betão é ainda evidenciada na Figura 3.24 que apresenta a variação do estado de condição previsto para várias componentes da ponte em aço, em relação à mesma componente em betão, ao longo do tempo e a partir de diferentes estados de condição iniciais (EC0). A partir da observação dessa figura é possível constatar que a variação é mais acentuada no tabuleiro, onde pontualmente chega a atingir cerca de 20%, e um pouco menos acentuada na subestrutura. Nas curvas que partem de melhores estados de condição iniciais (menor EC0) a variação é em geral positiva, pelo que o EC previsto para a componente em

aço é em geral superior ao previsto para a mesma componente em betão em igual idade. Por outro lado, nas curvas que partem de piores estados de condição o betão parece degradar mais que o aço.

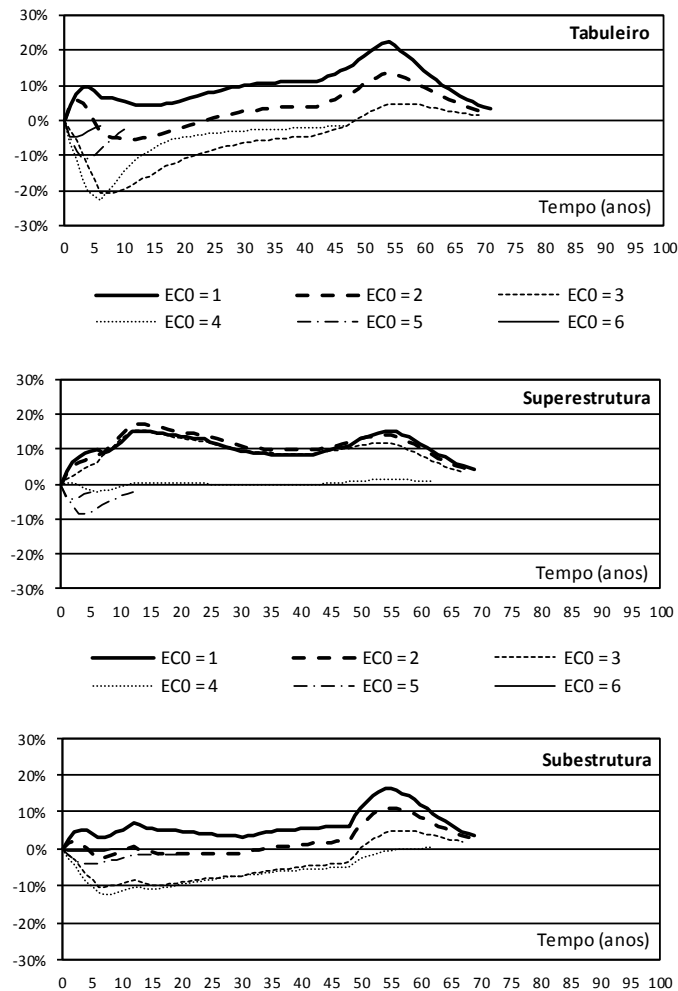


Figura 3.24 - Variação do EC previsto para componentes em aço em relação às de betão

Na Figura 3.25 são apresentadas algumas curvas de degradação de subestruturas de betão a partir de idades iniciais diferentes de zero (curvas a ponteadas), em paralelo com algumas das já anteriormente apresentadas que partem de uma idade inicial nula (a traço contínuo). As curvas que partem de pontos de outras curvas apresentam alguns desvios ligeiros em relação às curvas já anteriormente representadas, no entanto esse facto resulta de nesses pontos comuns o vetor de estado de condição não ser exatamente coincidente. A diferença verificada por exemplo entre a curva de degradação que parte de EC3 na idade zero e a curva que parte de EC5 por volta dos 10 anos de idade está associada ao facto de no ponto comum a primeira curva não corresponder a

100% de probabilidade de estar em EC5 mas antes a uma probabilidade repartida de estar nos estados 4, 5 e 6 que em média se acaba também por traduzir num EC5.

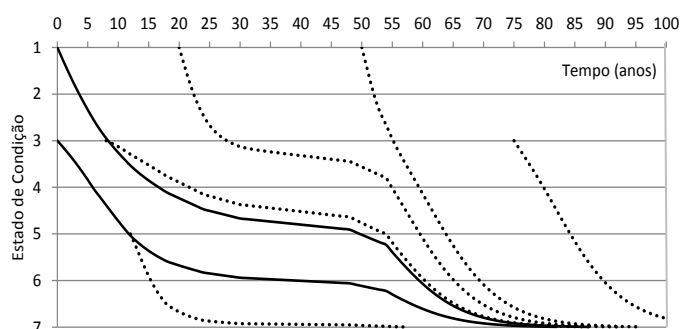


Figura 3.25 - Exemplos de curvas de degradação de subestruturas de betão que partem de diferentes ECs e idades (a ponteados quando partem de idade não nula)

A partir da Figura 3.25 pode ainda constar-se que a degradação a partir de um determinado EC de partida é diferenciada em função da idade da ponte aquando da sua classificação. Relativamente à curva que parte do melhor estado aos 50 anos de idade pode constar-se que o seu traçado é bastante diferenciado das que partem do mesmo estado com idade 0 e com idade 20. Dessa forma, as matrizes de Jiang diferenciadas pelas 10 faixas etárias poderão ter a vantagem de conseguir traduzir o facto de uma ponte, depois de uma reparação que permita melhorar o seu estado de condição, não se comportar propriamente como uma ponte nova. Essa capacidade será aliás uma das vantagens das matrizes não-estacionárias relativamente às estacionárias que não conseguem evidenciar qualquer distinção entre obras no mesmo estado de diferentes idades.

A comparação das curvas relativas à degradação temporal do estado das várias componentes da ponte - tabuleiro, superestrutura e subestrutura - pode ser feita a partir da Figura 3.26. A partir da sua análise, pode verificar-se que a componente com uma degradação mais rápida é o tabuleiro. Nas curvas que partem dos melhores estados a componente com uma degradação menos acentuada é a superestrutura, mas nas que partem de piores estados passa a ser a infraestrutura. No entanto pode verificar-se uma certa proximidade entre as curvas relativas às diferentes componentes, especialmente quando partem dos estados mais extremos.

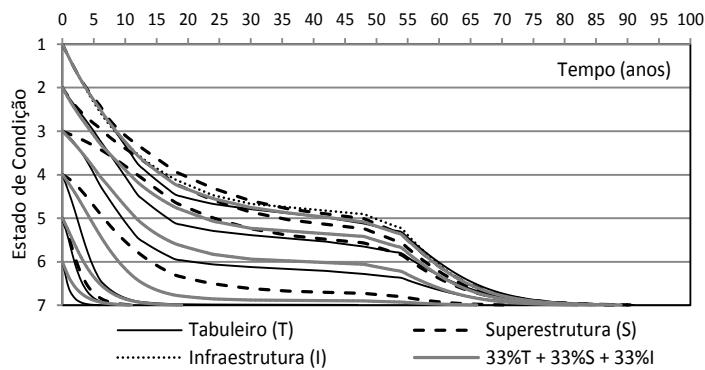
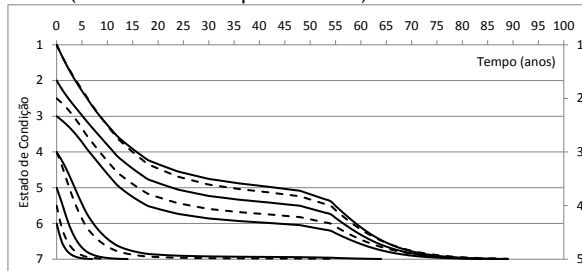


Figura 3.26 - Comparação das curvas relativas às componentes de uma ponte de betão

Na Figura 3.26 são também apresentadas as curvas associadas às matrizes que resultam da conjugação das matrizes relativas às suas principais componentes, com iguais pesos relativos (33% para o tabuleiro, 33% para a superestrutura e 33% para a infraestrutura), que podem ser usadas para ter uma ideia relativa à previsão da degradação da globalidade da ponte. Essas curvas acabam por ser sobretudo próximas das relativas à infraestrutura, especialmente nos casos com melhor estado na idade zero.

A Figura 3.27 apresenta essas curvas de degradação da ponte, obtidas a partir de uma média das suas componentes (33% do tabuleiro, 33% da superestrutura e 33% da infraestrutura), na escala original e na escala de 5 níveis, tanto para betão como para aço. Como já era esperado depois da análise da Figura 3.23 anteriormente apresentada, Jiang prevê uma degradação mais rápida para as pontes em aço do que para as pontes de betão. Relativamente a esse aspeto, a Figura 3.27 permite por exemplo constatar que numa ponte com 50 anos de idade que partiu do melhor estado de condição na idade zero, o EC esperado (na escala de classificativa de 5 níveis) caso não haja intervenções é inferior a 4 no caso das pontes em betão, mas ultrapassa esse valor no caso das pontes em aço (considerando a escala de classificativa de 5 níveis).

Betão (33% Tab + 33% Sup. + 33% Inf.)



Aço (33% Tab + 33% Sup. + 33% Inf.)

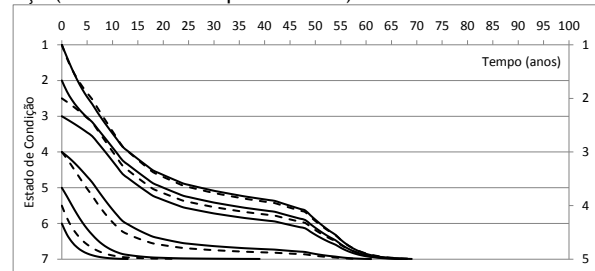


Figura 3.27 - Evolução do estado das pontes obtida a partir da combinação das matrizes das suas componentes - escala de 7 níveis (traço contínuo) e escala de 5 níveis (tracejado)

Relativamente à durabilidade das obras de arte, tanto de betão como de aço, importa referir o facto de uma ponte que parte do melhor nível de estado de condição numa idade zero ou até mesmo numa idade de por exemplo 50 anos, atingir o último estado de condição (EC=7) antes dos 100 anos de idade, caso não seja implementado qualquer tipo de intervenção de melhoria do seu EC. Os 100 anos são o período referidos no Eurocódigo como correspondente ao tempo de vida para as pontes (IPQ, 2009), de qualquer forma, importa também lembrar que o último estado de condição corresponde a um estado de elevada gravidade mas não propriamente ao fim da vida da obra de arte.

3.3.2.3. Reale

Tara Reale, na sua recente tese de doutoramento (Reale, 2013), defende a vantagem do recurso a matrizes de degradação de Markov não-homogéneas face às homogéneas e apresenta exemplos desse tipo de matrizes, diferenciadas para 10 níveis etários: de 1 a 10 anos, de 11 a 20 e assim sucessivamente até aos 100 anos de idade.

O seu trabalho foi desenvolvido com o intuito de efetuar a previsão da evolução do estado de pontes Irlandesas, no âmbito de um Sistema de Gestão de Obras de Arte. Por não dispor de dados históricos, Reale considerou um modelo de degradação relativo à ação dos cloretos em estruturas de betão armado, por ser o mecanismo de degradação responsável pela maioria de intervenções realizadas na Europa nesse tipo de obras de arte. Assim, depois de ter o modelo calibrado para as condições das obras de arte Irlandesas, Reale fez várias simulações pelo Método Monte Carlo para gerar um conjunto de dados suficientes para determinar as matrizes de Markov.

As matrizes de Markov de Reale estão associadas a uma escala de estado de condição de seis níveis: de 0 até 5, respetivamente do melhor para o pior estado de condição. Tal como em vários outros modelos anteriormente referidos, Reale considera que em cada ano ou há uma manutenção do estado de condição ou uma passagem para o pior estado imediatamente a seguir, ficando as matrizes de Markov com uma tipologia semelhante à apresentada na Tabela 3.3, mas com uma dimensão de 6 por 6 em vez de 7 por 7.

A Tabela 3.7 apresenta assim a definição das matrizes de Markov apresentadas por Real para previsão da degradação de vários elementos das pontes e em dois ambientes distintos, a partir da indicação dos valores da sua diagonal. Os elementos considerados são cinco e foram escolhidos por serem, segundo a experiência irlandesa, os mais relevantes para a degradação: encontro, muro-ala, pilar, viga e tabuleiro (Reale, 2013). Os dois ambientes considerados foram o marítimo, com a ação dos cloretos da água do mar, e o relativo às zonas interiores (localizadas a uma

distância da costa superior a 3km), com a ação dos cloretos provenientes por exemplo dos sais usados para degelo das vias.

As curvas de degradação correspondentes às matrizes de Markov apresentadas na Tabela 3.7 são as que se apresentam na Figura 3.28, para vigas e pilares em zonas costeiras e interiores. A partir dessas curvas é possível verificar uma degradação menos acentuada nas zonas interiores relativamente às zonas costeiras, no entanto, essa diferença é bem menos significativa do que por exemplos nos modelos de Roelfstra (Roelfstra, 2001) e Morcouc (Morcouc, Lounis *et al.*, 2003) anteriormente referidos. Essa diferenciação mais ténue advém do facto de Reale ter modelado a degradação de cada um dos elementos estruturais tendo em conta que as suas características são desde logo diferenciadas em função da respetiva classe de exposição ambiental. Na verdade, no trabalho de Reale, características como a espessura de recobrimento das armaduras, por exemplo, foram desde logo simuladas com um valor maior nos ambientes de maior agressividade.

Tabela 3.7 - Matrizes de Markov não-homogéneas apresentadas por Reale (Reale, 2013) para elementos das pontes tendo em conta a corrosão do betão armado induzida por cloretos

MURO-ALA/VIGA - ZONAS COSTEIRAS

Idade	P00	P11	P22	P33	P44	p55
1-10	0,990	0,560	0,270	0,470	0,470	1,000
11-20	0,960	0,060	0,160	0,530	0,620	1,000
21-30	0,950	0,050	0,350	0,640	0,770	1,000
31-40	0,940	0,020	0,320	0,680	0,800	1,000
41-50	0,960	0,290	0,480	0,680	0,840	1,000
51-60	0,960	0,140	0,460	0,750	0,820	1,000
61-70	0,970	0,040	0,360	0,730	0,850	1,000
71-80	0,970	0,160	0,300	0,630	0,820	1,000
81-90	0,970	0,001	0,001	0,670	0,840	1,000
91-100	0,990	0,550	0,430	0,320	0,740	1,000

TABULEIRO/VIGA - ZONAS INTERIORES

Idade	P00	P11	P22	P33	P44	p55
1-10	0,990	0,580	0,380	0,570	0,580	1,000
11-20	0,970	0,010	0,250	0,530	0,610	1,000
21-30	0,970	0,040	0,430	0,690	0,800	1,000
31-40	0,960	0,200	0,450	0,710	0,820	1,000
41-50	0,960	0,001	0,280	0,730	0,830	1,000
51-60	0,980	0,190	0,580	0,780	0,860	1,000
61-70	0,970	0,100	0,390	0,760	0,880	1,000
71-80	0,980	0,210	0,480	0,740	0,840	1,000
81-90	0,990	0,250	0,280	0,660	0,800	1,000
91-100	0,990	0,210	0,570	0,680	0,820	1,000

FUNDAÇÃO/PILAR/TABULEIRO - ZONAS COSTEIRAS

Idade	P00	P11	P22	P33	P44	p55
1-10	0,990	0,001	0,020	0,200	0,340	1,000
11-20	0,940	0,001	0,001	0,001	0,130	1,000
21-30	0,940	0,001	0,001	0,100	0,470	1,000
31-40	0,950	0,001	0,001	0,180	0,590	1,000
41-50	0,950	0,001	0,001	0,270	0,600	1,000
51-60	0,950	0,001	0,001	0,001	0,540	1,000
61-70	0,960	0,001	0,001	0,205	0,560	1,000
71-80	0,980	0,001	0,060	0,390	0,460	1,000
81-90	0,970	0,005	0,001	0,180	0,470	1,000
91-100	0,990	0,030	0,210	0,680	0,760	1,000

FUNDAÇÃO/PILAR/MURO-ALA - ZONAS INTERIORES

Idade	P00	P11	P22	P33	P44	p55
1-10	0,980	0,350	0,180	0,500	0,360	1,000
11-20	0,960	0,001	0,001	0,260	0,530	1,000
21-30	0,980	0,160	0,170	0,510	0,700	1,000
31-40	0,970	0,030	0,290	0,460	0,670	1,000
41-50	0,930	0,001	0,001	0,001	0,480	1,000
51-60	0,990	0,740	0,600	0,630	0,760	1,000
61-70	0,970	0,001	0,001	0,410	0,620	1,000
71-80	0,990	0,450	0,030	0,470	0,760	1,000
81-90	0,980	0,001	0,001	0,080	0,470	1,000
91-100	0,990	0,840	0,680	0,870	0,940	1,000

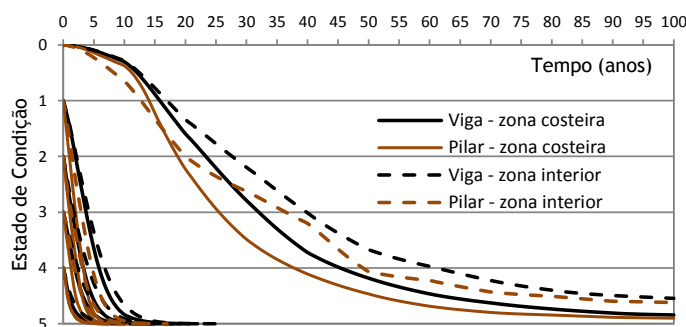


Figura 3.28 - Curvas de degradação de componentes das pontes segundo Reale

As matrizes de Markov apresentadas por Reale são, tal como as de Roelfstra, baseadas num modelo de corrosão induzida por cloretos. No entanto, enquanto as de Roelfstra não conseguem captar a fase de iniciação do processo de degradação, na curva de Reale que parte do melhor estado de condição na idade zero já se nota uma primeira zona onde a degradação é menos acentuada. Esse efeito foi traduzido nas matrizes de Markov consideradas por Reale com a definição de valores de P_{00} elevados, de acordo com o indicado na Tabela 3.7.

Por outro lado, na Figura 3.28 também se pode verificar que a partir do momento em que se atinge o estado de condição 1, há um aumento muito significativo da taxa de degradação, facto que está associado aos baixos valores de P_{11} e de P_{22} nas matrizes de Markov e que resulta do mecanismo de degradação considerado. Dessa forma, verifica-se um grande afastamento da curva que parte do estado de condição 0 em relação às restantes, algo que não foi observado nos restantes modelos de degradação referidos.

Para previsão da degradação das pontes a partir das matrizes de Markov desses elementos, Reale propõe uma conjugação a partir da consideração dos coeficientes de ponderação apresentados na Tabela 3.8.

Tabela 3.8 - Coeficientes de ponderação dos elementos (Reale, 2013)

	Muro-ala	Fundação	Pilar	Tabuleiro	Viga
Todos os elementos presentes	0.176	0.204	0.137	0.35	0.13
Sem vigas	0.203	0.237	0.157	0.403	-
Sem pilares	0.204	0.238	-	0.406	0.151
Sem pilares e sem vigas	0.240	0.281	-	0.478	-

A partir da consideração dos coeficientes de ponderação apresentados na Tabela 3.8 para o caso em que todos os elementos estão presentes, foi feita uma conjugação das matrizes de Markov anteriormente apresentadas na Tabela 3.7 para os cinco elementos, de forma a gerar as curvas de degradação do estado de condição das pontes ao longo do tempo. Essas curvas são as apresentadas na Figura 3.29 para os dois tipos de ambientes considerados.

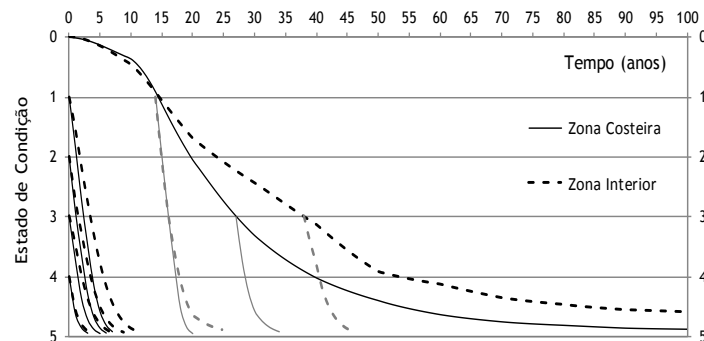


Figura 3.29 - Curvas de degradação de pontes baseadas nas matrizes de Markov de Reale

Na Figura 3.29, as curvas apresentadas a preto partem de cada um dos diferentes estados de condição na idade zero e as curvas apresentadas a cinzento partem dos estados de condição 1 e 3 a partir de uma idade não nula. Essa idade não nula foi escolhida com o cuidado de o início das curvas a cinzento corresponder a um ponto comum a uma curva a preto, para permitir comparar a evolução a partir de um mesmo ponto, atingido em diferentes circunstâncias. A partir da análise dessas curvas a cinzento, pode no entanto verificar-se que a sua trajetória é bastante diferenciada da trajetória da curva preta que na idade zero parte do melhor estado. Esse efeito que já tinha sido notado nas curvas de Jiang, embora com muito menor expressão, resulta de no ponto comum a curva a cinzento considerar 100% de probabilidade de estar num determinado estado e de a curva a preto considerar que há uma probabilidade repartida de estar em diferentes estados de condição. No entanto, nas curvas de Reale esse afastamento é muito mais acentuado e acaba por não ser aceitável em situações como a que se pretende estudar, uma vez que se pretende considerar não só pontes com estado de condição conhecido na idade zero, mas também pontes com estados de condição conhecidos a partir de outras idades e definidos de forma inteira.

Tal como nos modelos de Roelfstra e de Morcoux, o modelo de Reale diferencia a degradação das obras de arte tendo em conta a agressividade ambiental em que as mesmas se inserem. No entanto, a diferença entre as curvas de degradação de Reale obtidas para zonas costeiras e para zonas interiores é muito menos significativa que nos outros modelos de degradação. Aliás, em

alguns casos, a curva relativa às zonas marítimas até degrada mais lentamente do que a curva correspondente às zonas interiores, embora apenas numa pequena zona inicial e sem uma diferença muito significativa. A pequena diferença verificada entre os dois ambientes considerados por Reale é no entanto resultante de ambos os ambientes considerados serem agressivos - um em resultado da proximidade marítima e outro em resultado das baixas temperaturas - e do facto do modelo ter considerado que os próprios elementos estruturais já foram dimensionados tendo em conta a agressividade ambiental em que se inserem.

3.3.3. Comparação das propostas de previsão de degradação apresentadas

Depois da apresentação de um conjunto de modelos probabilísticos que foram apresentados para previsão do estado de condição das pontes e das suas componentes ao longo do tempo, importa fazer uma análise comparativa que permita identificar as principais diferenças entre eles, de forma a escolher os mais adequados para os estudos que a realizar.

A Tabela 3.9 apresenta uma síntese das principais características relativas a cada um dos modelos de previsão da degradação anteriormente apresentados, fazendo nomeadamente referência ao tipo de matrizes de Markov considerado e ao tipo de estruturas visadas. Como se pode verificar a partir da sua análise, foram estudados modelos de previsão da degradação do estado de condição de pontes e de componentes de pontes bastante diversificados. Alguns desses não têm em conta a idade da obra (são estacionários), mas outros já fazem uma diferenciação da degradação tendo em conta esse parâmetro. Par além disso, alguns modelos consideram diferentes tipos de degradação tendo em conta a agressividade ambiental da envolvente da obra de arte, mas outros não fazem diferenciação tendo e conta esse parâmetro. Nem todos os modelos fazem a previsão do estado de condição relativo à globalidade da obra de arte, no entanto, como se pretende prever a evolução temporal do EC de toda a ponte ao longo do tempo, foi também estudada a forma de determinação das matrizes de Markov da obra de arte a partir das matrizes relativas às suas componentes.

Para comparação das diferenças inerentes à consideração de diferentes modelos serão ainda apresentadas as curvas relativas aos diferentes modelos sobre um mesmo gráfico. Uma vez que se pretende efetuar um estudo de pontes em betão, os modelos relativos a outros materiais não serão considerados nessa análise comparativa. Serão comparadas curvas relativas a diferentes propostas de matrizes de previsão da degradação de algumas componentes das pontes e de pontes na sua globalidade. Para comparação de modelos com um diferente número de níveis de estado de condição, os gráficos apresentam os eixos de ambas as escalas de forma a tornar possível uma análise conjunta.

Tabela 3.9 - Síntese comparativa do tipo de modelos de degradação apresentados

Modelo	Matrizes	Estruturas visadas	Observações
Orcesi e Cremona 2009	5x5 Estacionária	- Pontes de betão	- Análise de 9000 pontes francesas - A escala classificativa não é bem equivalente às restantes de 5 níveis - Curvas de morfologia diferente em relação às restantes propostas
Morcous <i>et al.</i> 2003	5x5 Estacionária	- Tabuleiro agressividade muito ligeira - Tabuleiro agressividade ligeira - Tabuleiro agressividade moderada - Tabuleiro agressividade severa	- Diferenciação com o tipo de agressividade ambiental
Roelfstra 2001	5x5 Estacionária	- Pontes de betão de degradação lenta - Pontes de betão de degradação média - Pontes de betão de degradação rápida	- Diferenciação com o tipo de agressividade ambiental - Baseado num modelo de degradação por cloretos
Farrera 2006	5x5 Estacionária	- Superestruturas de betão - Superestruturas metálicas - Subestruturas	- Baseado nas propostas de Roelfstra e de Morcous <i>et al.</i> , para além de outras considerações
Cesare <i>et al.</i> 1992	7x7 Estacionária	- Todas as pontes - Pontes em aço - Pontes em betão simples - Pontes em betão contínuo - Pontes em betão pré-esforçado	- Análise de 850 pontes dos EUA
Devaraj 2009	7x7 Não-est. (20 anos)	- Ponte - Tabuleiro - Superestrutura - Subestrutura	- Análise de 4400 pontes dos EUA - Curvas de morfologia diferente em relação às restantes propostas
Jiang 1990	7x7 Não-est. (6 anos)	- Tabuleiro de betão - Superestrutura de betão - Subestrutura de betão - Tabuleiro de aço - Superestrutura de aço - Subestrutura de aço	- Análise de 5700 pontes dos EUA
Reale 2013	6x6 Não-est. (10 anos)	- Tabuleiro (z. costeira e interior) - Viga (z. costeira e interior) - Pilar (z. costeira e interior) - Muro-ala (z. costeira e interior) - Fundação (z. costeira e interior)	- Baseado num modelo de degradação por cloretos - Curvas de morfologia diferente em relação às restantes propostas - As curvas que partem de outras curvas seguem trajetórias muito diferenciadas - Diferenciação com o tipo de agressividade ambiental

3.3.3.1. Degradação de componentes da ponte

Para previsão da degradação do estado de condição do tabuleiro foram anteriormente referidas as matrizes de Markov estacionárias de Morcoux *et al.* (2003), para quatro níveis diferentes de agressividade ambiental (muito ligeira, ligeira, moderada e severa), e as matrizes não-estacionárias propostas por Devaraj (2009), Jiang (1990) e Reale (2013). As curvas de evolução temporal do EC obtidas com esses vários modelos podem ser comparadas a partir da Figura 3.30 onde aparecem representadas sobre o mesmo sistema de eixos.

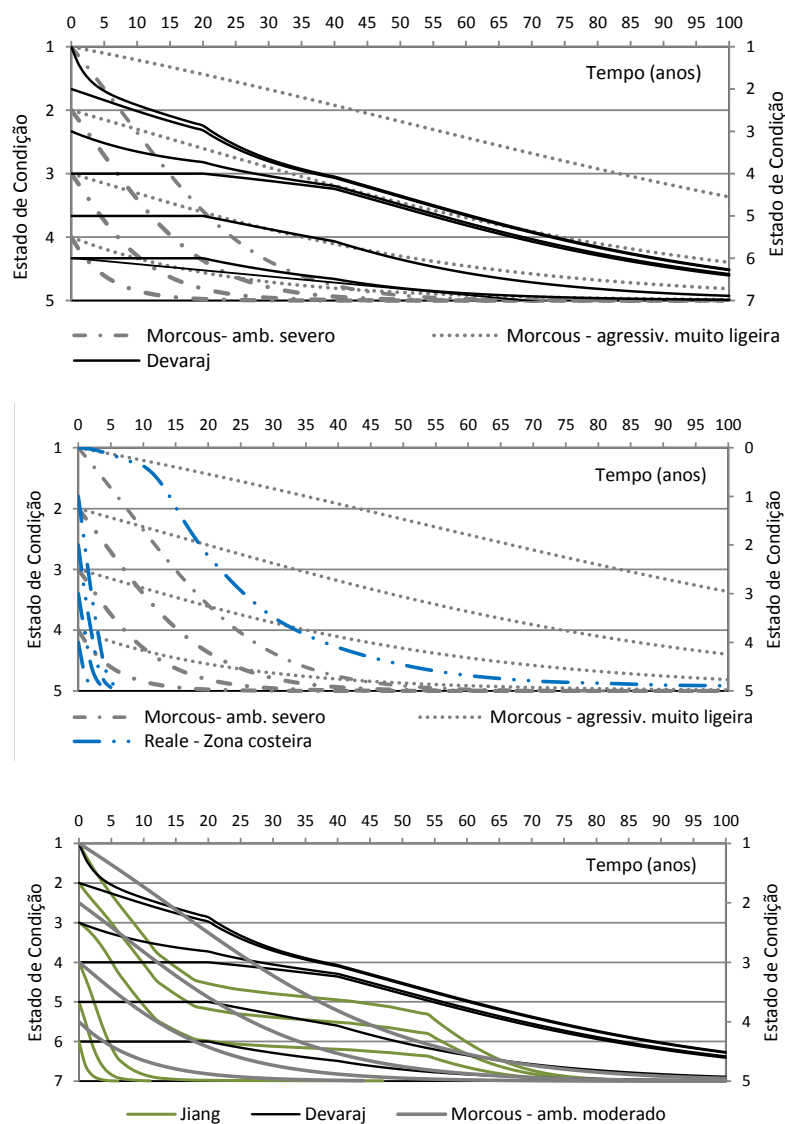


Figura 3.30 - Degradação do EC de tabuleiros de betão segundo diferentes modelos

A partir da análise dessa figura é possível constatar que as curvas mais conservativas são as apresentadas por Morcoux *et al.* (2003) para agressividades ambientais severas e que as curvas menos conservativas são quase sempre as apresentadas pelos mesmos autores para agressividades ambientais muito ligeiras, embora em algumas zonas Devaraj acabe por ser um pouco mais otimista. Fora essas exceções, as curvas de degradação do modelo de Devaraj situam-se entre as de ambiente com agressividade muito ligeira e moderada do modelo de Morcoux *et al.* (2003), sendo muito menos gravosas que as que resultam dos restantes modelos não-estacionários. As curvas de Reale, com exceção da que parte do melhor nível de estado de condição, afastam-se muito das restantes propostas comparadas. As curvas de Jiang situam-se próximo das curvas de agressividade ambiental moderada do modelo de Morcoux *et al.* (2003).

Para previsão da degradação do estado de condição da superestrutura e da subestrutura foram anteriormente referidas as matrizes de Markov de Farrera (2006), Jiang (1990) e Devaraj (2009). A Figura 3.31 e a Figura 3.32 apresentam uma comparação das curvas de degradação correspondentes a esses modelos, respetivamente para superestruturas e subestruturas de betão.

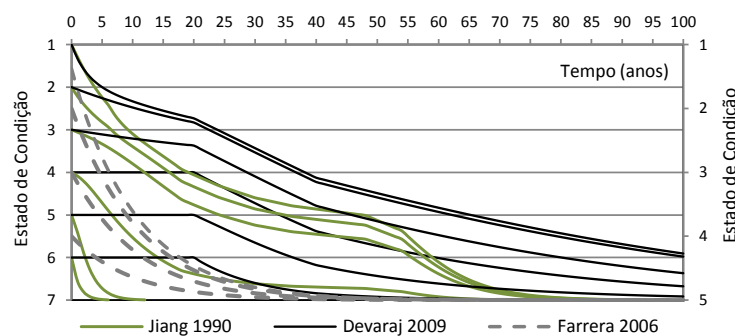


Figura 3.31 - Degradação do EC de superestruturas de betão segundo diferentes modelos

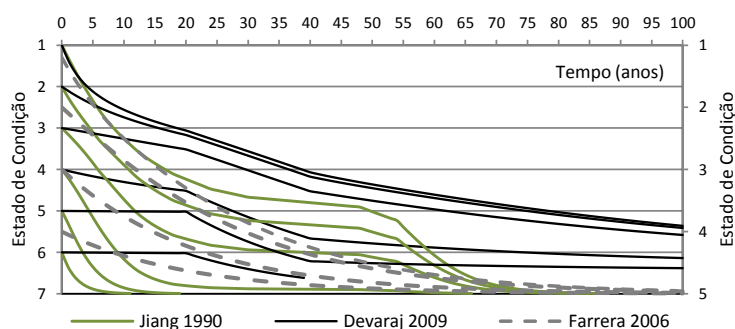


Figura 3.32 - Degradação do EC de subestruturas de betão segundo diferentes modelos

Observando a Figura 3.31 e a Figura 3.32, pode constatar-se que as curvas relativas aos diferentes modelos de degradação que nelas são comparados apresentam trajetórias bastante diferenciadas. Tanto na previsão da degradação da superestrutura como na previsão da degradação da subestrutura de betão, o modelo de Devaraj acaba por ser no entanto aquele que mais se diferencia dos restantes, sendo de entre todos o mais otimista. Particularmente na degradação de superestruturas de betão, mas também na degradação de subestruturas de betão, o modelo mais gravoso acaba por ser o de Farrera, uma vez que num modelo não-estacionário como o de Jiang, as curvas que partem de piores EC na idade zero dificilmente corresponderão a situações reais.

Assim, a principal constatação da análise comparativa da evolução temporal do estado de condição de cada uma das principais componentes das pontes (tabuleiro, superestrutura e subestrutura) é que os resultados da sua previsão podem ser bastante distintos, quando estimados com recurso a modelos de degradação diferentes.

3.3.3.2. Degradação da globalidade da ponte

As curvas de degradação de pontes associadas a diferentes modelos de degradação podem ser comparadas a partir da Figura 3.33, para pontes que na idade zero se encontram em dois estados distintos: o melhor estado de condição inicial e o estado de condição intermédio da escala considerada (correspondente a um valor de EC inteiro nas duas escalas classificativas consideradas). Nessa figura são comparados modelos relativos à degradação das pontes e também o modelo de Jiang que resulta da média das matrizes de Markov apresentadas para as várias componentes da sua estrutura (tabuleiro, superestrutura e subestrutura). Essa conjugação introduz alguma incerteza adicional, inerente à forma de conjugação das várias componentes, no entanto, como nesse modelo não há diferenças relevantes nas curvas de previsão da degradação dessas várias componentes, a variabilidade introduzida não é muito relevante.

As diferenças entre as curvas de degradação dos vários modelos serão ainda analisadas com mais detalhe por comparação de pequenos grupos de modelos, no entanto, a partir da análise da Figura 3.33 pode desde já constatar-se o seguinte:

- A dispersão entre os EC previstos é maior para melhores estados de condição e isso verifica-se também entre as próprias curvas de Roelfstra para diferentes velocidades de degradação.
- As curvas do modelo de Cesare afastam-se bastante entre elas e também das restantes, prevendo uma degradação mais lenta que os outros modelos, principalmente para melhores níveis de EC. Contudo, a sua previsão para pontes

pré-esforçadas, à exceção do caso que parte do melhor EC, já se aproxima mais da proposta de Roelfstra para pontes com degradação lenta.

- Depois das curvas do modelo de Cesare, as curvas mais otimistas são as do modelo de Devaraj.
- No caso das pontes que partem do melhor estado de condição, as curvas de Jiang e de Orcesi-Cremona estão entre as curvas de Roelfstra para degradação lenta e rápida. No entanto, para piores estados de condição, ambas se afastam dessa fronteira, especialmente a do modelo de Orcesi-Cremona que passa a ser bastante mais otimista.

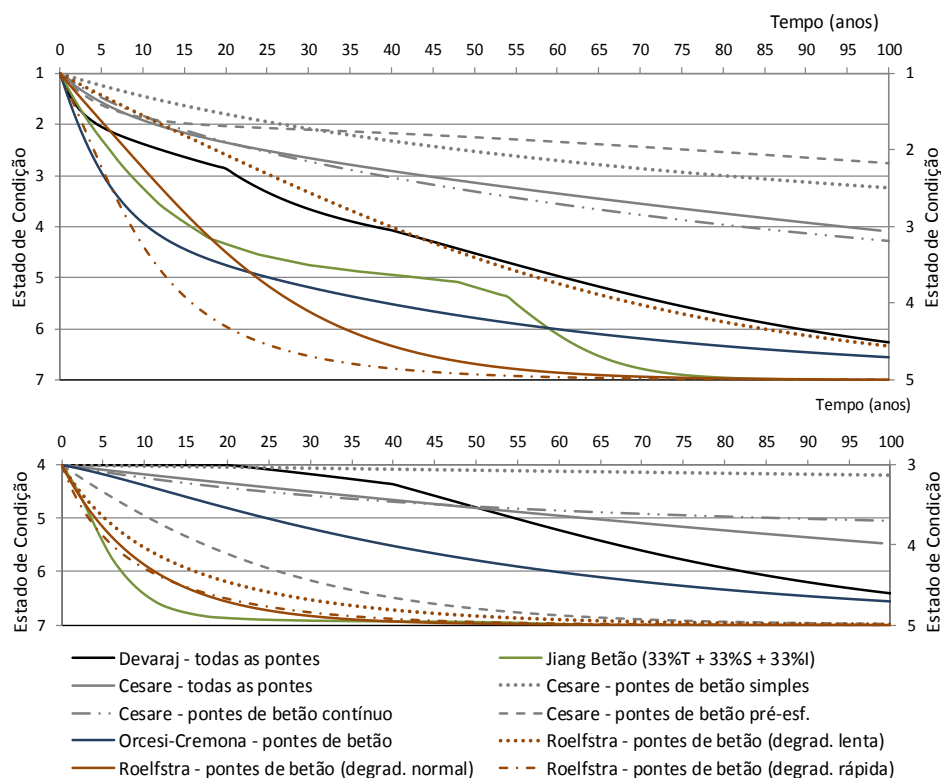


Figura 3.33 - Comparação de curvas de degradação de diferentes modelos

Por segurança, o modelo de Cesare, que foi obtido a partir dos registos relativos a um menor número de obras de arte e que mostrou ser bastante mais otimista que os restantes, será excluído da análise. Aliás, importa referir que o modelo de Reale também já não foi apresentado em paralelo com os restantes modelos considerado na Figura 3.33 porque, para além de ter uma escala classificativa diferente das restantes propostas, já se tinha decidido excluir da análise. A exclusão do modelo de Reale resulta do facto, já anteriormente referido, de as suas curvas de

degradação com pontos comuns apresentarem trajetórias muito diferenciadas e ainda do facto de esse modelo ser também muito divergente em relação aos restantes. Na verdade, como se pode constatar a partir da análise da Figura 3.34, que compara as curvas desse modelo com as do modelo de Roelfstra para uma degradação normal, à exceção da curva que parte do melhor nível de estado de condição, a trajetória das curvas de degradação de Reale são muito afastada das dos restantes modelos e conduzem em muito pouco anos ao último nível da escala de classificação do EC da obra de arte. Essas curvas, particularmente as que partem de os piores níveis de EC na idade zero, não correspondem a situações reais, no entanto, os baixos valores de P_{11} e de P_{22} nas matrizes de Markov apresentadas por Reale, traduzem-se numa degradação demasiado acelerada a partir do segundo nível da escala usada para classificação do estado da estrutura (o nível 1 na escala de Reale, que corresponde a um nível ligeiramente melhor que o 2 na escala adotada).

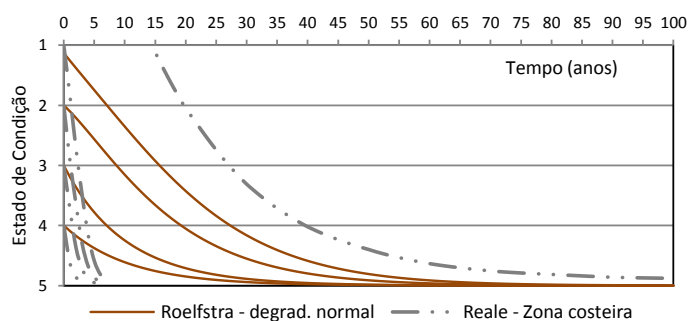


Figura 3.34 - Comparação das curvas de degradação de Roelfstra e de Reale

Para melhor comparação dos modelos de Roelfstra e Orcesi-Cremona, os dois modelos estacionários ainda em análise, podem observar-se os gráficos apresentados na Figura 3.35 e na Figura 3.36. A partir dessas figuras é possível verificar o seguinte:

- Apenas as curvas de Orcesi-Cremona que partem do EC 1 e 2 se situam dentro do intervalo entre as curvas de degradação lenta e rápida de Roelfstra.
- A maior proximidade entre os modelos comparados verifica-se nas pontes que partem do estado de condição 4.
- A variação média entre as curvas de Orcesi-Cremona e Roelfstra para uma degradação normal é de cerca de 6% para os EC iniciais de 1 e 2, de 8% para o EC inicial 3 e quase nulo para EC inicial 4. No entanto, particularmente nas idades mais jovens a variação relativa entre ambas as propostas chega até aos 17% (ver Figura 3.36).

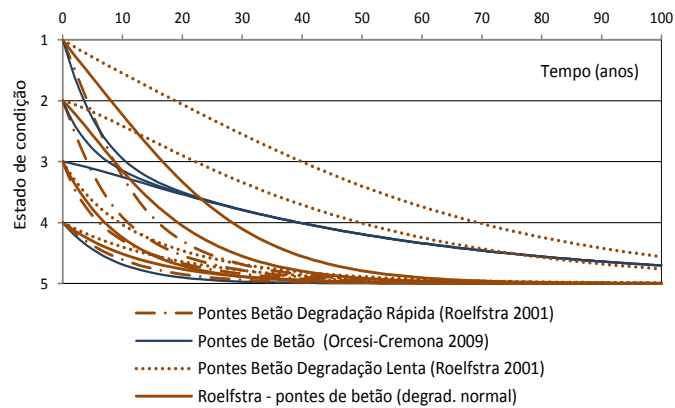


Figura 3.35 - Comparação das curvas de degradação de Roelfstra e de Orcesi-Cremona

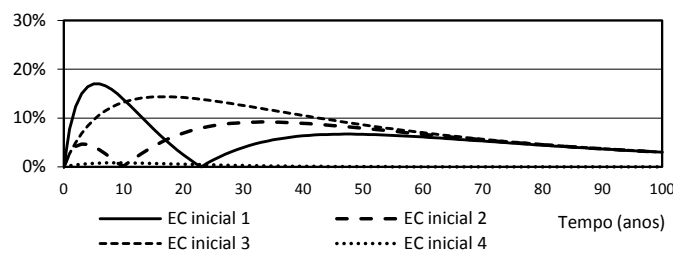


Figura 3.36 - Variação entre as curvas de degradação de Roelfstra (degradação normal) e de Orcesi-Cremona

De facto, as curvas de Orcesi-Cremona apresentam uma morfologia muito diferente das de Roelfstra e, como já se referiu também anteriormente, de vários outros modelos. Esse afastamento poderá estar associado à escala classificativa considerado no modelo Orcesi-Cremona que, ao contrário das restantes, não evolui em patamares linearmente progressivos de grau de degradação. Assim, esse poderá ser um motivo para evitar o recurso ao modelo de Orcesi-Cremona quando se considera uma escala com uma variação linear entre 1 e 5.

Para comparar o modelo de Devaraj com o modelo de Roelfstra, a Figura 3.37 apresenta em simultâneo as suas curvas de degradação. A partir da sua análise é possível verificar que o modelo de Devaraj, embora com uma escala de EC diferente, mostra uma tendência de degradação bem mais lenta que o de Roelfstra, tal como aliás já tinha sido constatado a partir da Figura 3.33. As curvas de Devaraj são mais próximas das curvas de Roelfstra correspondentes a uma degradação lenta do que das correspondentes a uma degradação normal, exceto nas pontes que partem do

melhor estado de condição na idade zero. No entanto, os afastamentos entre as duas propostas ainda são significativos.

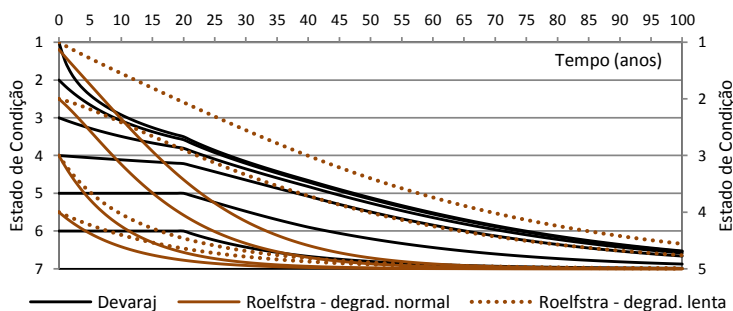


Figura 3.37 - Comparação das curvas de degradação de Roelfstra e Devaraj

Para além dos modelos de Roelfstra e Devaraj, resta considerar o modelo de Jiang que resulta da combinação, com iguais pesos relativos, das suas matrizes de Markov para as várias componentes da ponte.

Na Figura 3.38 é feita a comparação das curvas de degradação que resultam do modelo de Jiang com as que resultam do modelo de Devaraj, podendo constatar-se que:

- Os maiores afastamentos entre as curvas de ambas as propostas verificam-se sobretudo nas idades menores, até cerca dos 20 anos, e nas idades maiores, sobretudo a partir dos 50 anos.
- Jiang considera intervalos etários de 6 anos e Devaraj de 20 anos, levando a que as curvas de Jiang tenham taxas de degradação mais variáveis ao longo do tempo.
- Partindo dos melhores níveis de EC na idade zero, as curvas de Jiang atingem muito mais rapidamente os dois últimos níveis da escala classificativa e, ao contrário de Devaraj, atingem o último nível de classificação do estado de condição vários anos antes dos 100 de vida, o tempo de vida útil referido no Eurocódigo (IPQ, 2009).
- As curvas de Devaraj parecem conseguir traduzir bem melhor a fase de menor degradação correspondente às primeiras idades, particularmente nas curvas que partem dos piores estados de condição, onde os segmentos correspondentes a períodos iniciais de menor degradação estão particularmente marcados.

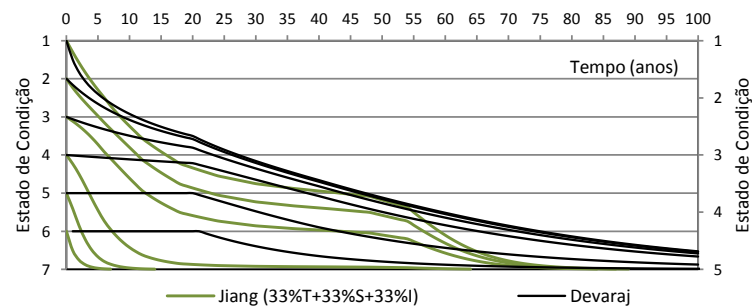


Figura 3.38 - Comparação das curvas de degradação de Jiang e Devaraj

A Figura 3.39 compara as previsões efetuadas como o modelo de Jiang e com o modelo Roelfstra para degradação normal e, apesar da diferença de escala, estacionariedade e processo de determinação das suas matrizes, a tendência apresentada pelas curvas desses dois modelos permite verificar o seguinte:

- As curvas dos dois modelos são bastante próximas nos primeiros 20 anos da ponte.
- O tempo que demora a atingir o pior nível da escala classificativa é relativamente semelhante nos dois modelos, particularmente nas curvas que partem dos melhores níveis de estado de condição na idade zero.

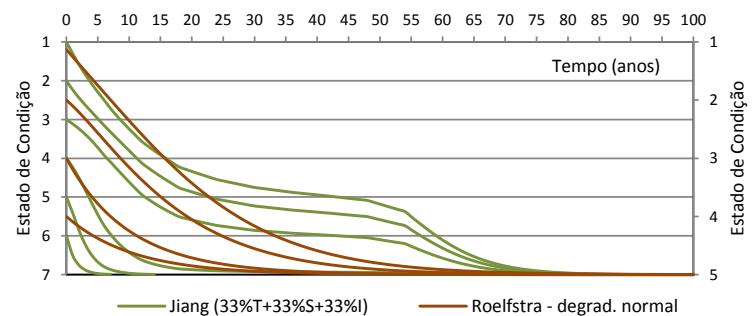


Figura 3.39 - Comparação das curvas de degradação de Roelfstra e de Jiang

Assim, dos vários modelos de degradação da degradação de pontes que foram referidos, excluiu-se primeiro o de Reale, particularmente devido à degradação demasiado acelerada a partir do segundo nível de EC. Por segurança, o modelo de Cesare também não será considerado, uma vez que, para além de ter sido obtido a partir da análise dos registos relativos a um menor número de obras de arte, a sua comparação com os restantes mostrou que poderá ser demasiado otimista.

Por outro lado, o modelo de Orcesi-Cremona, que apesar de ter sido o modelo desenvolvido com base na análise de um maior número de obras de arte, por ter uma escala classificativa de natureza diferente das restantes, evidenciou uma morfologia das curvas de degradação bastante diferenciada em relação às restantes e foi também excluído do grupo dos modelos a considerar no Sistema de Gestão. O modelo de Jiang mostrou ser próximo do de Roelfstra para degradação normal mas, como resulta da combinação de matrizes relativas a componentes da ponte, não será no entanto escolhido para as aplicações que serão realizadas. Dessa forma, os modelos a considerar nos estudos de pontes de betão que serão usados para teste da metodologia de apoio à gestão de pontes serão o de Devaraj e o de Roelfstra. O modelo de Devaraj será então considerado nas análises mais simples em que seja possível considerar matrizes não-estacionárias e o de Roelfstra, nas suas três velocidades de degradação, poderá ser usado sempre, uma vez que as suas matrizes são de cariz estacionário. De qualquer forma, nessa análise importa ter em consideração as diferenças entre as curvas de previsão da degradação dos modelos de Roelfstra e de Devaraj, anteriormente comentadas a partir do gráfico apresentado na Figura 3.37.

Para evidenciar o impacto que a escolha de um modelo de degradação diferente pode ter no intervalo de tempo entre intervenções de reparação, por exemplo, foi feito um exercício de determinação do tempo necessário até atingir o estado 3 de condição a partir de diferentes condições iniciais. A Tabela 3.10 mostra o resultado obtido quando se parte de distintos estados de condição, em diferentes idades e para vários modelos de degradação.

Tabela 3.10 - Número de anos até atingir o estado de condição 3

EC	Idade	Devaraj	Orcesi & Cremona	Roelfstra deg. lenta	Roelfstra deg. normal	Roelfstra deg. rápida
1	0	37				
1	30	23	11	40	17	9
1	50	74				
2	qualquer	*	8	23	9	5

* na escala considerada não há equivalência direta a EC2

Como se pode verificar a partir da análise da Tabela 3.10, a previsão do número de anos entre um ou dois estados de condição pode variar muito significativamente quando se adotam diferentes modelos de degradação. Tal como era previsível a partir da comparação das curvas de previsão de degradação apresentadas para os diferentes tipos de degradação do modelo de Roelfstra, o intervalo de tempo entre determinados estados de condição pode quadruplicar quando se considera uma degradação lenta em vez de uma degradação rápida. Pode ainda constatar-se que

o intervalo de tempo obtido com o modelo de Roelfstra considerando uma degradação normal é inferior à média entre os tempos obtidos para degradação lenta e rápida, indiciando que as condições de degradação normais são mais similares à de degradação rápida, algo que aliás também se pode verificar através da comparação das curvas de degradação anteriormente apresentadas na Figura 3.33. Nos restantes modelos de previsão da degradação, os tempos obtidos estão entre os extremos obtidos com o modelo de Roelfstra para diferentes tipos de degradação. Como se esperava, a partir das curvas de degradação anteriormente apresentadas para o modelo de previsão de Devaraj, quando se passa do primeiro para o segundo patamar etário desse modelo (entre os 20 e 40 anos), o tempo obtido indica uma degradação mais acelerada. No entanto, para os melhores níveis de estado de condição depois dos 40 anos de idade, correspondente ao terceiro patamar de idade, a degradação passa a ser ainda mais lenta do que nas idades mais jovens.

Assim, será de esperar que a alteração do modelo de degradação escolhido tenha um impacto relevante na solução ótima que vier a ser encontrada com a análise efetuada no âmbito do Sistema de Gestão. Para minimizar a incerteza associada às previsões efetuadas será assim fundamental apostar no desenvolvimento de modelos de previsão da degradação ajustados ao tipo de estruturas em análise.

3.4. Considerações finais

O indicador de degradação que será considerado no Sistema de Gestão de Pontes que se apresenta é o seu estado de condição global, considerado com uma escala classificativa de 5 níveis. A consideração do estado de condição da globalidade da ponte em vez do estado de condição das suas componentes ou até dos seus elementos, à imagem do que é adotado em alguns trabalhos (Thompson, Small *et al.*, 1998; M. Schläfli, Hajdin *et al.*, 2000; Hajdin, 2008; Elbehairy, Hegazy *et al.*, 2009), permite uma abordagem simples que se adequa a um grande conjunto de obras de arte, como se pretende. Para além disso, essa opção resulta do facto do estado de condição da obra de arte ser já registado de forma bastante generalizada nas inspeções que são realizadas em Portugal, facilitando assim a sua implementação prática.

Como em qualquer outro modelo preditivo, os modelos de degradação de pontes dificilmente serão capazes de saber com certeza os estados futuros. As pontes são constituídas por diversos elementos, de variados materiais e que podem ainda estar ligados de diferentes maneiras. Para além disso, a degradação dessas estruturas pode ser afetada por múltiplas questões, como por exemplo o tipo de material, o tipo de funcionamento estrutural, o ano de construção, o clima e o

tráfego, para além de outros fatores que muitas vezes até são de difícil identificação. Assim, haverá sempre uma certa incerteza associada a um modelo de previsão da degradação de uma ponte ao longo do seu tempo de vida.

Para previsão da evolução do estado de condição das pontes ao longo do tempo será então adotado um modelo de degradação de natureza probabilística que admite que o comportamento da obra de arte ao longo do tempo é desconhecido e considera simplesmente uma probabilidade de a deterioração se vir a processar de uma determinada forma. Essa abordagem probabilística, coerente aliás com as restantes avaliações probabilísticas previstas na metodologia, será baseada em matrizes de Markov, pelo facto de as mesmas já terem sido testadas com êxito no âmbito de sistemas de apoio à gestão de obras de arte. O sistema de gestão permite considerar matrizes de Markov de primeira ordem, tanto de natureza estacionária, como de natureza não estacionária. A possibilidade de consideração de matrizes não-estacionárias de tempo discreto, diferenciadas de acordo com a faixa etária da obra de arte, embora torne o processamento inerente à previsão mais demorado, tem a vantagem de permitir considerar a influência da idade e assim tentar traduzir o processo de degradação de forma mais realista.

A escolha dos modelos de previsão deverá ser feita tendo em consideração a busca de um modelo cujas condições em que foi originalmente desenvolvido sejam o mais próximas possível das obras em estudo, nomeadamente no que respeita às suas características geométricas e construtivas, nível de manutenção, principal material estrutural, agressividade ambiental e tipo de tráfego. Assim, uma vez que se pretende efetuar uma análise relativa a um conjunto de pontes portuguesas o ideal seria recorrer a um modelo de previsão de degradação desenvolvido com base noutras obras de arte nacionais. No entanto, uma vez que a classificação sistemática dos estados de condição das obras de arte é ainda recente em Portugal, é difícil dispor de dados em número suficiente para desenvolver um modelo português.

Foi então efetuada uma análise de um conjunto de vários modelos de degradação desenvolvidos em diferentes países e com base quer em matrizes de Markov estacionárias, quer em matrizes de Markov não-estacionárias. Esses modelos apresentam a previsão para diferentes tipos de pontes e sub-estruturas, em betão e em aço, considerando escalas de classificação de EC diferentes e baseadas em modelos teóricos ou na observação experimental de um conjunto maior ou menor de pontes. Os modelos analisados foram todos relativos a pontes rodoviárias, no entanto, até que se encontrem matrizes de Markov específicas de pontes ferroviárias, poderá admitir-se que a evolução temporal do estado de condição de pontes ferroviárias possa ser semelhante à das pontes rodoviárias, apesar de as solicitações serem diferentes.

O estudo comparativo efetuado entre os diferentes modelos de previsão da degradação apresentados permitiu observar uma grande variabilidade entre as diferentes propostas, sobretudo nos primeiros anos de vida da estrutura. Nessas idades mais jovens, alguns modelos consideram uma degradação menos acelerada, de acordo com o que em geral é preconizado nos modelos mecânicos de degradação. Por outro lado, alguns modelos consideram nos primeiros anos um agravamento mais rápido do estado de condição, facto que poderá de certa forma estar associado, particularmente nos modelos baseados em registos históricos reais, a alguma relutância por parte dos inspetores para manter os melhores níveis classificativos alguns anos depois da entrada em serviço da estrutura (Varela, 2007). A grande variação observada nas curvas de previsão de degradação do estado de condição das pontes resulta naturalmente, como já se referiu, da elevada complexidade e diversidade associada a este tipo de obras de arte e da elevada incerteza dos modelos de previsão a longo prazo. No entanto, também se verificou que a variabilidade entre diferentes modelos é igualmente considerável quando se considera uma previsão da evolução temporal do estado de condição de apenas algumas das suas componentes. Na verdade, qualquer previsão que venha a ser feita dificilmente conduzirá a resultados exatos, facto que poderá ser de certa forma aceitável no âmbito de um Sistema de Gestão de Obras de Arte, uma vez que a mesma apenas será usada para efetuar planeamentos de intervenções a longo prazo, não dispensando nunca uma reavaliação antes da realização de qualquer uma das intervenções antecipadamente previstas.

Na verdade, uma das principais conclusões do estudo comparativo, apresentado ao longo do presente capítulo, é que a escolha de um modelo de degradação diferente pode por si só vir a ser responsável por uma alteração muito significativa do planeamento das intervenções no âmbito do sistema de gestão. Por esse motivo, será fundamental adotar modelos de previsão da degradação ajustados ao tipo de estruturas em análise.

As variações entre os modelos de diferentes autores verificaram-se quer ao nível das propostas apresentadas para as componentes das pontes, quer ao nível das propostas apresentadas para a globalidade desse tipo de obras de arte. Como nem todos os modelos apresentam matrizes de Markov para a globalidade das pontes, foi também estudada a conjugação das matrizes das suas principais componentes para a partir daí determinar também um modelo de degradação global. A forma de ponderação do contributo da degradação de cada uma dessas componentes para a degradação global pode introduzir alguma variabilidade adicional, que no entanto não será muito expressiva, uma vez que as curvas de previsão da degradação das várias componentes são muito próximas.

Comparando a degradação de estruturas em aço e em betão, materiais com mecanismos de degradação distintos, por exemplo a partir do modelo de Jiang, pode constatar-se que as

variações entre as curvas de uma determinada componente nesses dois materiais apresentam diferenças até de cerca de 20%, com as de betão a evidenciar uma maior durabilidade. No entanto, a partir da comparação das curvas apresentadas no modelo de Farrera e no modelo de Cesare, poderia concluir-se o contrário.

A diferenciação relativa à agressividade ambiental em que a obra de arte se insere mostrou implicar uma alteração muito significativa das curvas de degradação nas propostas de Morcous *et al.* (2003) e de Roelfstra (2001). Nas curvas de Roelfstra, que para além da agressividade ambiental consideram também a vulnerabilidade da estrutura à degradação, essa diferença é sobretudo observável nas curvas que partem dos melhores estados onde a variação pode chegar quase aos 30% quando parte de EC1 e quase aos 20% quando parte de EC2 (Figura 3.7). No modelo de Reale a diferença entre os diferentes ambientes considerados não é tão acentuada, em resultado de ambos serem do tipo agressivo e de se considerar que os elementos estruturais já foram projetados tendo em conta esse tipo de envolvente.

A partir do estudo comparativo dos vários modelos foi feita a seleção dos que serão mais adequados para a aplicação do Sistema de Gestão de Pontes que se pretende realizar. Os modelos de Reale, Cesare e Jiang foram excluídos pelas seguintes razões:

- Reale apresenta uma degradação demasiado acelerada a partir do segundo nível de EC;
- Cesare foi obtido a partir da análise dos registos relativos a um menor número de obras de arte e é muito menos conservativo que os restantes modelos;
- Jiang não apresenta matrizes de Markov específicas para a previsão da degradação da globalidade da ponte.

Dessa forma, os modelos a considerar nos estudos de pontes de betão que serão usados para teste da metodologia de apoio à gestão de pontes serão o de Devaraj e o de Roelfstra. O modelo de Devaraj será considerado nas análises em que seja possível considerar matrizes não-estacionárias e o de Roelfstra, nas suas três velocidades de degradação, poderá ser usado sempre uma vez que as suas matrizes são de cariz estacionário. De qualquer forma, a diferença resultante da não diferenciação por idade, que por exemplo na comparação entre Devaraj e o Pontis é no máximo de 19%, será bem menos significativa do que por exemplo a resultante da não consideração do tipo de agressividade ambiental que corresponde a diferenças que podem ir até aos 40%.

Relativamente ao modelo estacionário de Roelfstra, as principais vantagens resultam de as suas matrizes terem sido desenvolvidas especificamente para pontes de betão armado e com uma escala de classificação do EC igual à que será considerada, evitando assim incertezas resultantes

de conversões, da consideração de outros materiais e da forma de conjugação de matrizes propostas para as várias componentes das pontes. Para além disso, sendo um modelo desenvolvido na Europa, com uma maior proximidade geográfica e cultural, poderá ter sido desenvolvido com base em obras de arte mais semelhantes às Portuguesas. Outra vantagem do modelo de Roelfstra é ainda a possibilidade de diferenciação do tipo de degradação, tendo nomeadamente em conta a agressividade ambiental da ponte, fator que mostrou ter um grande impacto na sua degradação desse tipo de obras de arte. Relativamente ao outro modelo estacionário que será considerado, apresentado por Orcesi e Cremona, é de ressaltar que tem por base uma escala classificativa ligeiramente diferente da adotada.

As principais vantagens da escolha do modelo não-estacionário de Devaraj são a consideração da influência da idade e a apresentação de matrizes para a globalidade da ponte. Para além disso, depois de traçar as curvas que partem dos diferentes estados de condição com uma idade nula, verificou-se que a previsão da degradação de pontes que partam de pontos dessas curvas em idades não nulas segue uma trajetória semelhante à dessa curva, aspeto importante quando se pretende prever a degradação de pontes em funcionamento com uma idade não nula. Porém, o modelo de Devaraj não é específico de pontes em betão e as suas matrizes de Markov para a escala de 5 níveis adotada resultam da conversão das matrizes originais que tinham uma dimensão de 7 por 7. De qualquer forma, do grupo dos modelos não-estacionários referidos, de onde Reale foi excluído, Devaraj foi preferido a Jiang por ser uma proposta mais recente e não resultar da conjugação das matrizes de Markov relativas a diferentes componentes.

De qualquer forma, o sistema de gestão foi desenvolvido para permitir sempre a consideração de diversos modelos de degradação de pontes, de modo a que possam ser escolhidos os mais adequados a cada uma das obras de arte em análise e a permitir ainda uma fácil inclusão de novos modelos que entretanto vierem a ser desenvolvidos para Portugal ou outros países. Dessa forma, modelos que entretanto venham a ser desenvolvidos, ou outros que se considerem mais adaptados ao país, como por exemplo os relativos ao espaço Atlântico que vierem a resultar do projeto internacional Duratinet (Salta, 2011), poderão também ser incorporados. Essa versatilidade será também um contributo do Sistema de Gestão de Pontes que se apresenta, na medida em que tornará possível realizar análises comparativas dos resultados obtidos com diferentes modelos de previsão da degradação e assim evidenciar a incerteza dos resultados finais que deriva do próprio modelo de degradação.

CAPÍTULO 4.

MODELO DE CUSTOS

Alguns Sistemas de Gestão de Pontes são mais orientados para as questões técnicas de decisão do que para as questões económicas relacionadas com custos e benefícios, prevendo apenas uma análise a curto prazo e sem ponderação de diferentes cenários alternativos, como se conclui num relatório da NCHRP relativamente aos EUA (Markow e Hyman, 2009). Com a metodologia de gestão que se apresenta pretende-se contribuir para inverter essa tendência, de forma a minimizar os elevados custos, direta e indiretamente, envolvidos na preservação desse tipo de infraestruturas, não só no presente, mas ao longo das suas vidas.

No presente capítulo será feita a apresentação de um modelo de determinação dos custos de ciclo de vida, particularmente focado num determinado período temporal da fase de serviço das obras de arte, que será usado para análise de pontes existentes no âmbito do Sistema de Gestão proposto. Tendo em conta que os custos serão sempre bastante dependentes das características de diversos indicadores económicos do país, depois de uma breve apresentação relativa aos valores considerados em análises de custo de ciclo de vida efetuadas noutros países, serão apresentados estudos de determinação de parâmetros de custos para pontes rodoviárias e ferroviárias portuguesas.

4.1. Níveis de análise

A análise de custo global de ciclo de vida (CCV), tal como a avaliação de segurança, pode ser efetuada a diferentes níveis (Thoft-Christensen, 2009):

- **Nível 1 (Técnico)** - Nível mais simplificado baseado apenas num número limitado de parâmetros definidos com base em *expert judgment*, que em geral é adotado em grupo de pontes para determinar a melhor estratégia de atuação, tendo em conta as técnicas de reparação, os intervalos entre reparações e os custos de reparação.
- **Nível 2 (Engenharia)** - Nível intermédio onde são considerados parâmetros médios baseados em algumas simplificações, que em geral é usado na análise de estruturas existentes.
- **Nível 3 (Científico)** - Nível mais avançado, com modelos mais exatos e com bases científicas consistentes, que em geral é apenas usado em pontes de grande importância, dada a complexidade de formulação e os seus elevados custos.

No Sistema de Gestão de Obras de Arte que se apresenta, os custos de ciclo de vida serão avaliados no âmbito de uma análise de primeiro nível, de forma a tornar a sua aplicação mais expedita e possibilitar a sua consideração relativamente a um alargado conjunto de pontes.

Tal como para a previsão da degradação do Estado de Condição (EC) se considerou a ponte em vez dos elementos que a constituem, de forma coerente, a estimativa dos custos no âmbito da análise a médio-longo prazo que se pretende realizar será feita para a globalidade da obra de arte. Na verdade, relativamente a um conjunto de diferentes tipos de obras de arte, a estimativa será mais complexa e não necessariamente mais precisa, se for realizada com base em listagens de tarefas a realizar em cada elemento de cada uma das pontes.

Para o efeito serão analisados os valores publicados em vários países relativamente a custos de intervenções em fase de serviço das obras de arte. No entanto, tendo em conta que os custos serão talvez o dado mais dependente do país, será apresentado um estudo dos valores registados no passado por tipo de intervenção, que possa servir de base à estimativa de custos futuros. À imagem de que acontece em muitas outras áreas de investigação em que se procura o conhecimento a partir do que se observa, na metodologia apresentada os custos serão estimados sobretudo com base em valores determinados a partir da análise do histórico de pontes portuguesas. Para além disso, serão ainda considerados mais alguns parâmetros baseados em *expert judgment*, técnica aliás habitual na gestão de pontes (Godart & Vassie, 2001; Bell, 2004; Jordan & Znidaric, 2004; Wolfgram, 2005; Adams & Barut, 2007; InnoTrack, 2007a; Markow & Hyman, 2009).

4.2. Período de análise

Uma análise económica de ciclo de vida deve englobar a quantificação dos custos inerentes a possuir, explorar e manter uma determinada construção ou sistema, durante um determinado período de tempo (Mearig, Coffee *et al.*, 1999). Assim, numa análise económica dita de ciclo de vida pode ter-se em consideração todo ou apenas parte do período de vida do ativo ou dos períodos de vida do conjunto de ativos considerados.

4.2.1. Tempo de vida das pontes

O conceito de tempo de vida útil das pontes pode ser considerado em diferentes perspetivas, da seguinte forma:

- **Vida útil de projeto** - período de tempo durante o qual se admite que uma estrutura ou parte dela é usada para o fim pretendido, com a manutenção prevista, mas sem grandes reparações (LNEC, 2007).
- **Vida útil de serviço ou de utilização** - pode ser considerado por exemplo até ao momento em que aparecem manchas, fissuras ou destacamento na camada superficial de betão (Ribeiro, 2007).
- **Vida útil última ou total** - período de tempo que vai até ao colapso parcial ou total da estrutura, correspondendo, por exemplo no caso das estruturas de betão armado, ao período de tempo em que há uma redução significativa da secção resistente da armadura ou uma perda da aderência armadura/betão (Ribeiro, 2007).
- **Vida útil funcional** - até se atingir por exemplo o limite de tráfego suportado pela ponte.

As pontes são em geral dimensionadas para uma vida útil de projeto de 100 anos (IPQ, 2009) embora se possa admitir que algumas das suas componentes, como os aparelhos de apoio e as juntas de dilatação possam ter menor duração (LNEC, 2007). No entanto, há várias estruturas em perfeito funcionamento com uma idade superior a esses limites, assim como há também obras mais recentes que já apresentam problemas significativos.

Kleywegt (2010) propõe ainda uma abordagem um pouco diferente da habitual, considerando um tempo de vida diferenciado para cada componente da ponte. Assim, podem por exemplo considerar-se tempos de vida de 30 anos para juntas, 50 anos para tabuleiros, 70 anos para guardas, 100 anos para encontros e 120 anos para pilares e fundação. Nesse caso, a estimativa de variação do valor da ponte ao longo do tempo é feita através de curvas de depreciação com as

percentagens de valor inicial definidas em função da idade. Nessa metodologia, a eficácia de um investimento é avaliada através do rácio entre o aumento conseguido no valor da ponte e o custo da intervenção, sendo que cada vez que se efetua a substituição de um componente o seu valor volta a corresponder ao inicial (sem depreciação) e que quando se faz uma reparação se pode fazer refletir isso por exemplo num aumento do tempo de vida.

No relatório do projeto InnoTrack (2007b), baseado em resultados obtidos a partir de inquéritos, são definidos os seguintes valores de referência: 40 anos para a via balastrada, 60 anos para a via não balastrada, 20 anos para as transições e 75 anos para as pontes ferroviárias.

4.2.2. Período temporal de análise

A análise de custos de ciclo de vida pode ser efetuada para o tempo total de vida de uma obra de arte, considerando os custos associados às várias fases por que a obra passa ao longo do tempo, (Tabela 4.1). A consideração de todo o tempo de vida de uma obra de arte pode ser adequada por exemplo na fase de projeto para escolher entre vários tipos de estruturas possíveis. No entanto, numa análise económica de ciclo de vida de um parque de obras de arte existentes pode ser mais ajustado considerar apenas parte do período de vida do conjunto de ativos considerados. Para apoio às decisões a tomar no âmbito da gestão de um parque de pontes existentes, será sobretudo de considerar os custos relativos à fase de serviço, a fase mais extensa dos seus ciclos de vida.

Tabela 4.1 - Fases do ciclo de vida de uma estrutura

Conceção	Estudos preliminares Projeto
Construção	Planeamento da construção Execução
Serviço	Operação Inspeção Manutenção Reparação
Alienação	Desmantelamento (Substituição)

Dentro da fase de serviço das pontes, quanto maior for o período temporal escolhido para a análise, maior será a incerteza associada à sua determinação. Por outro lado, para períodos temporais de muito curto prazo, com apenas alguns anos, poderão ser adotadas análises com um maior nível de detalhe. Importa então encontrar um compromisso entre o nível de fiabilidade pretendido e o horizonte temporal para que se pretende efetuar a previsão. De qualquer forma, a quantificação dos custos de ciclo de vida das obras de arte será sempre feita com uma certa incerteza relativa não só à própria estimativa, como também à taxa de atualização monetária que em seguida será referida. Esse inconveniente pode no entanto ser minimizado com uma atualização periódica da análise com os dados que entretanto se forem reunindo.

O horizonte temporal de análise que será em geral adotado nas análises efetuadas estará compreendido entre 10 e 40 anos. A comissão europeia recomenda um período de análise de investimentos de 25 anos para infraestruturas rodoviárias e de 30 anos para infraestruturas ferroviárias (EC, 2002). A FHWA recomenda um período de pelo menos 35 anos de análise, para os projetos de pavimentação das rodovias, novos ou de reconstrução ou reabilitação, no entanto refere que um período de análise mais curto pode ser considerado quando as alternativas são concebidas para ganhar tempo até que soluções mais permanentes possam ser construídas. Por outro lado, o guia da AASHTO para o projeto de pavimentos refere períodos diferenciados entre 10 a 20 anos, para vias de menor tráfego, e 30 a 50 anos de análise, para vias de maior tráfego. Esses números estão aliás de acordo com o projeto InnoTrack (InnoTrack, 2007b) que recomenda para as infraestruturas ferroviárias análises entre 30 e 40 anos, com um máximo de 40 anos, por ser o número de anos corresponde ao tempo de vida de algumas das componentes das infraestruturas, com a consideração de um valor residual remanescente pelo facto de haver componentes com maior durabilidade (entre as quais as obras de arte).

De facto, uma vez que as pontes sofrem depreciação ao longo do tempo, se o período temporal de análise terminar antes de atingir o fim de vida útil, importa ter em consideração o valor residual associado a cada uma das obras de arte. Como no modelo de custos de ciclo de vida que se apresenta os períodos temporais de análise serão inferiores ao tempo de vida das infraestruturas, o valor residual das obras no final da análise será traduzido por meio de um custo adicionável aos restantes custos desse ciclo de vida, de acordo com o que adiante se explicará.

4.3. Critérios de atualização financeira

O valor do dinheiro vai variando ao longo do tempo e de país para país. Essas variações devem ser tidas em conta nas análises comparativas que se efetuarem. Para tal, serão comparados alguns

indicadores económicos relativos a diferentes países, que permitam enquadrar os custos adiante apresentados. Para permitir comparações entre diferentes instantes temporais será também prevista uma correção de todos os custos passados e futuros para o instante atual, de acordo com o que se passa a explicar.

4.3.1. Adaptabilidade de custos de outros países

Para analisar custos relativos a diferentes países, importa ter em atenção que os mesmos podem ser influenciados quer pelas diferenças relativas ao nível de custo de vida, que podem afetar os preços das matérias-primas e da mão-de-obra, quer pelas diferenças relacionadas com as práticas construtivas e com as tipologias das próprias obras de arte.

A Figura 4.1 apresenta um mapa comparativo dos custos de construção entre diferentes países, relativamente aos custos de construção do Reino Unido (o custo do reino Unido foi definido com um índice médio de 100). A partir da análise dessa informação, pode por exemplo esperar-se que os custos de Portugal sejam similares aos verificados na Grécia, na Hungria e em alguns outros países da Europa de Leste. Por outro lado, os preços mais altos verificam-se nomeadamente na Suíça e na Dinamarca, onde os custos de construção chegam sensivelmente ao triplo dos valores portugueses.

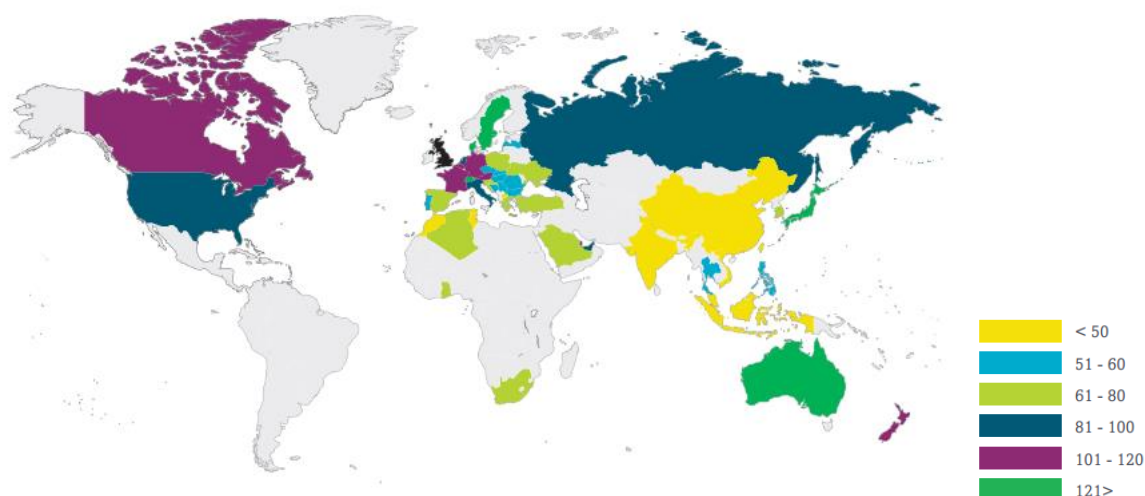


Figura 4.1 - Mapa de índices de custos relativos de construção (Moore & Riley, 2012)

Esse índice económico é também apresentado na Tabela 4.2. Pela sua análise, será de esperar que, em relação a Portugal, os preços de Espanha sejam cerca de 30% superiores e que os preços do Reino Unido, da França, da Alemanha e dos EUA, possam chegar ao dobro.

Tabela 4.2 - Custos de construção de alguns países em relação a Portugal (Moore & Riley, 2012)

	Custos de construção relativos (valor de 100 para UK)			Quociente relativo ao custo em Portugal
	Mínimo	Máximo	Médio	
PT - Portugal	43	64	54	1
ES - Espanha	58	80	69	1,3
FR - França	91	132	112	2,1
IT - Itália	76	121	99	1,8
DE - Alemanha	83	133	108	2,0
UK - Reino Unido	81	119	100	1,9
SE - Suécia	111	144	128	2,4
CH - Suíça	50	80	65	1,2
JP - Japão	114	148	131	2,4
US - E. U. América	77	122	100	1,9

A análise da variação entre os custos de diferentes países deve ser considerada para enquadrar a comparação de custos de construção que adiante será referida. No entanto, importa salvaguardar que essa variação pode ainda ser afetada por fatores como o ano a que se referem, a zona do país e até o próprio tipo de construção considerado. Na verdade, pode haver ainda diferenças por exemplo entre os custos de construção de edifícios residenciais e os custos de construção de obras de arte, que não são refletidas em índices de custos globais, como o apresentado.

4.3.2. Estimativa de custos futuros

A análise de investimentos envolve decisões de aplicação de recursos a longo prazo que podem ser feitas com recurso a diferentes técnicas: o período de *payback* (PB), o valor presente líquido (VPL) e a taxa interna de retorno (TIR). O período de *payback* corresponde ao tempo necessário para o retorno de um determinado investimento. O VPL corresponde ao somatório dos *cash-flow* anuais (diferença entre o montante ganho e o montante gasto durante um período de tempo definido) para o período de análise considerado, convertidos ao valor presente através da

aplicação de uma taxa de atualização predefinida que pode corresponder ao custo de capital da empresa ou à rentabilidade mínima aceitável em face do risco envolvido. A TIR é a taxa de atualização que é necessário aplicar para igualar o investimento e o seu retorno, sendo assim um indicador percentual do retorno do investimento para o investidor, útil sobretudo para comparar diferentes investimentos.

Uma vez que o valor do dinheiro muda ao longo do tempo, numa análise de CCV a técnica PB não é adequada. Por outro lado, a TIR também pode não se ajustar uma vez que pressupõe que o investimento tem um retorno. Em análises de CCV a técnica habitualmente utilizada para apoio à decisão baseia-se na classificação dos investimentos a partir do seu VPL (designado em inglês por NPV - *Net Present Value*), considerando que os melhores investimentos são os que tiverem esse valor maior. Na determinação do VPL, apenas se deve considerar a parte de custos e receitas que muda com um determinado investimento. Para além disso, o instante do investimento deverá também ser avaliado, uma vez que o facto de que um projeto ter um VPL positivo não significa que tem que ser realizado no imediato, dado que a realização do investimento numa data posterior pode, por exemplo, ser mais rentável. Para além disso, as restrições relativas à disponibilidade dos recursos também devem ser consideradas e as soluções devem ser avaliadas em igualdade de condições de vida, levando-se em conta todas as decisões futuras de substituição. O VPL deve ainda ser determinado para um período de estudo fixo, pelo que, como já foi referido, deverá ser incluída na análise uma estimativa do valor residual do investimento.

Por conseguinte, a atualização de custos futuros ao ano corrente será feita a partir da consideração de uma taxa de atualização, também designada por taxa de desconto, que tenha em conta a inflação prevista, bem como a vantagem de gastar o dinheiro o mais tarde possível, associada à sua capitalização e ao risco financeiro do investimento (Hawk, 2003).

A taxa de atualização monetária anual (TA) pode ser estimada, de acordo com a NCHRP (NCHRP; Hawk, 2003), segundo a expressão (4.1). Nessa expressão, TA depende da oportunidade de capital (u), do prémio associado ao risco financeiro do investimento em análise (f) e da taxa de inflação esperada (i). Os valores de u , f e i assumem valores positivos quando correspondem a um crescimento e valores negativos quando correspondem a uma diminuição. Dados que os valores desses três fatores são da ordem de alguns pontos percentuais, TA corresponde praticamente à adição dos mesmos. Assim, quando a taxa de inflação assume valores negativos, com um valor absoluto igual ao da taxa esperada de financiamento (f), a taxa de atualização acaba por corresponder apenas à parcela relativa à oportunidade de capital (u).

$$TA = (1 + u) \cdot (1 + f) \cdot (1 + i) - 1 \quad (4.1)$$

A determinação do VPL pode então obter-se a partir de um determinado custo futuro, correspondente a um determinado ano (t) posterior ao ano atual (t_0), a partir da expressão (4.2). Nessa expressão é considerado um fator de correção monetário (FCM) determinado a partir da taxa de atualização monetária (TA) que se entender mais adequada à análise em questão, de acordo com a expressão (4.3).

$$VPL = Custo_{t_0} = FCM_{t,t_0} \cdot Custo_t \quad (4.2)$$

$$FCM_{t,t_0} = \frac{1}{(1+TA)^{(t-t_0)}} \quad (4.3)$$

Os resultados desse fator FCM para vários valores de taxa de atualização monetária encontram-se ilustrados na Figura 4.2 para um período temporal de 100 anos. Essa figura mostra que quanto maior for a percentagem de taxa de atualização considerada menor serão os valores correspondentes a instantes futuros e menor será a importância da análise de ciclo de vida para grandes horizontes de projeto (Thoft-Christensen, 2009).

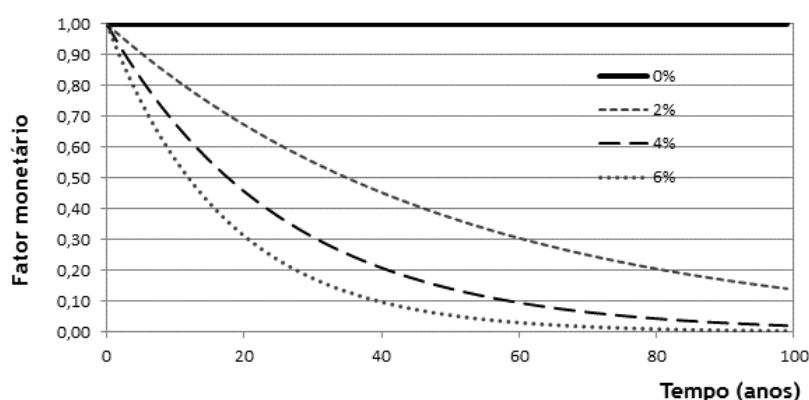


Figura 4.2 - Fator de correção monetário (FCM) em função do tempo e da taxa de atualização monetária anual

Da Figura 4.2 importa nomeadamente destacar que quando se considera uma taxa de atualização monetária anual de 4%, os custos são praticamente anulados a partir dos 100 anos. Por essa

razão, para longos períodos temporais de análise é recomendável a adoção de baixas taxas de atualização monetária (Kiviluoma & Korhonen, 2012). Na bibliografia verifica-se aliás uma certa tendência para reduzir as taxas de desconto, de forma a poder considerar períodos de análise mais longos. A aplicação de altas taxas de desconto tende a favorecer o investimento com ciclos de vida curtos e elevados custos recorrentes e, por outro lado, as taxas de desconto baixas tendem a favorecer os investimentos com altos custos de capital, ciclos de vida longos e baixos custos recorrentes.

A escolha do valor da taxa de atualização monetária tem de facto uma importância muito significativa numa análise de CCV, bem como o próprio instante a que os custos são associados. Furuta *et al.* (2006) também sublinham o impacto da taxa de atualização, que fazem variar entre 0,2% e 5%, nos resultados de uma análise de custos de ciclo de vida. Na verdade, importa referir que a alteração desse parâmetro pode até em certos casos implicar a alteração da escolha final (UIC, 2010). No projeto Innotrack (UIC, 2010) a taxa de atualização é mesmo referida com um dos fatores que mais afeta os resultados de uma análise de CCV, em conjunto com o horizonte temporal da análise e com a avaliação do valor residual do investimento.

Nos projetos InnoTrack e ETSI (InnoTrack, 2007b; Jutila & Sundquist, 2007) são apresentados alguns exemplos e dadas algumas orientações relativamente à definição da taxa de atualização nos estudos de custo total a médio ou longo prazo. O projeto InnoTrack propõe para as infraestruturas ferroviárias, onde o período de funcionamento é longo e os riscos de investimento são baixos, uma escolha da taxa de atualização em função do tempo de vida, de acordo com o gráfico da Figura 4.3, acabando por recomendar a consideração de 4% de taxa de atualização e uma análise ao longo de 40 anos (InnoTrack, 2007b), correspondente precisamente ao ponto de descontinuidade da linha apresentada no gráfico.

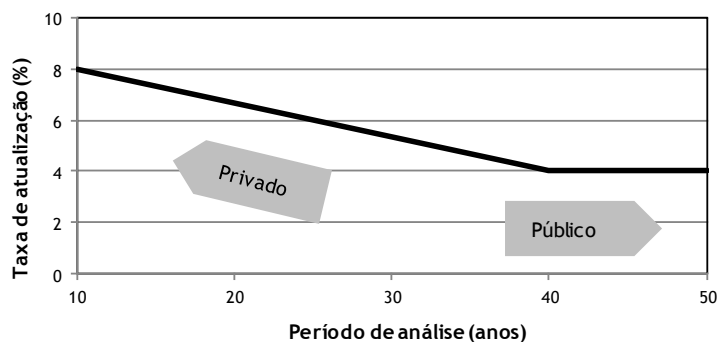


Figura 4.3 - Taxa de atualização recomendada em função do número de anos da análise (InnoTrack, 2007b)

O Despacho nº13 -208 da II Série do Diário da Republica, do ano de 2003, também recomenda uma taxa de atualização monetária de 4% para considerar nos estudos económico-financeiros de apreciação de propostas de parcerias público-privadas. O valor da taxa de atualização pode até ser ligeiramente mais elevado nos países com um crescimento económico esperado maior que o da média dos países da união europeia (Florio, 2006). Para além disso, essa taxa pode também ser considerada ligeiramente mais alta, como forma de considerar a aversão dos donos de obra relativamente a investimentos que aparentemente não tem retorno a curto prazo, podendo por exemplo atingir um valor de 6% (Neves, Frangopol *et al.*, 2010). Por outro lado, esse aumento, como já foi referido, não é recomendável para períodos alargados de análise uma vez que pode acabar por reduzir demasiado o significado de custos previstos para os anos mais afastados do período atual.

4.3.3. Atualização de custos passados

Na análise de custos relativos a obras realizadas na última década em Portugal será considerada, nos casos indicados, uma correção correspondente à consideração de uma taxa de inflação anual adequada a esse período temporal. A determinação do custo atualizado é feita a partir do custo passado, relativo a um determinado ano (t) anterior ao ano corrente ($t0$), a partir da aplicação da expressão (4.4), equivalente às expressões (4.2) e (4.3) anteriormente apresentadas, mas agora com t menor que $t0$. O valor escolhido para a taxa de inflação anual foi de 2%, por ser aproximadamente correspondente ao valor médio anual da última década em Portugal, como se pode verificar através da análise do gráfico da Figura 4.4 onde se apresentam os valores nacionais desse indicador ao longo da última década. Aliás, esse é o valor referido no Despacho nº13 - 208/2003 da II Série do Diário da República, relativo à apreciação das propostas de parcerias público-privadas, para que obedeçam aos princípios gerais de eficiência e economia, de modo a assegurar que as mesmas sejam financeiramente sustentáveis. Esse valor é adequado para atualizações relativas ao período entre os anos de 2004 e 2008, mas importa ressaltar que para anos mais recente já se torna desajustado, nomeadamente por volta do ano de 2009, em que a taxa de inflação é negativa.

$$Custo_{t0} = Custo_t \cdot (1 + 0,02)^{(t0-t)} \quad (4.4)$$

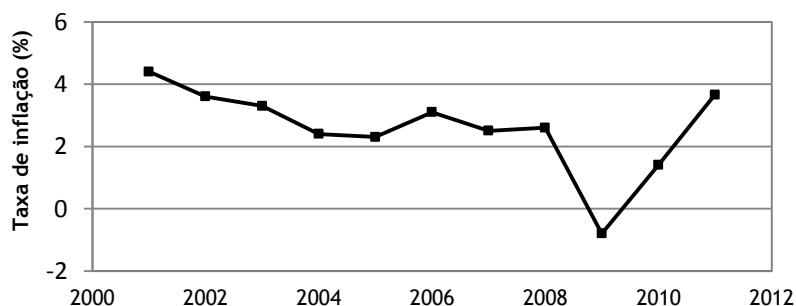


Figura 4.4 - Taxa de inflação em Portugal nos últimos anos (PORDATA, 2013)

4.4. Custos de ciclo de vida associados a obras de arte

A análise de ciclo de vida é referida em vários manuais de gestão de pontes ou áreas afins, como a documentação produzida no âmbito do projeto BRIME (Pastor, Torrealba *et al.*, 2000; Woodward, Cullington *et al.*, 2001), o manual inglês para gestão de estruturas rodoviárias (Atkins, 2005), os documentos do programa COST345 relativo a estruturas da rede rodoviária europeia (Jordan & Znidaric, 2004), o manual de gestão de pontes rodoviárias em betão (Branco & Brito, 2004), um manual dos Estados Unidos da América específico para pontes (NCHRP) e ainda os documentos do projeto InnoTrack associado a redes ferroviárias (Garcia & Teixeira; 2008).

De acordo com o referido nessas várias publicações, ao longo das várias fases de vida de uma ponte há vários tipos de custos a considerar. Para além desses, em algumas análises de custo de ciclo de vida é ainda considerada a quantificação de alguns custos de sinal negativo. Nesse sentido, tanto podem ser considerados os benefícios resultantes de estar num melhor estado após uma intervenção antecipada como, em alternativa, os custos de estar num pior estado que resultam de uma intervenção mais tardia (UIC, 2010).

A Figura 4.5 apresenta um esquema de distribuição dos custos considerados no projeto ETSI (Sundquist & Karoumi) ao longo do tempo, desde o investimento inicial associado à construção até ao custo de alienação. Esse esquema apresenta os custos associados a várias ações de manutenção, com uma periodicidade anual, e os custos associados a ações pontuais de reparação, de natureza mais superficial ou mais profunda e espaçados de vários anos. No entanto, importa referir que uma das conclusões do ETSI é que o mais difícil de definir de forma precisa é a lei de degradação ao longo do tempo e conseqüentemente a periodicidade das intervenções de reparação a realizar em cada obra de arte.

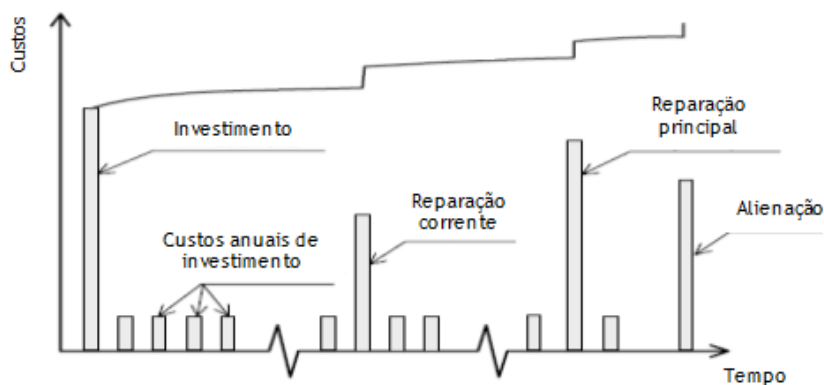


Figura 4.5 - Distribuição temporal dos custos de ciclo de vida (Sundquist & Karoumi)

Na análise de CCV de infraestruturas ferroviárias referida no projeto Innotrack (UIC, 2010) foi ainda considerada a matriz tridimensional de custo referida na norma EN 60300-3-3 (IEC, 2005), de acordo com o que se ilustra na Figura 4.6. Essa matriz organiza os custos de cada elemento segundo três vertentes - ciclo temporal da análise (conceção, construção; fase operacional, etc.), componente da estrutura e categoria de custos (mão de obra, material, etc.). Dessa forma, cada elemento da matriz corresponde então ao custo associado a uma determinada categoria, num determinado elemento estrutural e numa determinada fase temporal da análise. Dessa forma, um elemento da matriz poderá ser o custo do betão aplicado em pilares durante a fase de construção. Essa organização possibilita uma fácil pesquisa dos custos de acordo com qualquer uma das três vertentes referidas e tem a vantagem de facilitar a comparação de diferentes cenários no que respeita a determinados tipos específicos de custos.

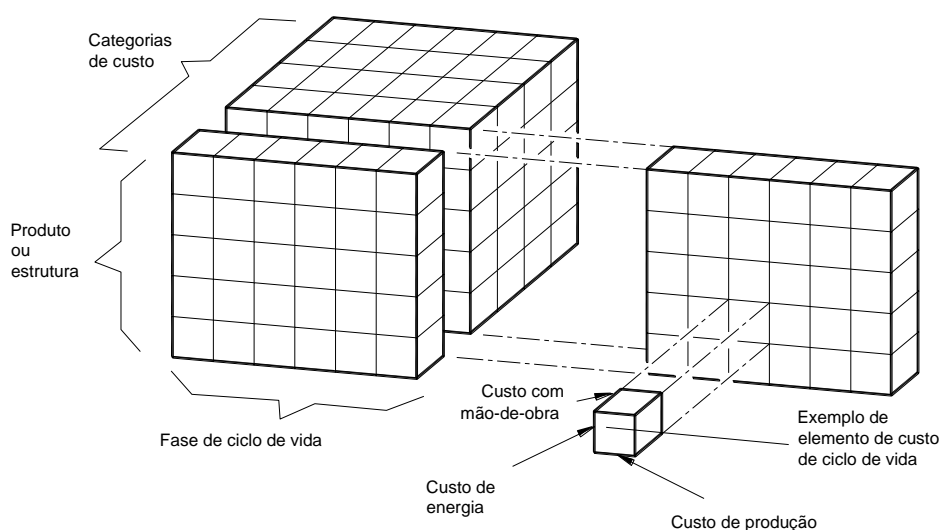


Figura 4.6 - Matriz tridimensional de CCV e conceito de elemento de custo segunda a norma EN 60300-3-3 (IEC, 2005)

A Tabela 4.3 apresenta as várias parcelas de custos, tendo em conta as fases de vida de uma ponte, anteriormente referidas, e a entidade que as suporta, através de uma organização consentânea com as orientações de Kiviluoma e Korhonen (2012).

Tabela 4.3 - Classificação dos custos de ciclo de vida de uma ponte

	Custos Diretos	Custos Indiretos
Administração	Conceção: <ul style="list-style-type: none"> - Estudos preliminares - Projeto Construção: <ul style="list-style-type: none"> - Planeamento da construção - Execução Serviço: <ul style="list-style-type: none"> - Inspeção - Manutenção - Reparação Alienação: <ul style="list-style-type: none"> - Desmantelamento - (Substituição) 	<ul style="list-style-type: none"> - Riscos
Utilizadores		<ul style="list-style-type: none"> - Atrasos de tráfego - Riscos
Sociedade		<ul style="list-style-type: none"> - Impacto ambiental (poluição, ruído) - Riscos

Em seguida será feita referência a cada uma das principais parcelas de custos diretos e indiretos associados ao ciclo de vida de obras de arte.

4.4.1. Custos diretos

Os custos diretos associados a um determinado parque de obras de arte em funcionamento, que uma dada administradora tem que suportar, são os associados às ações realizadas durante a sua fase de serviço: inspeção, manutenção, reparação ou beneficiação. Uma vez que a necessidade de beneficiação surge em geral na sequência de alterações da solicitação e da funcionalidade da obra de arte, que não serão consideradas na análise, no modelo de custos de ciclo de vida apenas serão considerados os custos de inspeção, manutenção e reparação, para além dos custos de substituição. Todavia, para autores diferentes o conceito subjacente a cada um desses trabalhos pode não ser rigorosamente coincidente, pelo que importa ressaltar que, quando se faz

referências a determinadas publicações, se mantém a designação adotada pela publicação de origem que nem sempre é explicitada.

Enquanto os custos de inspeção e manutenção são distribuídos de forma regular ao longo do tempo, os custos de reparação estão associados a determinados instantes temporais, conforme se ilustrou anteriormente na Figura 4.5. Todos esses custos são, no entanto, função do tipo e das dimensões da obra de arte, para além de outras variáveis como por exemplo o estado das obras.

Uma vez que os custos podem variar significativamente de país para país, a melhor forma de fazer uma análise comparativa entre diferentes países é em termos relativos. No projeto BRIME são indicadas as percentagens anuais de custos de manutenção, reparação e substituição, relativamente ao valor de reconstrução do património, para vários países da Europa. A maioria dos valores dessas percentagens varia entre 0,5% e 1% (Woodward, Cullington *et al.*, 2001). O projeto COST345 também define esses custos como sendo aproximadamente correspondentes a 1% do valor de reconstrução das obras de arte, em que 0,5% serão relativos a custos de manutenção e reparação e os restantes 0,5% serão relativos a custos de substituição (correspondentes a prever uma substituição de 200 em 200 anos), para além de cerca de 0,1% para inspeções (Jordan & Znidaric, 2004).

A partir dos valores referidos nos projetos BRIME e COST345 (Godart & Vassie, 1999; Jordan & Znidaric, 2004) foi construída a Tabela 4.4 com custos e percentagens anuais relativas ao valor patrimonial (correspondentes ao custo de reconstrução das obras de arte), para ações de inspeção, manutenção de rotina, reparação e substituição.

Tabela 4.4 - Relação dos custos diretos anuais de ciclo de vida com o seu valor patrimonial

	V. patrimonial med. por ponte	Custos médios anuais por ponte				% de custos médios anuais				
		Insp (I)	Man (M)	Rep (R)	Sub (S)	I	M	R	S	I+M+R+S
França*	559.545 €	209 €	523 €	1.300 €	141 €	0,04%	0,09%	0,23%	0,03%	0,4%
Finlândia*	192.667 €	80 €	173 €	680 €	680 €	0,04%	0,09%	0,35%	0,35%	0,8%
Alemanha*	867.052 €	87 €	7.803 €		1.301 €	0,01%	0,90%		0,15%	1,1%
Reino Unido*	2.368.421 €	1.579 €	1.579 €	19.737 €	7.895 €	0,07%	0,07%	0,83%	0,33%	1,3%
BRIME						0,5% a 1% (em geral)				
Austria**						0,40%				
Noruega**						0,46%				
Espanha**						0,30%				
Suécia**						1,40%				
Eslovénia**						2,60%				
COST345						0,10%	0,50%	0,50%		1,1%

* Valores referidos no projeto BRIME

** Valores referidos no projeto COST345

A partir da análise da Tabela 4.4 pode verificar-se que a variação em termos absoluta é bastante significativa, no entanto essa diferença fica um pouco atenuada em termos percentuais. A partir dessa tabela pode constatar-se que os encargos anuais a suportar pela entidade administradora poderão ir até cerca de 1% do valor de reconstrução do património.

Em seguida será feita uma referência aos valores dos custos diretos de realização de obras em pontes, apresentando alguns valores considerados em análises de custo de ciclo de vida realizadas em vários países. Esses custos serão apresentados por tipos de intervenção - inspeção e manutenção, reparação e substituição.

4.4.1.1. Custos de inspeção e manutenção de rotina

As ações de inspeção e manutenção são em geral realizadas de uma forma periódica, com uma regularidade variável entre diferentes administrações, mas que em geral não ultrapassa um pequeno número de anos. Para permitir uma comparação independente da periodicidade adotada e da dimensão da obra de arte, os custos desse tipo de intervenções serão agora analisados numa base anual e por m^2 de área de tabuleiro.

A Tabela 4.5 apresenta os custos de inspeção e manutenção relativos a viadutos rodoviários de betão da Holanda (Noortwijk & Klatter, 2004), com um comprimento médio de 65m e uma largura média de 13m. Tendo em conta essas dimensões médias das obras de arte e a periodicidade referida para cada um do tipo de ações, pode estimar-se que os custos anuais rondarão os $0,2\text{€}/m^2/\text{ano}$ para inspeção e os $0,8\text{€}/m^2/\text{ano}$ para manutenção de rotina.

Tabela 4.5 - Custos de inspeção e manutenção de viadutos rodoviários de betão sobre a autoestrada - adaptado de (Noortwijk & Klatter, 2004)

Intervenção	Custo	Periodicidade	Custo/ano
Inspeção	1650 €	10	165 €
Manutenção de rotina	700 €	1	700 €

Esses valores são consentâneos com os apresentados no gráfico da Figura 4.7 relativamente à distribuição dos custos a suportar pela administração holandesa de uma ponte de grandes dimensões em betão (tabuleiro com $1530m^2$) ao longo dos primeiros 75 anos da sua fase de serviço.

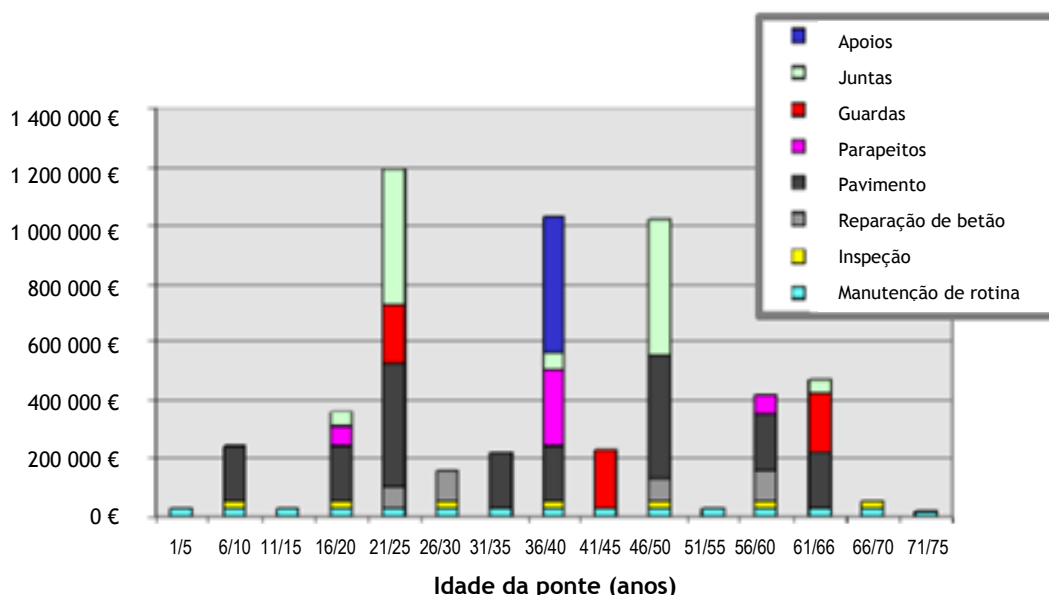


Figura 4.7 - Distribuição dos custos diretos numa ponte em betão de grandes dimensões (tabuleiro com 585 x 18m) (Klatter, 2011)

O projeto ETSI (Jutila & Sundquist, 2007) refere um estudo com valores muito diferenciados para os custos de manutenção em vários Estados dos Estados Unidos da América: de cerca de 0,03 até 0,20\$/m²/ano (Lopez-Anido, 2001). De qualquer forma, os resultados apresentados na Tabela 4.6 para o estado da Florida indicam que os custos variam entre 0,31 e 0,62€/m²/ano para a manutenção corrente, apresentando assim uma ordem de grandeza já mais próxima dos valores anteriormente referidos.

Tabela 4.6 - Custos de manutenção de pontes no Estado Norte Americano da Florida (FDP, 2011)

Trabalhos em pontes	Custo (\$/ft ²)		Custo (€/m ²)*	
	min	max	min	max
Manutenção anual	0,02	0,04	0,31	0,62

* considerando 1ft=0,3048m; 1\$=0,7€ (ano de 2011)

Em Portugal, a EP prevê que os custos de conservação corrente sejam da ordem dos 1000€/ponte/ano (Horta, 2012), no entanto este valor engloba diversos tipos de trabalhos, desde a limpeza e manutenção propriamente ditas, até substituição de juntas de dilatação, pequenas intervenções em partes submersas, entre outras reparações ligeiras que não obriguem a projeto de execução. Uma vez que nesses custos as parcelas de limpeza, selagem e manutenção

correspondem a cerca de 50% (Horta, 2012), considerando uma área média de tabuleiro de cerca de 600m², essas parcelas corresponderiam a cerca de 0,83€/m²/ano. Nessa mesma apresentação a EP também refere que nos últimos anos houve um grande aumento da parcela de custos de manutenção corrente, pelo que no passado o nível de investimento nesse tipo de intervenções seria inferior. Por outro lado, espera-se que num futuro próximo, com a continuidade do nível de conservação agora implementado, os custos desse tipo de intervenções venham a estabilizar em baixa. Segundo informações obtidas junto de especialistas da EP no decurso do ano de 2013, será adequado considerar que os custos de inspeção rondarão os 0,2€/m²/ano e que os custos de manutenção rondarão os 0,8€/m²/ano, os valores referidos por Noortwijk e Klatter (2004),

Nas pontes ferroviárias, a REFER faz inspeções com uma periodicidade média de 4 anos e realiza ações de manutenção corrente com uma periodicidade aproximadamente anual. De acordo com informação obtida junto da REFER, os custos estimados para a sua realização dessas ações nas suas pontes tendem a ser inferiores aos anteriormente referidos para as pontes rodoviárias, contudo, importa ressaltar que essa estimativa se baseia apenas em valores de custos internos, sem qualquer margem comercial, uma vez que essas ações são em geral realizadas por equipas de técnicos da própria empresa.

Importa no entanto referir que a grande variabilidade associada a estes custos, nomeadamente, os de manutenção, está muito associada aos trabalhos englobados nessas parcelas e ao grau de intervenção a eles associados. Na verdade, esses fatores, muito mais do que a própria diferença dos custos de construção entre os vários países, podem afetar muito significativamente o preço unitário atribuído a essas atividades.

4.4.1.2. Custos de reparação

As reparações das obras de arte podem contemplar apenas uma determinada zona ou a generalidade da obra de arte, podendo ainda ser realizadas em diferentes estados de degradação da estrutura e com diferentes níveis de intervenção. As reparações são em geral realizadas com base num projeto cujo custo corresponderá a cerca de 10% do custo total de realização dessa intervenção (Branco & Brito, 2004; Brito, 2011).

No projeto ETSI é feita referência aos parâmetros de custos de pequenas pontes em betão, com vãos de cerca de 6m, que se apresentam na Tabela 4.7.

Tabela 4.7 - Custos associados a pequenas pontes em betão com vãos de cerca de 6m - segundo uma publicação finlandesa (Rautakorpi, 2004) referida no projeto ETSI (Jutila & Sundquist, 2007)

Intervenção	Custo*	Duração	Periodicidade
Manutenção	530 €/ano		
Reparação	41000 € a 53000 €	70 dias	35 a 40 anos

* Custo atualizado para 2012 com uma taxa de inflação anual de 2%

Para obras de arte de maiores dimensões, a partir do gráfico da Figura 4.7, anteriormente apresentada relativamente a pontes holandesas, é possível verificar que o conjunto dos custos diretos de inspeção, manutenção e reparação corresponde a um valor médio anual de $7\text{€/m}^2/\text{ano}$ (Klatter, 2011). Se a esse valor se deduzir o valor de $1\text{€/m}^2/\text{ano}$ anteriormente referido para a inspeção e manutenção das obras de arte, o custo das intervenções de reparação será aproximadamente $6\text{€/m}^2/\text{ano}$, correspondentes a cerca de 63.000€/ano para esse tipo de viadutos de betão. Nesse caso, em termos anuais, os custos de reparação correspondem a 6 vezes o custo de inspeção e manutenção, relação semelhante à apresentada para o Reino Unido na Tabela 4.4. Pela observação da Figura 4.7, é possível verificar que o pico máximo de custo direto verificado é de $1,2\text{M€}$ que correspondem a 114€/m^2 , no entanto, como se pode ver nesse gráfico, esse tipo de intervenções são bastante frequentes.

No trabalho de Furuta *et al.* (2006) são consideradas as duas seguintes hipóteses de reparação durante o período de funcionamento das obras (com valores resultante da conversão dos custos em Yens para Euros com uma taxa de 0.007€/Yen , correspondente à indicada no site do Banco de Portugal para o início do ano de 2006): reparação de um mês com um custo de cerca de 511€/m^2 ou reparação ligeira, em duas semanas, com um custo de cerca de 245€/m^2 .

A partir do estudo dos trabalhos realizados entre 2005 e 2009 em 180 pontes rodoviárias em betão, localizadas numa zona de França (Orcesi & Cremona, 2011a), foram registados os valores apresentados na Tabela 4.8. Nos dois primeiros tipos de manutenção não foi considerado qualquer impacto significativo sobre a condição de trânsito, no entanto, na reabilitação já foi considerada uma redução da capacidade das vias.

Tabela 4.8 - Intervenções em pontes rodoviárias em betão (Orcesi & Cremona, 2011a)

Tipo de intervenção	Custo médio	Duração média	Impacto no tráfego
Manutenção corrente	100.000€	7 dias	
Manutenção preventiva	200.000€	7 dias	
Reabilitação	400.000€	21 dias	Redução de 10% da capacidade

Os custos de cada reparação dependem naturalmente do estado em que a obra de arte se encontra e do tipo de correção que se pretender efetuar. Na Tabela 4.9 é apresentada uma estimativa de custos em função do estado de condição antes e depois da realização da intervenção efetuada, estabelecida a partir de um conjunto de obras realizadas em pontes francesas (Orcesi & Cremona, 2011b) classificadas segundo a escala de classificação IQOA, já anteriormente referida (Cremona, 2009). Segundo esse trabalho o custo de passagem do nível correspondente ao EC4 para o nível correspondente ao EC1 é de 335€/m². No entanto, esse valor é um pouco inferior a outros referidos por Orcesi, como os que adiante se apresentam na Figura 4.8. As percentagens de 90%, 80% e 70% indicadas na Tabela 4.9 para correção dos custos quando a intervenção não melhora a condição da obra de arte para o melhor nível foram definidos, segundo os autores (Orcesi & Cremona, 2011b).

Tabela 4.9 - Custos de intervenções de melhoria de condição IQOA (Orcesi & Cremona, 2011b)

Estado anterior	Custo de intervenção (€/m ²) para melhorar para o estado			
	1 - Bom	2	2E	3
2 - Precisa de manutenção não urgente.	85			
2E - Precisa de manutenção urgente.	249	0,9 x 249		
3 - Danos estruturais.	335	0,9 x 335	0,8 x 335	
3U - Danos estruturais graves.	2265 *	433	0,8 x 433	0,7 x 433

* Custo de demolição e reconstrução

Admitindo uma conversão linear da escala de classificação IQOA com a escala de EC de 5 níveis é possível inferir, a partir dos valores apresentados na Tabela 4.9, os coeficientes apresentados na Tabela 4.10. para correção dos custos unitários de reparação em função do EC das obras de arte antes de realizar a intervenção. Dessa forma, depois de determinar por exemplo os custos unitários relativos a pontes em EC4, será possível fazer a sua correção para outros níveis em função do EC previsto para a ponte na altura da intervenção.

Tabela 4.10 - Variação dos custos de intervenção com o EC da obra de arte (Orcesi & Cremona, 2011b)

EC antes	Coefficiente multiplicativo em relação a EC4
2	0,25
3	0,75
4	1,00
5	1,50

Pode ainda referir-se que Adey e Hajdin (2008) referem uma relação entre o custo de intervenção numa ponte EC3, relativamente a uma ponte EC4, de 64% e 70%, respetivamente para reabilitações e renovações, como se pode verificar na Tabela 4.11. A Tabela 4.11 apresenta valores em euros que resultam da seguinte conversão do franco suíço: CHF=0,6€ (taxa de conversão indicada no site do Banco de Portugal para o início do ano de 2008). Esses valores apresentados na Tabela 4.11 indiciam um coeficiente multiplicativo para EC3 ligeiramente inferior ao apresentado na Tabela 4.10 mas de ordem de grandeza similar.

Tabela 4.11 - Variação dos custos intervenção com o EC (Adey & Hajdin, 2008)

EC antes	Reabilitação	Renovação	Substituição
3	212 €/m ² (64%)	424 €/m ² (70%)	2 121 €/m ²
4	334 €/m ² (100%)	606 €/m ² (100%)	2 121 €/m ²
5	2 121 €/m ²	2 121 €/m ²	2 121 €/m ²

Orcesi (2008) faz ainda referência a um estudo realizado por Binet que apresenta a variação dos custos de reparação por área de tabuleiro, não só com o estado de condição inicial da obra de arte, mas também com a sua tipologia, de acordo com o que se ilustra na Figura 4.8. Os custos por área de tabuleiro apresentados nesse estudo, que remonta a 1996, são por vezes superiores aos apresentados anteriormente na Tabela 4.9 para as intervenções de melhoria até ao melhor nível de estado de condição. Para além disso, na Figura 4.8 é possível constatar ainda que as pontes em alvenaria apresentam um custo tendencialmente superior ao das pontes em betão.

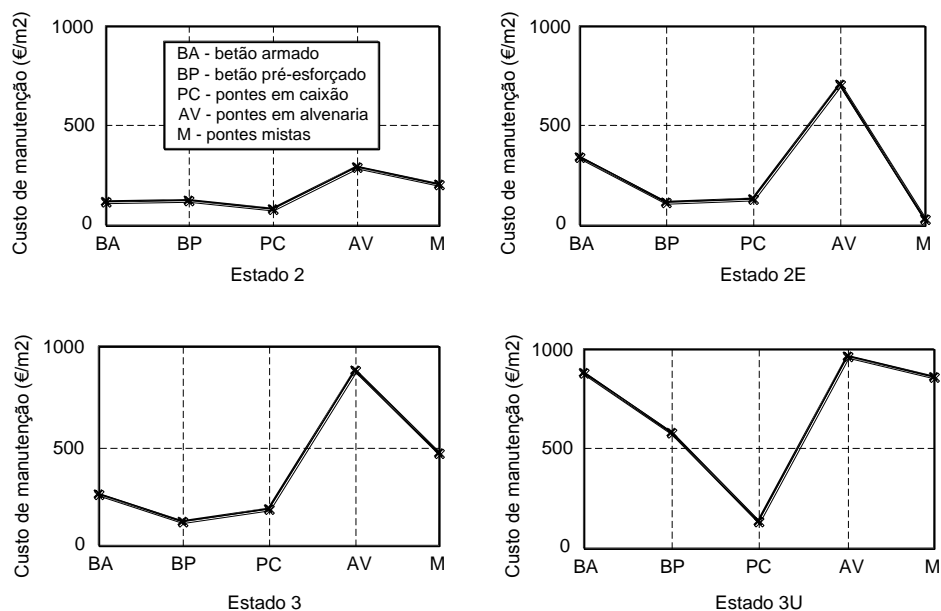


Figura 4.8 - Custos de intervenção em função do estado das pontes - estudo de (Binet, 1996) referido por Orcesi (Orcesi, 2008)

Na Figura 4.9 é apresentada uma outra proposta relativa à estimativa dos custos de intervenção em obras de arte, que também considera a sua variação em função do principal material estrutural. Nessa figura o custo de reparação, determinado a partir da análise estatística de obras passadas, é definido a partir de uma percentagem dos custos de substituição da ponte em função da sua idade e do principal material estrutural. Nesse gráfico, pode por exemplo verificar-se que a reparação de uma ponte mista passa a custar o mesmo que a sua substituição a partir dos 100 anos de idade e que isso se verifica mais cedo para pontes metálicas e mais tarde para pontes em alvenaria ou de betão.

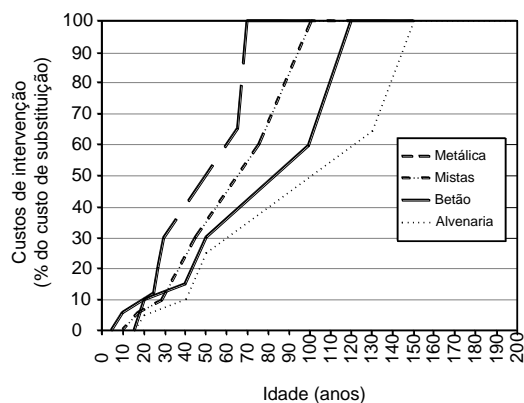


Figura 4.9 - Custos de intervenção em pontes em função do tempo e do material estrutural - (Adey, Hajdin *et al.*, 2006) referido em (Jutila & Sundquist, 2007)

A partir da informação apresentada na Figura 4.8 e na Figura 4.9, e considerando que os custos de reconstrução das pontes dos vários materiais estruturais são semelhantes, podem inferir-se os coeficientes multiplicativos de correção dos custos em função dessa variável que se apresentam na Tabela 4.12.

Tabela 4.12 - Variação dos custos de intervenção com o material estrutural

Material	Coeficiente Multiplicativo dos Custos	
	Figura 4.8	Figura 4.9
Alvenaria	2,75	0,75
Betão	1,00	1,00
Mista	1,35	1,25
Metálica		1,50

Os valores referidos são todos relativos a pontes rodoviárias, no entanto, admite-se que nas pontes ferroviárias esses custos possam ser de certa forma similares. De qualquer forma, adiante, será feito um estudo comparativo de custos associados a reparações efetuadas em pontes rodoviárias e ferroviárias onde serão tecidas algumas considerações sobre esse aspeto.

4.4.1.3. Custos de substituição

Tal como para a reparação, serão agora referidos alguns valores de custos relativos à substituição de pontes. Antes porém, importa referir que, em termos percentuais, Furuta, Koyoma e Frangopol (2006) estimam que a reconstrução tenha um custo de cerca de 120% do custo de construção.

Um estudo comparativo de custos de pontes realizado no Estado Norte-Americano da Califórnia (DT, 2012) indica custos de demolição correspondentes a 5 a 10% do custo de construção, mas relativamente ao Estado da Florida (FDP, 2011), já há referências de valores de demolição e reconstrução que podem indiciar um maior peso relativo dessa tarefa, com relações que poderão ser da ordem dos 20% ou mais, como se pode verificar a partir dos valores apresentados na Tabela 4.13. A partir dos valores indicados nessa tabela, é ainda possível verificar que o custo de construção de pontes mistas de médio ou longo vão é 23% superior ao custo de construção desse mesmo tipo de obras de arte em betão. Para além disso, na Califórnia, os custos de construção de

pontes metálicas apresentam uma gama de variação que é cerca de 30% superior à apresentada para as pontes em betão.

Tabela 4.13 - Custos de construção de pontes nos EUA (FDP, 2011; DT, 2012)

Estado	Trabalho	Obra de Arte	Custo (\$/ft ²)			Custo (€/m ²)*			Rácio c/custo em betão
			min	max	med	min	max	med	
Califórnia	Construção	Betão	110	345	228	829	2599	1714	
Califórnia	Construção	Aço	170	425	298	1281	3202	2242	131%
Flórida	Construção	Betão - pequeno vão	80	160	120	603	1206	904	
Flórida	Construção	Betão - méd/longo vão	77	145	111	580	1093	836	
Flórida	Construção	Mista - méd/longo vão	100	173	137	753	1304	1028	123%
Flórida	Alargamento		120	250	185	904	1884	1394	
Flórida	Demolição		18	50	34	136	377	256	

* considerando 1ft=0,3048m; 1\$=0,7€ (ano de 2011)

Os custos de substituição de obras de arte referidos no projeto COST345 relativamente a vários países da Europa (Jordan & Znidaric, 2004) correspondem a valores médios que vão desde os 800€/m² até aos 2200€/m². Esse limite superior é aliás próximo dos 2265€/m² indicados na Tabela 4.9 (Orcesi & Cremona, 2011b) como custo de demolição e reconstrução. A Tabela 4.14 vem também ao encontro dessa gama de valores, apresentando custos de substituição que variam entre os 1000€/m² para as obras de arte maiores e os 2000€/m² para as obras de arte menores, levando assim a concluir que escalas maiores conduzem a uma diminuição do custo por área de tabuleiro, resultante de uma maior diluição dos custos fixos.

Tabela 4.14 - Custos médios de substituição de obras de arte em betão - adaptado de (Noortwijk & Klatter, 2004)

Tipo de estrutura	Nº obras de arte	Comp. (m)	Larg. (m)	Custo médio	Custo méd./m ²
Passagem Superior (PS)	1654	65	13	1.800.000 €	2.130 €
PS ou ponte pequena	1264	61	16	2.000.000 €	2.049 €
Ponte grande	56	1070	18	15.200.000 €	789 €

A Tabela 4.15 apresenta valores de custos de construção e reconstrução de obras de arte rodoviárias e ferroviárias Francesas. Através da sua análise, pode verificar-se que esses custos

tendem a ser maiores nas pontes ferroviárias do que nas pontes rodoviárias. Segundo a Tabela 4.15, os custos de construção das pontes ferroviárias metálicas podem chegar a atingir o dobro dos custos relativos às pontes rodoviárias de igual material estrutural. Porém, nas pontes em betão armado, o custo de construção das pontes ferroviárias até é ligeiramente inferior ao custo de construção das pontes rodoviárias. No que respeita ao principal material estrutural, a Tabela 4.15 mostra que as obras de arte em betão pré-esforçado e as obras de arte metálicas apresentam custos de construção por área de tabuleiro que em média são superiores aos das obras de arte em betão, correspondendo respetivamente a uma majoração de 25% e de 55% desses custos. A relação entre os custos de construção de pontes de diferentes materiais parece assim manter a tendência anteriormente verificada aquando da análise dos dados da Tabela 4.13 e é consentânea com os coeficientes anteriormente apresentados na Tabela 4.12.

Tabela 4.15 - Custos de construção e reconstrução de obras de arte rodoviárias e ferroviárias francesas - adaptado de SETRA (2004)

Custo (€/m ²)		BA	BPE	M	Todos
Reconstrução	Rodovia	1650	1940	1874	1820
Construção	Rodovia	1529	1447	1336	1420
Construção	Auto-estrada	1049	1153	1643	1301
Construção	Ferrovia	1469	2588	3861	2526
Relação entre custos		BA	BPE	M	Todos
Reconstrução/Construção rodovia		108%	134%	140%	128%
Construção ferrovia/rodovia		89%	133%	206%	139%
Construção ferrovia/auto-estrada		140%	224%	235%	194%
Coef. Material médio em relação ao betão		100%	125%	155%	125%

BA - Betão armado; BPE - Betão Pré-esforçado, M- Metálica ou Mista

Segundo dados relativos a obras de arte do Reino Unido os custos de construção de obras de arte ferroviárias também podem ser bastante superiores aos das obras de arte rodoviárias, chegando a verificar-se um aumento até de cerca de 50%, como se pode verificar na Tabela 4.16. A partir dessa tabela é possível verificar que o custo por área de tabuleiro é maior nas passagens superiores e menor nas passagens inferiores. Para além disso, pode ainda constatar-se uma redução significativa do custo por área de tabuleiro com o aumento do número de vãos, uma vez que em obras de arte maior os custos fixos ficam mais diluídos. Quando as passagens desniveladas são materializadas com 4 ou mais vãos em vez de um, verifica-se uma redução dos custos para menos de metade.

Tabela 4.16 - Custos de construção de obras de arte rodoviárias e ferroviárias do Reino Unido
(Moore, 2006)

Tipo	Nº de vãos	Custo de construção (£/m ²)*		Custo de construção (€/m ²)*		
		Rodovia	Ferrovia	Rodovia	Ferrovia	Ferrovia/Rodovia
PS	1	5200	7100	7800	10650	137%
PS	2	4250	4250	6375	6375	100%
PS	3	2700	3775	4050	5663	140%
PS	4 ou mais	2125	3300	3188	4950	155%
PI	1	5050		7575		
PI	2	3550		5325		
PI	3	2100		3150		
PI	4 ou mais	2050		3075		

* Considerando 1£ = 1,5€ (ano de 2006)

Como seria de esperar a partir da análise da Figura 4.1, em Portugal, o custo de reconstrução de pontes ferroviárias assume valores de menor ordem de grandeza, com valores que rondam os 1000€/m². A Tabela 4.17 apresenta os custos médios de reconstrução estimados com base na análise de um conjunto de obras da REFER construídas em diferentes condições de trabalho (Ribeiro, 2007) - com interrupção total do tráfego da via-férrea (obras realizadas na Linha de Guimarães aquando da substituição da bitola estreita pela bitola larga e no Ramal de Braga aquando da duplicação da via existente) e com as vias férreas em exploração (obras realizadas nas linhas do Douro e do Minho aquando da sua duplicação). A partir dessa tabela é possível verificar que a realização da reconstrução da obra de arte mantendo a circulação na via-férrea que lhe está associada, pode chegar a ser responsável pela duplicação dos custos, particularmente nas passagens desniveladas. Para além disso, ao contrário do que se verificara anteriormente na Tabela 4.16, pode observar-se um custo por área de tabuleiro maior nas passagens inferiores do que nas passagens superiores.

Tabela 4.17 - Custos médios de reconstrução de obras de arte ferroviárias em Portugal - tabela construída com base nos casos referidos por Ribeiro (2007)

Tipo de obra de arte	Custo de construção (€/m ²)		
	Sem circulação na via	Com circulação na via	Com circ./Sem circ.
PS ferroviárias	550	1300	236%
PI ferroviárias	2200	5000	227%
Pontes e Viadutos ferroviários	400 a 1300	1000 a 1200	129%

4.4.2. Custos indiretos

Os custos indiretos associados ao ciclo de vida das obras de arte podem ser de diferente natureza. Em seguida será feita uma breve referência a custos indiretos que podem estar associados às pontes: custos suportados pelos utilizadores das vias associadas a essas obras de arte, custos suportados pela sociedade em geral e custos relativos à vulnerabilidade dessas infraestruturas.

4.4.2.1. Custos para os utilizadores

Os decisores nem sempre estão devidamente sensibilizados para a necessidade de considerar os custos suportados pelos utilizadores de um determinado tipo de infraestrutura. No entanto, o reconhecimento da importância da sua consideração tem vindo a aumentar porque, para além de em alguns países haver já evidências da importância a longo prazo da sua consideração, algumas instituições internacionais começam a impor análises que os indicam como obrigatórios para atribuição de financiamento.

Orcesi e Cremona (Orcesi & Cremona, 2011a) estimam que o custo de congestão de tráfego rodoviário devido a trabalhos nas vias na união Europeia possa chegar aos 10 ou 20 biliões de euros por ano. No entanto, os custos indiretos para o utilizador representam, segundo o projeto ETSI (Jutila & Sundquist, 2007), apenas cerca de 15% dos custos totais de intervenção. Na verdade, o impacto mais significativo acaba por ser o que advém das intervenções na própria via, que muitas vezes acaba por englobar também os trabalhos mais superficiais realizados nos tabuleiros das pontes que podem em geral ser realizados sem grandes interferências na circulação sobre e sob as mesmas.

Tratando-se de infraestruturas associadas à prestação de um serviço de interesse público, as parcelas relativas ao custo dos utilizadores devem ser incluídas nas análises. Quando os níveis de tráfego das vias associadas às pontes são elevados e as restrições da funcionalidade das vias são severas, esses custos podem chegar a assumir algum relevo. Os custos indiretos para os utilizadores que advém de obras de reparação ou substituição de obras de arte podem ser estimados a partir da duração desse tipo de intervenções e das respetivas implicações no tráfego que lhes está associado.

A esse tipo de custos podem ainda acrescer os associados a uma eventual variação do número de acidentes viários devido aos trabalhos que afetam a via (Jutila & Sundquist, 2007; Thoft-Christensen, 2009; Gervásio, 2010). Alguns trabalhos chegam ainda a avaliar o impacto na rede de

tráfego onde as vias associadas às obras de arte se inserem (Adey, Hajdin *et al.*, 2004; Furuta, Koyoma *et al.*, 2006). Par além disso, quando se permitem níveis de degradação mais sérios, pode ainda ser de considerar as restrições de funcionalidade que tenham que ser impostas extra períodos de intervenção como por exemplo as resultantes da restrição da carga máxima ou da velocidade de circulação na ponte.

Os custos indiretos para o utilizador são talvez os mais diferenciados entre obras de arte rodoviárias e ferroviárias, sobretudo por razões relacionadas com as diferentes implicações resultantes de eventuais restrições à sua funcionalidade. Na verdade, nas pontes ferroviárias, geralmente inseridas em redes de transporte com menor grau de redundância que as pontes rodoviárias, os custos para os utilizadores podem chegar a assumir um maior significado. Todavia, no caso das pontes ferroviárias, alguns dos custos indiretos já estão internalizados, por exemplo por via de compensações monetárias aos passageiros pelos atrasos.

4.4.2.2. Custos para a sociedade

Para além dos custos indiretos para o utilizador anteriormente referidos, pode haver ainda outro tipo de custos indiretos como os de natureza sociocultural, económica, ambiental e até política. Na verdade, quando há por exemplo necessidade de encerrar temporariamente a circulação numa ponte, há uma grande afetação da mobilidade de pessoas e bens que pode acarretar prejuízos sérios na economia local, como por exemplo os resultantes da diminuição do volume de vendas de um determinado produto por dificuldade de acesso a um determinado estabelecimento comercial.

Do ponto de vista ambiental, Gervásio (2011) apresenta uma análise de ciclo de vida, aplicada no apoio à escolha da melhor solução de projeto de uma obra de arte, tendo em conta a sua sustentabilidade e cumprindo as normas relativas à gestão ambiental (ISO14040, 2006; ISO14044, 2006). Nessa análise, para além dos critérios económicos (custos de produção dos materiais, de construção, de manutenção, de reabilitação e de fim de vida, como por exemplo os associados à demolição) são considerados critérios ambientais (saúde e bem-estar, recursos naturais, ecossistema e produção de resíduos) e sociais (operação de veículos, segurança e atrasos nos percursos). Os custos ambientais associados às intervenções de reparação e substituição também já foram estimados a partir da quantidade de poluentes resultantes desse tipo de ações, no âmbito do projeto ETSI (Brattebø, 2012). Para além disso, o projeto ETSI, ainda que apenas no âmbito da análise multicritério, tem também em consideração os valores estético-culturais de cada uma das obras de arte (Salokangas, 2009). Importa no entanto referir que, como sublinha Thoft-Christensen (2012), a quantificação dos custos ambientais relativos a intervenções de

reparação e substituição de infraestruturas é bastante complexo e difícil de modelar, sendo por vezes, em certos aspetos, mesmo impossível de quantificar.

Estes custos indiretos para a sociedade podem ser considerados tanto em termos de custos como termos de benefícios uma vez que o estado das obras de arte pode, por exemplo, acabar por ter reflexos positivos no bem-estar da sociedade e no desenvolvimento de uma região. No entanto, esses fatores nem sempre são devidamente considerados por parte do decisor que muitas vezes não está devidamente sensibilizado para a sua importância.

Na verdade, estas externalidades não são de fácil quantificação, acabando por ser muitas vezes classificadas como intangíveis. Porém, uma forma de tentar dar o devido relevo a essas questões numa análise de CCV pode por exemplo passar pela atribuição de um maior peso relativo aos custos indiretos tangíveis, de certa forma correspondente a considerar que os restantes poderão ser proporcionais a esses.

4.4.2.3. Custos de vulnerabilidade

Quando se avaliam os riscos associados às vulnerabilidades das obras de arte, relativamente a determinados tipos de riscos, é possível estimar também os custos que lhe poderão estar associados. Os custos de vulnerabilidade podem ser determinados pelo produto dos custos económicos associados às consequências de um determinado acontecimento pela probabilidade de ocorrência desse mesmo acontecimento (Einstein, 2005).

O custo de rotura pode ser estimado tendo em conta os danos materiais, a perda de vidas, a perda social e ainda os impactos social, ambiental, histórico e cultural inerentes ao colapso da obra de arte, para além dos custos de demolição e de substituição (Pastor, Torrealba *et al.*, 2000; Frangopol & Bocchini, 2011). Frangopol & Bocchini (2011) sublinham ainda o facto de o custo de perder uma ponte também dever refletir o facto de haver outras vias associadas que ficam sem utilização. A metodologia de análise de custos de ciclo de vida considerada nos EUA, segundo o manual da NCHRP para esse tipo de estudos (Hawk, 2003), engloba também outros tipos de custos extraordinários associados à vulnerabilidade, como por exemplo os associados a uma explosão, a um acidente viário, a uma cheia ou um sismo. No entanto, a avaliação das várias probabilidades de ocorrência e dos custos correspondentes pode tornar a análise bastante complexa.

De qualquer forma, importa referir que o custo de rotura das pontes correntes em bom estado é muito baixo. Assim, os custos de vulnerabilidade podem ser suprimidos da análise de custos de ciclo de vida relativas a obras de arte com bons níveis de performance (Sundquist & Karoumi).

4.5. Estudo de intervenções realizadas no passado em pontes portuguesas

Depois de referir os principais custos associados a pontes e de apresentar alguns dos seus valores para outros países, será apresentado um estudo de determinação dos parâmetros de custo mais adequados às pontes rodoviárias e ferroviárias portuguesas - nomeadamente o custo unitário, a duração e as restrições de funcionalidade associadas a cada tipo de intervenção.

Esse estudo foi efetuado a partir dos dados de intervenções realizadas em Portugal ao longo da última década e de mais algumas intervenções já programadas para um futuro próximo. Os dados considerados relativamente a pontes rodoviárias e ferroviárias foram gentilmente fornecidos pela EP e pela REFER, respetivamente, no âmbito da colaboração estabelecida com essas duas entidades ao longo do trabalho de investigação que se apresenta. A caracterização geral do parque de obras de arte dessas duas entidades gestoras pode ser consultada no Anexo A.

4.5.1. Obras de arte rodoviárias da EP

O nível de investimento anual da EP sofreu grandes alterações ao longo da última década, como se pode observar através do gráfico apresentado na Figura 4.10. Na verdade, o investimento anual da EP diminuiu muito significativamente nos últimos anos e essa diminuição resulta sobretudo da acentuada redução da parcela de construção de novas vias e obras de arte.

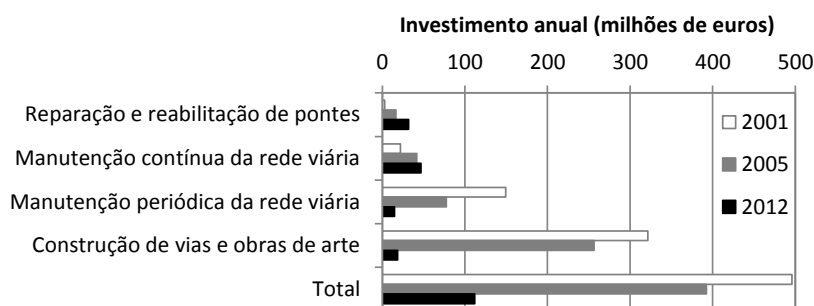


Figura 4.10 - Alterações no investimento da EP na última década (Horta, 2012)

Por outro lado, em termos de investimento na reparação e reabilitação de obras de arte, houve um aumento da dotação orçamental muito significativo. Para além disso, em termos relativos, pode verificar-se que o custo relativo às intervenções de reparação e reabilitação de obras de arte, que em 2001 representava cerca de 1% do investimento total da EP, representa agora 28% do total.

Os custos anuais com as intervenções realizadas pela EP nas suas obras de arte e o correspondente custo médio por obra de arte ao longo dos anos da última década estão apresentados na Tabela 4.18. No entanto, importa referir que esses custos médios são relativos a diversos tipos de intervenções, com diferentes objetivos e realizadas quer de forma pontual quer de forma global, pelo que interessa diferenciar esses custos tendo em conta o tipo de obra que foi realizada. De qualquer forma, tendo em conta que a EP é responsável por 5724 obras de arte (Horta & Lopes, 2012), pode verificar-se que nos últimos anos o investimento médio da EP foi cerca de 10 mil euros anuais por cada uma dessas infraestruturas.

Tabela 4.18 - Custos das intervenções realizadas pela EP nos últimos anos (Horta & Lopes, 2012)

Ano	Nº de obras	Custo total com intervenções	Custo médio por intervenção
2001	1	3.000.000 €	3.000.000 €
2002	8	3.800.000 €	475.000 €
2003	10	3.500.000 €	350.000 €
2004	52	13.600.000 €	261.538 €
2005	32	13.600.000 €	425.000 €
2006	32	17.900.000 €	559.375 €
2007	44	17.200.000 €	390.909 €
2008	49	33.100.000 €	675.510 €
2009	56	31.600.000 €	564.286 €
2010	49	25.800.000 €	526.531 €
2011	125	54.000.000 €	432.000 €
2012 (estimativa)	164	54.300.000 €	331.098 €
Total	622	271.400.000 €	436.334 €

Para avaliar de forma mais pormenorizada os custos associados à gestão de obras de arte em Portugal, foi estabelecido um protocolo de colaboração com a EP que permitiu reunir mais dados relativos às intervenções realizadas nas suas pontes nos últimos anos. A análise da base de dados relativa às várias centenas de intervenções realizadas pela EP ao longo da última década, em

conjugação com uma avaliação crítica efetuada a partir da experiência dos próprios técnicos da EP, permitiu estimar de forma mais precisa os custos unitários indexados aos vários tipos de intervenções.

A partir de um conjunto das várias centenas de intervenções realizadas nos últimos anos, foram selecionadas as que foram realizadas de forma generalizada e sem especificidades com impacto significativo no custo e na duração das intervenções. Para além disso, os registos das intervenções foram ainda agrupados tendo em conta a classificação do tipo de intervenção realizado nas obras: intervenção de emergência, intervenção parcial, estabilização das fundações, reparação, substituição, entre algumas outras. Os custos das intervenções realizadas ao longo de diferentes anos foram todos atualizados ao ano de 2012 considerando uma taxa de inflação média anual de 2%.

De entre as intervenções de reparação foram ainda selecionadas as que foram efetuadas com o intuito de melhorar o estado de condição da obra de arte. Nas empreitadas relativas a reparações em mais do que uma obra de arte o custo total foi repartido de forma proporcional à área do tabuleiro de cada uma delas e a duração da intervenção em cada uma das pontes foi considerada como sendo sempre igual à total.

Os principais resultados da análise estatística do conjunto de registos de intervenções de reparação que se reuniu são apresentados na Tabela 4.19. Em termos de custos, pode constatar-se que a relação entre o desvio padrão e a média é menor nos custos por área de tabuleiro. No entanto, em termos de duração das reparações, parece haver uma menor variabilidade em termos de número total de dias de intervenção. Por essa razão, os parâmetros unitários que serão considerados serão o custo por metro quadrado de tabuleiro e a sua duração total, com valores medianos de cerca de 1200€/m² e 180 dias, respetivamente. Importa referir desde já que os coeficientes de variação quer dos custos por área de tabuleiro, quer da duração total da intervenção são respetivamente de cerca de 52% e 56%. Esses valores são no entanto mais altos do que o desejável, facto que resulta, por um lado, do ainda pequeno número de registos disponíveis em Portugal e, por outro lado, da grande multiplicidade de vetores que pode afetar cada um destes parâmetros. Na verdade, a amostra de dados reunidos é ainda pouco significativa em termos de dimensão, de qualquer forma, importa efetuar uma análise dos dados existentes de forma a tentar perceber as principais tendências que podem ser observadas. Para além disso, caso se faça uma subdivisão dos registos de acordo com algumas características das obras de arte, a variabilidade desse parâmetro poderá vir a diminuir.

Tabela 4.19 - Registos de intervenções de reparação realizadas em obras de arte da EP

	Custo	Custo/m	Custo/m ²	Dias	Dias/m	Dias/m ²
Mediana	304.064 €	10.267 €	1.235 €	180	4	0
Média	559.478 €	14.617 €	1.348 €	174	8	1
Desvio Padrão	646.666 €	12.979 €	707 €	98	10	1
Coeficiente de Variação	116%	89%	52%	56%	133%	136%
Nº de registos	92	92	92	54	54	54

A correlação do custo e da duração das reparações com algumas das características das obras de arte, medida pelo coeficiente de correlação linear, é a apresentada na Tabela 4.20. A partir da observação dessa matriz de correlação é possível constatar que o custo das reparações varia significativamente com o comprimento das obras de arte. Como seria de esperar, tanto o custo como a duração aumentam significativamente com o comprimento total da obra, no entanto, os seus valores por metro de comprimento ou por metro quadrado de área diminuem com o aumento das características dimensionais.

Tabela 4.20 - Matriz de correlação dos custos e da duração das reparações com algumas características das obras de arte da EP

	Custo	Custo/m	Custo/m ²	Dias	Dias/m	Dias/m ²	Comp.
Custo	100%						
Custo/m	-11%	100%					
Custo/m ²	-18%	72%	100%				
Dias	29%	4%	10%	100%			
Dias/m	-37%	46%	58%	5%	100%		
Dias/m ²	-38%	31%	52%	6%	96%	100%	
Comp.	90%	-33%	-41%	32%	-41%	-39%	100%
Nº de regist	92	92	92	54	54	54	92

Por essa razão, importa analisar melhor a variação do custo e da duração das reparações com o comprimento das obras de arte. A variação desses parâmetros com o principal material estrutural e com o comprimento total da obra de arte está ilustrada na Figura 4.11 e na Figura 4.12, respetivamente. A partir da análise dessas figuras é possível verificar que o custo de reparação por área de tabuleiro tende a ser menor e menos variável para as obras de arte de maior comprimento total. No entanto, relativamente à duração, nos casos em que esse parâmetro é conhecido, verifica-se uma variação aparentemente mais aleatória. Na maioria dos registos o principal material estrutural é o betão ou a alvenaria de pedra, sendo a maioria dos registos de outros materiais relativa a obras de arte de pequenos comprimentos. De qualquer forma, não é

observável uma diferenciação do valor do custo unitário ou da duração associada ao facto de a obra de arte ser em betão ou em alvenaria.

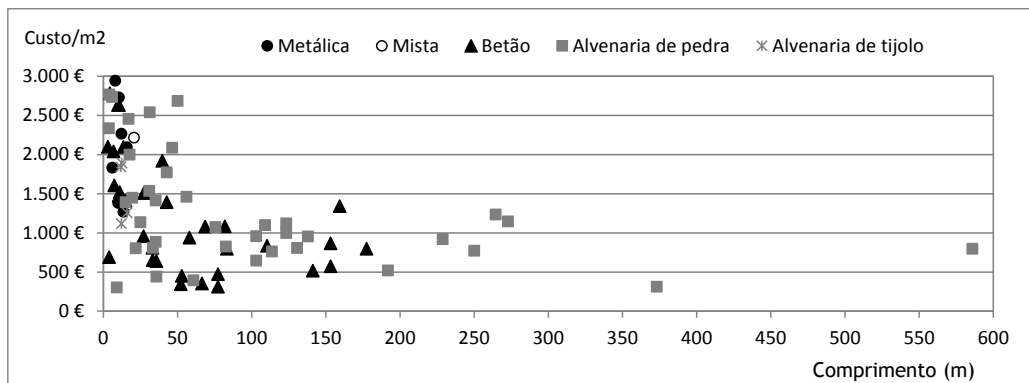


Figura 4.11 - Variação do custo unitário das reparações com o principal material e com o comprimento de obras de arte da EP

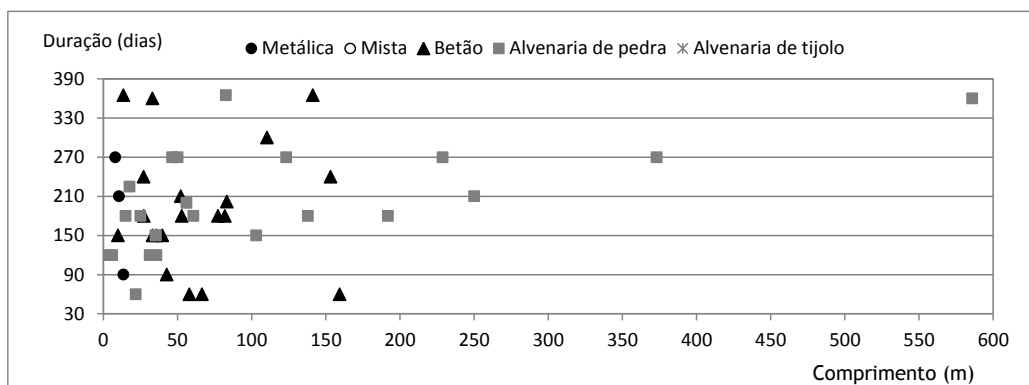


Figura 4.12 - Variação da duração das reparações com o principal material e com o comprimento de obras de arte da EP

Como se pode verificar através da análise da Figura 4.11, a dispersão dos custos unitários diminui significativamente para as obras de arte de maior comprimento. Esse facto poderia estar relacionado com o do grupo dos menores comprimentos englobar obras de arte de diferentes tipos, como pontes e passagens desniveladas ou agrícolas, no entanto, essa variabilidade verifica-se mesmo entre as obras que são consideradas pontes dentro desse subgrupo.

Assim, a análise passará agora a centrar-se apenas nos registos de intervenções relativos a obras de arte com um comprimento total superior a 50m, o valor a partir do qual se verifica uma maior

regularidade de custos unitários. A Tabela 4.21 mostra as estatísticas relativas a esse subconjunto de registos onde, como era esperado, o coeficiente de variação já é menor. Ao considerar apenas as intervenções realizadas nas obras de arte com um comprimento superior a 50m, os valores de custo por área de tabuleiro apresentam valores de média e mediana ligeiramente acima dos 800€/m², representando assim uma pequena descida em relação aos valores anteriormente apresentados na Tabela 4.19. Já o número de dias das intervenções de reparação sofre um acréscimo, passando a ter, neste subgrupo, uma mediana de 201 dias.

Tabela 4.21 - Registos de intervenções de reparação realizadas em obras de arte da EP com mais de 50m de comprimento

	Custo	Custo/m	Custo/m ²	Dias	Dias/m	Dias/m ²
Mediana	800.690 €	7.382 €	815 €	201	1,8	0,20
Média	1.035.567 €	7.197 €	810 €	212	2,0	0,24
Desvio Padrão	788.272 €	2.683 €	302 €	87	1,1	0,14
Coeficiente de Variação	76%	37%	37%	41%	58%	60%
Nº de registos	34	34	34	22	22	22

A Tabela 4.22 apresenta, relativamente ao subconjunto das intervenções em obras de arte com um comprimento superior a 50m, os coeficientes de correlação linear entre o custo unitário ou a duração das reparações e várias outras características das pontes. A sua observação permite perceber algumas correlações mais acentuadas com determinadas características das pontes que, embora não sejam traduzidas por elevados coeficientes de correlação, permitem evidenciar os fatores com mais relevo na determinação do custo e da duração das reparações e cuja interdependência importará estudar em registos futuros.

A matriz da Tabela 4.22 mostra que a duração estará sobretudo relacionada com o comprimento da ponte, com o seu estado antes da reparação e com a altura do seu pilar mais alto, parâmetro que, tal como o vão máximo, pode ser de facto um indicador de uma maior dificuldade de acesso à obra de arte que justifique um maior tempo de intervenção e, em certa medida, também de custo. No entanto, em particular relativamente à duração, importa lembrar que o pequeno número de registos torna esta análise ainda muito pouco significativa. Por essa razão, no presente trabalho essas características não serão ainda consideradas para efeitos de estimativa de custos. No entanto, quando no futuro se conseguir reunir um maior conjunto de dados essa correlação deverá ser novamente analisada, tendo em vista a sua possível consideração na metodologia de estimativa de custos.

Tabela 4.22 - Matriz de correlação dos custos e da duração das reparações com algumas características de obras de arte da EP com comprimento superior a 50m

	Custo/m ²	Dias	ECantes	Idade	Nº vãos	Vão máx. Comp. total	Pilar máximo	
Custo/m ²	100%							
Dias	-8%	100%						
ECantes	33%	31%	100%					
Idade	53%	11%	40%	100%				
Nº vãos	-4%	-23%	23%	2%	100%			
Vão máx.	21%	21%	-27%	-9%	-30%	100%		
Comp. total	3%	45%	8%	-1%	30%	27%	100%	
Pilar máximo	9%	33%	-33%	-1%	-14%	59%	49%	
Nº de registos	34	22	27	27	34	31	34	33

Relativamente ao custo unitário, a matriz da Tabela 4.22 mostra que esse parâmetro pode aumentar para maiores idades da ponte e que pode ainda estar relacionado com o estado de condição (EC) antes da intervenção. Assim, serão analisadas essas relações do custo com a idade e com o EC, tal como com o principal material estrutural das obras de arte, uma vez que, apesar de não ser possível determinar o coeficiente de correlação relativamente a essa característica, se espera, como referido, que também possa afetar esse parâmetro.

A Figura 4.13 ilustra a relação da idade da ponte com o custo unitário da reparação, e também com a duração desse tipo de intervenções, embora relativamente a este último parâmetro se verifique já uma muito menor correlação. A partir da observação da Figura 4.13, é possível perceber que nas pontes com idades superiores a 100 anos são mais frequentes os custos unitários a cima dos 1000€/m², enquanto que até aos 100 anos são mais frequentes custos unitários inferiores a esse valor.

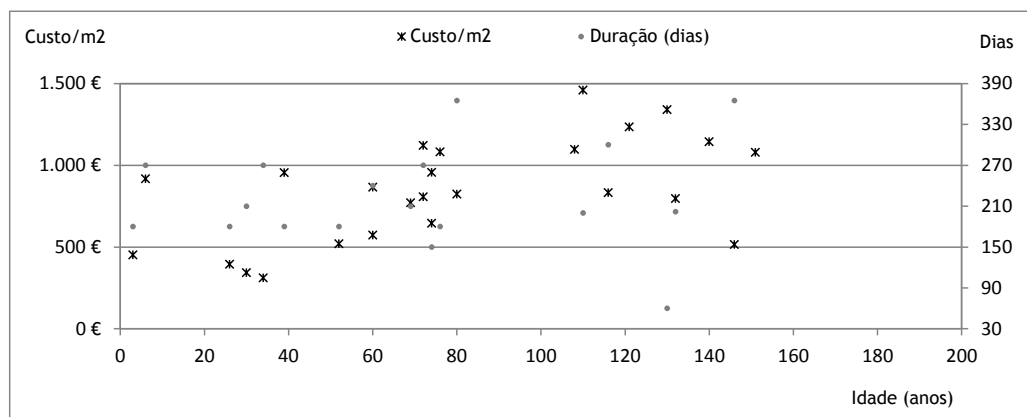


Figura 4.13 - Relação do custo e da duração das reparações com a idade de obras de arte da EP com mais de 50m de comprimento

Para além disso, importa ainda verificar se essas variações não resultam também de diferentes valores de EC antes da intervenção e de diferentes materiais estruturais da ponte. Para fazer essa análise, a Figura 4.14 ilustra a relação dos custos unitários com essas três características: idade, material e EC. A partir da observação do gráfico dessa figura pode, no entanto, verificar-se que essa tendência de aumento do custo unitário com a idade se mantém no subconjunto de betão e mesmo no subconjunto de alvenaria. De qualquer forma, será ainda necessário analisar um maior número de registos para estabelecer a melhor forma de ajuste dos custos em função da idade, razão pela qual a sua consideração neste trabalho será ainda prematura.

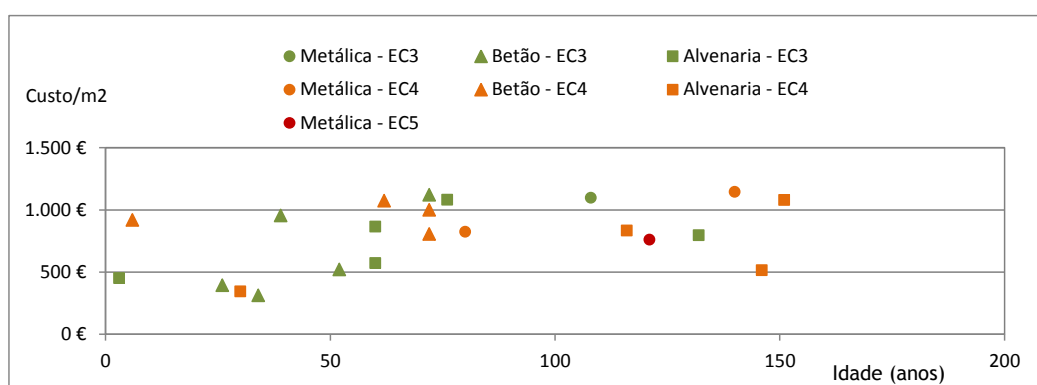


Figura 4.14 - Relação do custo unitário das reparações com a idade, o material e o EC de obras de arte da EP com mais de 50m de comprimento

A partir da análise da Figura 4.14, pode verificar-se a dificuldade de estabelecer uma diferenciação dos custos unitários, quer em termos de principal material estrutural, quer em

termos de EC antes da reparação. Nas pontes de betão é observável uma certa tendência para as reparações nas obras de arte em pior estado serem mais onerosas, conforme é espectável, no entanto, nas pontes de alvenaria essa tendência já nem aparece tão marcada e nas pontes metálicas aparece até invertida, algo que no entanto não é significativo dado o ínfimo número de registos relativos a esse tipo de material. Para além disso, em termos de diferenças de custos em função do principal material estrutural, não é possível notar grande distinção entre as pontes em betão e em alvenaria e apenas relativamente às metálicas pode constatar-se uma ligeira tendência para maiores custos, que no entanto não será por si só significativa, dado o reduzido número de registos relativamente a esse material.

A Tabela 4.23 e a Tabela 4.24 apresentam a variação dos custos e da duração com o principal material e com o Estado de Condição (EC) da obra de arte, sempre que esses parâmetros são conhecidos, em termos médios e para o subconjunto de registos relativos a intervenções em obras de arte com um comprimento superior a 50m.

Tabela 4.23 - Custo das intervenções de reparação realizadas em obras de arte da EP com mais de 50 m de comprimento

		Principal material estrutural				C./C. EC4
		Metal	Betão	Alvenaria	Todos	
EC antes = 3	Nº de registos	1	5	6	12	0,80
	Custo médio (€/m ²)	1.097 €	661 €	706 €	720 €	
EC antes = 4	Nº de registos	2	4	7	14	1,00
	Custo médio (€/m ²)	984 €	949 €	688 €	860 €	
Todos EC antes	Nº de registos	4	13	15	34	
	Custo médio (€/m ²)	1.075 €	787 €	716 €	810 €	
C. médio/C. médio betão		1,35	1,00	0,90		

Tabela 4.24 - Duração das intervenções de reparação realizadas em obras de arte da EP com mais de 50 m de comprimento

		Principal material estrutural				Dur./Dur. EC4
		Metal	Betão	Alvenaria	Qualquer	
EC = 3	Nº de registos	0	5	5	10	0,82
	Duração média (dias)	---	216	196	206	
EC = 4	Nº de registos	1	1	4	7	1,00
	Valor médio	365	270	234	253	
Qualquer EC	Nº de registos	1	8	11	22	
	Valor médio	365	214	185	212	
Dur. médio/Dur. médio betão		1,53	1,00	0,88		

Por haver muita dispersão nos dados relativos a pontes em alvenaria e muito poucos dados relativos a pontes metálicas, no presente trabalho serão apenas consideradas aplicações relativas a obras de arte em betão. De qualquer forma, pode registar-se a já referida tendência dos custos associados às obras de arte metálicas serem superiores aos associados às obras de arte em betão, em cerca de 30 a 50%, indo assim de encontro ao coeficiente de correção de custos apresentado na Tabela 4.12. Relativamente às obras de arte em alvenaria parece haver uma maior proximidade dos custos em relação às obras de arte em betão, havendo no entanto uma grande dispersão de valores, possivelmente justificável com a maior variabilidade associada à tipologia dessas obras de arte. Aliás, essa variabilidade nas pontes de alvenaria também aparece espelhada nos diferentes coeficientes de correção de custos apresentados na Tabela 4.12 para esse tipo de obras de arte. Uma vez que há poucos dados relativos a obras de arte metálicas e que os relativos a obras de arte em alvenaria apresentam grande variabilidade, a análise desse tipo de obras de arte ficará reservada para trabalhos futuros, quando se conseguir reunir maior número de dados. Por esse motivo, este trabalho passará a focar a sua análise nas obras de arte em betão.

Relativamente aos registos relativos a reparações de pontes de betão pode dizer-se a partir da Tabela 4.23 que, em termos médios, quando o EC é 3 os custos e a duração das reparações são cerca de 70% e 80% dos observados quando o EC é 4. Estes registos são coerentes com o coeficiente de 75% apresentado na Tabela 4.10 para correção dos valores de custos relativos a EC4 para os casos de pontes em EC3 antes da intervenção. Por não se dispor de dados reais relativos aos restantes níveis de estado de condição, serão adotados todos os coeficientes de correção indicados anteriormente na Tabela 4.10, quer para os custos unitários diretos, quer para a duração da intervenção que será considerada na estimativa dos custos indiretos

Para traduzir a variabilidade que pode estar associada quer ao custo das reparações por área de tabuleiro, quer ao número de dias de duração desse tipo de intervenções, essas variáveis vão ser definidas não só em termos determinísticos, como também em termos probabilísticos. Para o efeito foram estudados os histogramas desses dois parâmetros e a cada um deles foi ajustada uma função densidade de probabilidade do tipo distribuição triangular, como é usual em análises baseadas em *expert judgment*. A opção por distribuições triangulares resulta do facto de para além de se estar a efetuar um ajuste de um pequeno conjunto de dados reais com grande dispersão, se pretender que as mesmas pudessem também ser facilmente aferidas a partir de uma análise crítica por parte dos técnicos com experiência da prática de gestão de pontes.

As funções que serão consideradas na análise probabilística para os custos e para a duração de reparações de obras de arte em betão com comprimento superior a 50m e no estado de condição 4 são as apresentadas na Tabela 4.25.

Tabela 4.25 - Custos e duração das reparações em pontes rodoviárias de betão da EP

	Análise	Função	Análise probabilística			
	determinística		Mínimo	Moda	Máximo	Média
Custo de reparação (€/m ²)	900	Triangular	400	800	1500	900
Duração da reparação (dias)	250	Triangular	150	240	360	250

As funções da Tabela 4.25. foram escolhidas tendo em conta o ajuste à amostra de dados observada e a própria experiência dos técnicos da EP. Essas funções estão ilustradas na Figura 4.15 e na Figura 4.16 em paralelo com os histogramas relativos aos registos analisados para permitir a análise comparativa com os valores observados. Nesses histogramas são apresentados não só os registos relativos às obras de arte com um nível 4 de EC antes da intervenção, mas também os relativos ao nível 3 com os valores de custo e duração corrigidos para EC4 a partir da aplicação do coeficiente de correção de 75% anteriormente verificado. Para as análises determinísticas serão consideradas os valores médios dessas funções, indicados na Tabela 4.25.

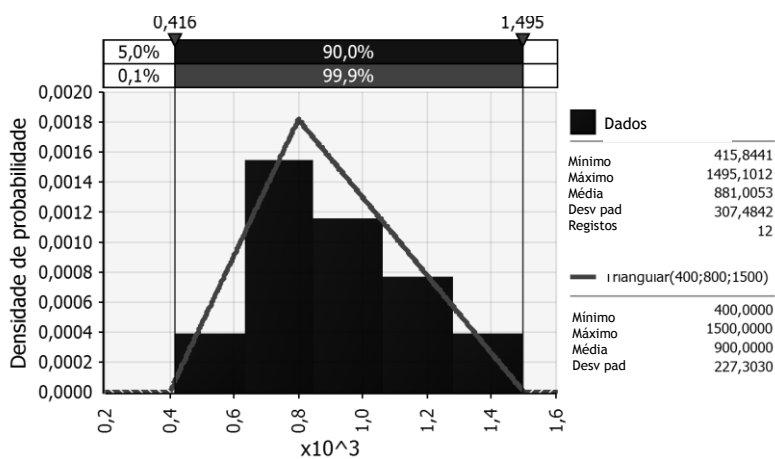


Figura 4.15 - Função densidade de probabilidade para o custo das reparações (€/m²) em pontes de betão no EC4

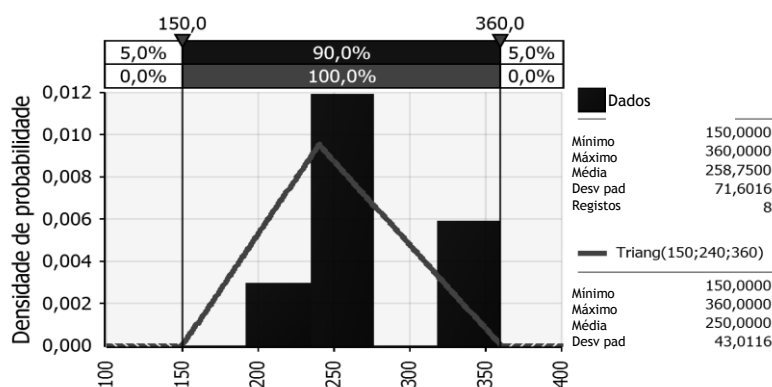


Figura 4.16 - Função densidade de probabilidade para a duração das reparações (dias) em pontes de betão no EC4

Para as intervenções de substituição poder-se-ia seguir uma abordagem idêntica à anteriormente apresentada relativamente às intervenções de reparação. No entanto, se relativamente às intervenções de reparação o número de registos já é menor que o desejável, nas intervenções de substituição os registos são ainda menos significativos. As previsões relativas a intervenções de substituição serão assim efetuadas apenas tendo em conta o valor médio esperado para as substituições determinado com base na experiência da EP, de cerca de 1500€/m², que será considerado até que seja possível uma melhor calibração desse parâmetro. Nas análises probabilísticas poderá considerar-se uma variação idêntica à apresentada para as intervenções de reparação, através da consideração da função da reparação com uma majoração correspondente à relação entre esse valor e o valor de custo médio anteriormente apresentado para as reparações.

4.5.2. Obras de arte ferroviárias da REFER

Tendo em consideração as intervenções realizadas nos últimos anos nas obras de arte geridas pela REFER, foi também feito um estudo equivalente para pontes ferroviárias. Para estimar os custos unitários indexados aos vários tipos de intervenções, o número de registos de intervenções passadas que se conseguiu reunir relativamente a obras de arte da REFER, foi apenas um quarto dos anteriormente analisado relativamente à EP. Embora a REFER tenha um parque de obras de arte com uma dimensão correspondente a cerca de metade do da EP, o número de registos de intervenções passadas que se conseguiu reunir relativamente a obras de arte da REFER, foi ainda menos de um quarto dos anteriormente analisados relativamente à EP.

Tal como para os registos da EP anteriormente analisados, os custos das intervenções realizadas ao longo da última década também foram atualizados para o ano de 2012 considerando uma taxa de atualização anual de 2%. Para além disso, nas empreitadas relativas a reparações em mais do que uma obra de arte, o custo total também foi repartido de forma proporcional à área de tabuleiro de cada uma delas e a duração também foi considerada em cada uma das pontes como sendo igual à total relativa ao conjunto das obras de arte. Os principais resultados da análise estatística do conjunto de registos de intervenções de reparação que se reuniu relativamente a obras de arte da REFER são apresentados na Tabela 4.26. Pelas razões já apresentadas anteriormente para as pontes rodoviárias, os parâmetros unitários que serão considerados serão o custo por metro quadrado de tabuleiro e a sua duração total, por apresentarem menores coeficientes de variação. Os valores médios e medianos correspondentes a cada um desses parâmetros são da ordem dos 800 a 900€/m² e de 80 dias. Todavia, os coeficientes de variação desses parâmetros continuam ambos a ser elevados.

Tabela 4.26 - Registos de intervenções de reparação realizadas em obras de arte da REFER

	Custo	Custo/m	Custo/m ²	Dias	Dias/m	Dias/m ²
Mediana	119.108 €	4.570 €	793 €	75	1	0
Média	464.091 €	5.386 €	899 €	86	4	2
Desvio Padrão	752.247 €	3.786 €	516 €	50	5	3
Coeficiente de Variação	162%	70%	57%	58%	110%	177%
Nº de registos	21	21	21	5	5	5

A variação do custo unitário com o principal material estrutural da obra de arte e com o seu comprimento total, é a apresentada na Figura 4.17. Relativamente à duração, o número de intervenções em que se conhece a duração é tão reduzido que não permite analisar qualquer relação com esses parâmetros. Relativamente aos custos por área de tabuleiro, a sua variação é também menor para as obras de arte de maior comprimento, parecendo verificar-se uma redução da dispersão a partir dos 20m. Por essa razão, a partir deste ponto, a análise passará a centrar-se apenas nos registos relativos a intervenções em obras de arte com um comprimento superior a 20m.

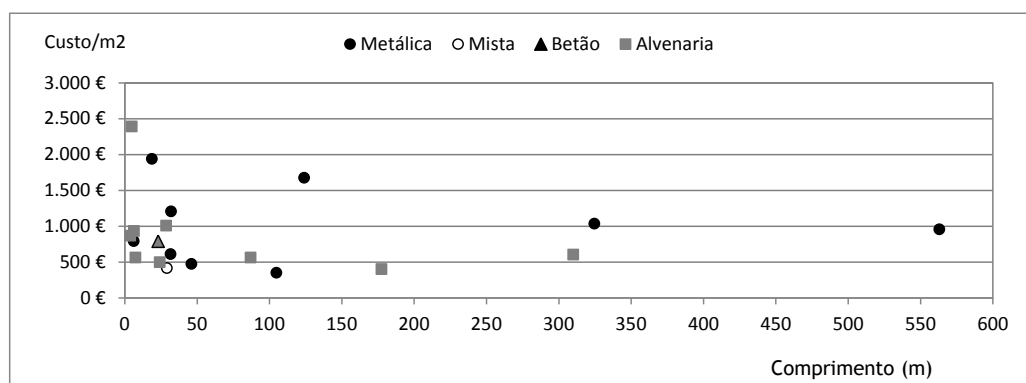


Figura 4.17 - Variação do custo unitário das reparações com o comprimento em obras de arte da REFER

A Tabela 4.27 mostra as estatísticas relativas ao subconjunto de registos de reparações em obras de arte com comprimento superior a 20m, onde se pode verificar que em termos médios o custo por área de tabuleiro é de 756€/m² e a duração é de aproximadamente 100 dias. Como era de esperar, no subconjunto dos registos relativos a obras de arte com mais de 20m de comprimento há uma diminuição do coeficiente de variação relativamente ao anteriormente apresentado para o conjunto total.

Tabela 4.27 - Registos de intervenções de reparação realizadas em obras de arte da REFER com mais de 20m de comprimento

	Custo	Custo/m	Custo/m ²	Dias	Dias/m	Dias/m ²
Mediana	218.601 €	3.628 €	607 €	90	1	0
Média	664.997 €	4.267 €	756 €	104	1	0
Desvio Padrão	852.583 €	2.633 €	365 €	57	0	0
Coeficiente de Variação	128%	62%	48%	55%	60%	65%
Nº de registos	14	14	14	3	3	3

A Tabela 4.28 mostra os valores médios por tipo de material do custo por área de tabuleiro relativos aos registos de reparação obtidos para obras de arte da REFER com mais de 20m de comprimento e a Figura 4.18 mostra a relação desse custo não só com o material mas também com a idade da obra de arte e com o seu EC antes da intervenção, quando conhecidos. No entanto, o estado de condição antes da intervenção é na maioria desses registos desconhecido (resultados apresentados a preto ou cinzenta na Figura 4.18), impossibilitando assim a análise da

sua influência e dificultando a sua comparação com os resultados anteriormente apresentados relativamente às obras de arte rodoviárias. Para além disso, a amostra agora considerada é muito pouco significativa, particularmente relativamente a obras de arte em betão onde apenas há um registo, como se pode ver na Tabela 4.28 a partir do número de registos observados. De qualquer forma, pode verificar-se que a relação entre as médias de custo unitário relativas aos diferentes materiais estruturais está muito próxima da relação anteriormente apresentada nos coeficientes da Tabela 4.12, reforçando assim o uso dos mesmos. Relativamente à influência da idade da obra de arte no custo unitário, pode apenas dizer-se que, nos registos analisados, não é possível observar qualquer tipo de relação.

Tabela 4.28 - Custo das intervenções de reparação em obras de arte da REFER com mais de 20 m de comprimento

	Principal material estrutural			
	Metal	Betão	Alvenaria	Todos
Nº de registos	7	1	5	14
Custo médio (€/m ²)	901 €	790 €	614 €	756 €
C. médio/C. médio betão	1,43	1,00	0,78	

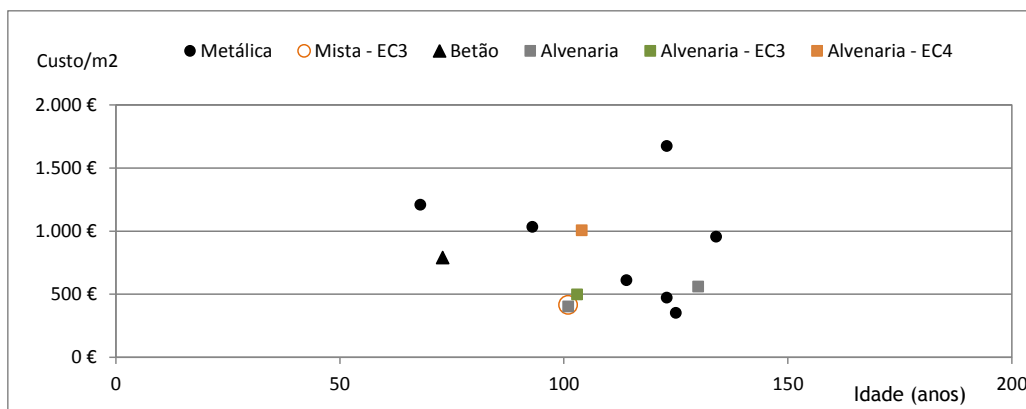


Figura 4.18 - Relação do custo unitário das reparações com a idade, o material e o EC de obras de arte da REFER com mais de 20m de comprimento

A Tabela 4.29 mostra valores relativos ao número de dias de duração de intervenções de reparação, apenas para alguns dos anteriores registos uma vez que essa informação era na maioria dos casos desconhecida.

Tabela 4.29 - Valores médios de duração das intervenções de reparação em obras de arte da REFER com mais de 20 m de comprimento.

	Principal material estrutural			
	Metal	Betão	Alvenaria	Todos
Nº de registos	2	0	1	3
Duração média (dias)	111	---	90	104

Para as intervenções de substituição analisaram-se apenas 4 registos, relativos a empreitas que na sua maioria são comuns a várias obras de arte. Não é então possível tecer considerações relativamente a esses parâmetros, no entanto pode dizer-se que o custo por área de tabuleiro aponta para valores médios superiores a 2000€/m² e para durações da substituição de aproximadamente 300 dias.

4.5.3. Comparação entre os registos de obras de arte rodoviárias e ferroviárias

A comparação dos registos observados relativamente a intervenções de reparação realizadas em pontes rodoviárias da EP e em pontes ferroviárias da REFER é difícil fazer em virtude das diferenças entre as amostras que foi possível reunir para esses dois tipos de obras de arte. Enquanto os dados analisados relativamente a pontes rodoviárias são maioritariamente relativos a pontes em alvenaria e betão, nos dados analisados relativamente a pontes ferroviárias a maioria das pontes são metálicas e consta apenas um único registo em que o principal material estrutural é o betão. Para além disso, o número de registos observados relativamente a pontes ferroviárias é muito pouco significativo e na maioria deles ainda se desconhece o estado de condição da obra de arte antes da realização da reparação, razão pela qual é ainda difícil tirar conclusões relativamente aos parâmetros mais adequados a esse tipo de obras de arte.

De qualquer forma, poderá dizer-se que a análise comparativa dos valores anteriormente apresentados para pontes rodoviárias e ferroviárias parece indiciar o seguinte:

- Nas pontes metálicas e em alvenaria os custos de reparação de pontes ferroviárias são em média cerca de 15% inferiores aos registados nas pontes rodoviárias. No entanto, uma vez que nas pontes ferroviárias há vários registos em que se desconhece o estado de condição antes da reparação, um parâmetro que já se concluiu ser relevante no custo, essa diferença pode advir da uma intervenção mais frequente em melhores níveis de conservação da obra de arte.

- Tanto nas pontes rodoviárias, como nas pontes ferroviárias, as reparações são tendencialmente mais baratas em pontes de alvenaria do que em pontes de betão.
- Tanto nas pontes rodoviárias como nas pontes ferroviárias, as reparações são tendencialmente mais caras em pontes metálicas do que nas pontes em betão.
- As reparações nas pontes ferroviárias são realizadas num menor número de dias do que nas pontes rodoviárias.
- As intervenções de substituição poderão ser mais caras nas pontes ferroviárias do que nas pontes rodoviárias.

No entanto, como referido, não se pode através desta análise, baseada ainda num pequeno número de registos, concluir se há diferenças significativas entre os custos de reparação de pontes rodoviárias e ferroviárias, principalmente em resultados de em alguns casos se desconhecer o estado de condição em que a obra de arte se encontrava antes dessa intervenção.

4.6. Estimativa de custos

No Sistema de Gestão de Pontes que se propõe, pretende-se determinar o plano de intervenções ao longo do tempo que minimiza os custos de ciclo de vida. Uma vez que se pretende comparar diferentes estratégias de intervenção nas obras de arte e que a análise efetuada será relativa apenas ao período de serviço, os custos iniciais associados às fases de conceção e construção não serão considerados.

Segundo o manual inglês de gestão de estruturas como as das pontes (Atkins, 2005), a análise de custos de ciclo de vida deve ser feita de uma forma simplificada que permita a sua quantificação expedita, tendo em vista sobretudo a comparabilidade de diferentes soluções. A estimativa de custos de ciclo de vida que se apresenta foi definida com esse cuidado e engloba a quantificação de custos direta e indiretamente associados a diversos tipos de atuações, realizadas em diferentes anos, para além de um valor que possa ter em conta o estado das pontes no final do período temporal de análise. Dada a dificuldade de mensuração dos custos para a sociedade e dos custos de vulnerabilidade, nos custos indiretos apenas será feita uma quantificação dos custos para os utilizadores das vias associadas às obras de arte, reservando-se a consideração dos restantes custos para análises qualitativas complementares.

O custo total de ciclo de vida (CCV) correspondente a uma determinada obra de arte (p), atualizado ao ano corrente com uma determinada taxa de atualização anual (TA), poderá ser determinado a partir da expressão (4.5). Esse valor será assim função dos custos diretos (CD) e

indiretos (CI) associados a cada uma das intervenções realizadas, bem como do valor residual da ponte no final desse período (CR), uma vez que o período temporal que será considerado para análise será inferior ao tempo de vida da obra de arte. O custo de ciclo de vida (CCV) de um parque de obras de arte constituído por um conjunto de np pontes é correspondente ao somatório dos custos de ciclo de vida de cada uma das suas pontes e pode ser determinado a partir da expressão (4.6).

$$CCV_p = \sum_{t=0}^{tu} \left(\frac{CD_{p,t,a} + CI_{p,t,a}}{(1+TA)^{t-t_0}} \right) + \frac{CR_p}{(1+TA)^{tu-t_0}} \quad (4.5)$$

$$CCV_{conjunto\ de\ pontes} = \sum_{p=1}^{np} CCV_p = \sum_{p=1}^{np} \left[\sum_{t=0}^{tu} \left(\frac{CD_{p,t,a} + CI_{p,t,a}}{(1+TA)^{(t-t_0)}} \right) + \frac{CR_p}{(1+TA)^{(tu-t_0)}} \right] \quad (4.6)$$

Se no processo de otimização se pretender ter em conta apenas alguns desses custos (por exemplo os custos diretos e os custos residuais), as restantes parcelas de custos (os custos indiretos, no caso do exemplo) não deverão ser somadas, embora possam sempre ser calculadas de forma a permitir apresentar o seu valor a título informativo.

A forma de determinação das parcelas de custos diretos (CD), indiretos (CI) e residuais (CR), será explicada em seguida, tanto para pontes rodoviárias como para pontes ferroviárias. No entanto, apresentam-se desde já os parâmetros de custos unitários que serão considerados na sua determinação, definidos tendo em conta os valores referidos na bibliografia e os resultados dos estudos apresentados relativamente a pontes portuguesas, quer de utilização rodoviária, quer de utilização ferroviária.

Na aplicação aos casos de estudo que será efetuada, onde apenas serão consideradas pontes de betão, os valores de custo direto por área de tabuleiro (CDU) e de dias de duração de uma reparação (DUR) que serão considerados para estimativa dos custos associados aos vários tipos de intervenções serão sempre os apresentados na Tabela 4.30. Esses parâmetros são, no que respeita à reparação e à substituição, os determinados relativamente às pontes de betão da EP de maior comprimento e no estado de condição 4, devendo ser corrigidos para outros níveis de EC de acordo com os coeficientes multiplicativos que se apresentam na Tabela 4.31.

Tabela 4.30 - Parâmetros de custo associados a intervenções em pontes de betão em EC4

Tipo de intervenção	Análise probabilística		Análise determinística	
	CDU (€/m ²)	DUR (dias)	CDU (€/m ²)	DUR (dias)
Inspeção e Manutenção (a=0)	1€/m ² /ano	---	1€/m ² /ano	---
Reparação (a=1)	FT(400; 800; 1500)	FT(150; 240; 360)	900€/m ² /interv.	250
Substituição (a=2)	1,7.CDU _{a=1}	1,7.DUR _{a=1}	1530€/m ² /interv.	425

FT: Função densidade de probabilidade triangular [valor mínimo - valor mais provável - valor máximo]

A Tabela 4.31 mostra os coeficientes multiplicativos que serão considerados para correção dos custos de intervenções em obras de arte em função dos vários níveis de estados de condição, que formam os vetores de condição (VC) para cada tipo de intervenção. Os coeficientes multiplicativos relativos às reparações, que passarão a ser designados por fatores de condição (FC), foram estabelecidos a partir da informação bibliográfica anteriormente referida e dos resultados do estudo estatístico apresentado relativamente a custos desse tipo de intervenções. Para o estado de condição 1 não foi estimado qualquer fator de condição, até porque não são consideradas intervenções nesse estado. No entanto, quando o estado de condição resulta da combinação de diferentes probabilidades de estar em cada um dos diferentes níveis, pode ser necessário considerar um fator de condição para EC1, pelo que se considerou que o fator de condição para EC1 é igual ao de EC2. Na Tabela 4.31 é ainda possível verificar que os custos de substituição foram considerados independentes do EC da obra de arte. Dado que se desconhecem os coeficientes multiplicativos para inspeção e manutenção, para essas tarefas, também dependentes do estado de condição, serão considerados os mesmos coeficientes das reparações.

Tabela 4.31 - Coeficientes multiplicativos para correção dos custos em função do EC

Estado de condição antes da intervenção	Manutenção	Reparação	Substituição
	VC(a = 0)	VC(a = 1)	VC(a = 2)
EC = 1	25%	25%	100%
EC = 2	25%	25%	100%
EC = 3	75%	75%	100%
EC = 4	100%	100%	100%
EC = 5	150%	150%	100%

Para as pontes ferroviárias, uma vez que não foram reunidos dados para pontes de betão, também serão considerados os mesmos coeficientes multiplicativos, permitindo até dessa forma uma mais direta comparação dos resultados da aplicação em ambos os tipos de obras de arte. No entanto, importa recordar que os resultados dos custos relativos a reparações de pontes da REFER indicam que os custos reais correspondentes a essa entidade poderão ser diferentes, pelo que, antes de uma aplicação em situações reais, será importante tentar ajustar melhor os valores apresentados. De qualquer forma, dada a escassez de dados disponíveis para a determinação dos parâmetros da Tabela 4.31, esses valores deverão ser alvo de um melhor ajuste em desenvolvimentos futuros, caso se venha a demonstrar essa necessidade. Para além disso, em situações de análise reais onde os parques de obras de arte englobem também pontes com outras características, será necessário definir os valores de CDU e de DUR para cada um dos diferentes tipos de infraestruturas considerados. Nesses casos, esses parâmetros terão que ser diferenciados por ponte.

4.6.1. Custos diretos

A estimativa dos custos associados às intervenções em obras de arte é muitas vezes efetuada a partir dos valores associados à realização das várias tarefas envolvidas, considerando bases de dados com custos por unidade de superfície do elemento e tendo em conta a técnica de atuação escolhida (Adams & Barut, 2007; Brattebø, 2012). No entanto, para esse tipo de avaliação é preciso elencar as tarefas necessárias e estimar as quantidades necessárias em cada uma delas, para cada tipo de intervenção equacionado. A dificuldade de prever as quantidades inerentes a cada uma dessas tarefas em instantes futuros que, não sendo possível determinar diretamente a partir dos modelos de degradação estudados, seria puramente especulativa, obriga então à procura de abordagens alternativas.

Dado o nível de análise que se pretende implementar no sistema de gestão, será considerada uma estimativa global para a obra de arte, de forma coerente com as restantes considerações. A determinação dos custos de intervenção por obra de arte será baseada nos resultados do estudo dos valores de obras equivalentes realizadas no passado em estruturas semelhantes. Uma das vantagens da estimativa global dos custos será assim a facilidade de atualização dos parâmetros considerados pelo próprio utilizador final, a partir da base de dados que o mesmo for construindo, de forma a encontrar o melhor ajuste à realidade específica do dono de obra, do seu país e da época temporal.

Os custos diretos a suportar pela administração durante a fase de serviço das obras de arte serão estimados de forma semelhante tanto em pontes rodoviárias como em pontes ferroviárias. Nos

ciclos temporais em que não estiverem previstas intervenções particulares, os custos diretos a suportar pela entidade administradora serão exclusivamente os relativos à inspeção e manutenção corrente das obras. Por outro lado, nos ciclos temporais em que forem consideradas intervenções de reparação ou substituição, serão considerados os custos associados a esse tipo de intervenções.

A parcela dos custos diretos (CD) será estimada para cada ponte (p), em cada ano da análise (t), a partir da expressão (4.7), tendo em conta o tipo de atuação (a) previsto para esse instante. Dessa forma, esses custos serão função do vector com as probabilidades de estar em cada um dos estados de condição previsto para esse instante com o modelo de degradação adotado (VE), do vetor de condição (VC) relativo à atuação prevista (a), da dimensão da estrutura, traduzida a partir da área do tabuleiro (A), e do tipo de ponte (p) que será considerado na escolha do valor de custo unitário mais adequado (CDU).

$$CD_{p,t,a} = VE_{p,t} \cdot VC_a \cdot CDU_{a,p} \cdot A_p \quad (4.7)$$

4.6.2. Custos indiretos

Nos custos indiretos a minimizar apenas serão considerados os associados ao utilizador. Os custos indiretos para a sociedade, por serem de difícil quantificação e comparação com os restantes custos, não serão considerados na análise. Os custos de vulnerabilidade também não serão considerados pelo facto de uma análise de risco não ser enquadrável numa metodologia de primeiro nível como a que se apresenta. No entanto, esse tipo de custos indiretos pode vir a ser tido em consideração para apoio à decisão, ainda que através de uma avaliação qualitativa simplificada dos mesmos, no âmbito de análises multicritério complementares, como já se comentou precedentemente.

Para além disso, nos casos em que os custos indiretos considerados forem pouco expressivos em relação aos custos diretos, o gestor poderá entender considerá-los com um maior peso relativo na decisão. Para tal, admitindo que os custos indiretos não englobados são, de certa forma, proporcionais aos custos indiretos avaliados, a sua consideração pode passar a ser efetuada com uma majoração do valor quantificado. Esse tipo de abordagem já foi aliás considerado para traduzir eventuais desigualdades na importância relativa dos custos a suportar pela administração e pelos utilizadores (Adey, Hajdin *et al.*, 2003).

A determinação dos custos indiretos dos utilizadores assume contornos diferenciados em pontes rodoviárias e ferroviárias, razão pela qual se fará referência a cada um deles de forma independente.

4.6.2.1. Obras de arte rodoviárias

Os custos indiretos associados às restrições à normal circulação rodoviária (CI) são estimados com a expressão (4.8), onde são considerados os custos relacionados com o tempo extra que é despendido pelos passageiros nas suas viagens (CT) e os gastos operacionais dos veículos (CC), de acordo com o que é comum considerar neste tipo de análises (Söderqvist e Vesikari, 2003; Gervásio, 2010; Santos et al., 2011; Safi, 2012). Nessa expressão, VE representa o vetor linha com as probabilidades de estar em cada um dos diferentes níveis de EC e VC representa o vetor coluna com os fatores de condição desses diferentes níveis. O produto do vetor estado (VE) pelo vetor de condição (VC) permite ter em conta a influência do estado de condição previsto para a ponte (p) no instante de intervenção (t) na determinação do tempo com condicionamentos associados à intervenção.

$$CI_{p,t,a} = VE_{p,t} \cdot VC_a \cdot (CT_{p,t,a} + CC_{p,t,a}) \quad (4.8)$$

Nos custos indiretos dos utilizadores poderiam ainda ser incluídos os custos relacionados com a variação do número de acidentes viários, devido à existência de zonas de trabalhos na via afeta à obra de arte. No entanto, uma vez que o condicionamento da circulação está associado a uma diminuição da velocidade de circulação e das manobras permitidas, pode até haver uma diminuição do número de acidentes graves. Dessa forma, a diferença entre o custo de acidentes com e sem restrições de circulação na via na zona da obra de arte, não será muito significativa (Almeida, Cruz *et al.*, 2013). Por se desconhecerem as variações das taxas de acidentes das zonas de circulação normal para as zonas de trabalho sobre as pontes e por também não se esperar que os mesmos sejam muito expressivos (Santos, Picado-Santos *et al.*, 2012), os mesmos não serão considerados no âmbito da presente análise.

Para determinação dos custos indiretos para o utilizador das vias rodoviárias serão considerados três tipos diferentes de condicionamento: circulação a velocidade reduzida, circulação a velocidade reduzida com períodos de paragem por formação de fila e interdição total da circulação com desvio do tráfego por via alternativa. A estimativa do número de veículos afetados por cada um desse tipo de condicionamentos é efetuada a partir da duração da

intervenção e da consideração das percentagens do tempo de intervenção que são afetadas por cada um dos vários tipos de condicionamentos considerados.

As percentagens do tempo de duração da intervenção que são afetadas pelos vários tipos de condicionamento foram estabelecidas de acordo com o apresentado na Tabela 4.32. Por não se ter encontrado referências bibliográficas relativas a essas percentagens, para a presente abordagem os valores apresentados foram definidos com base na sensibilidade dos especialistas. Dada a grande incerteza associada à sua definição, nas análises probabilísticas, essas percentagens foram definidas em termos de funções densidade de probabilidade triangulares, com um valor médio igual ao valor considerado mais provável e com mínimos e máximos correspondentes a uma variação em torno desse valor de mais e menos 75% nas reparações (correspondente a um desvio padrão da ordem dos 30% da média) e de mais e menos 10% nas substituições (correspondente a um desvio padrão da ordem dos 5% da média). Nas análises determinísticas as percentagens definidas por meio dessas funções foram consideradas através do respetivo valor médio. Relativamente às substituições considera-se que na maioria do tempo há uma interdição da circulação porque na maioria dos casos é esse o procedimento adotado. No entanto, em determinados casos em que a funcionalidade da obra de arte é considerada muito relevante, a EP faz também algumas substituições sem interdição total da circulação, onde se verifica naturalmente um acréscimo dos custos diretos da sua realização.

Tabela 4.32 - Pontes rodoviárias - percentagem de tempo com diferentes tipos restrições (PER_c,a)

Circulação	c	Manutenção (a=0)	Reparação (a=1)		Substituição (a=2)
			12%TMD>CAPT	12%TMD≤CAPT	
Reduzida	1	0%	FT [5% - 35% - 55%]	FT [10% - 40% - 70%]	0%
Em fila	2	0%	PER _{2,1} = 75% x PER _{1,1}	PER _{2,1} = 25% x PER _{1,1}	0%
Interdita	3	0%		FT [0,1% - 0.5% - 0.9%]	FT [80% - 90% - 100%]

FT: Função densidade de probabilidade triangular [valor mínimo - valor mais provável - valor máximo]

Como se pode verificar na Tabela 4.32, nas intervenções de reparação, a determinação dos custos indiretos que se apresenta é ainda diferenciada tendo em conta o facto de o tráfego associado às horas de ponta, considerado com sendo correspondente a 12% do TMD (tráfego médio diário) anual (Costa & Macedo, 2008a), exceder ou não a capacidade de escoamento da via nas condições de realização das obras, ou seja o fluxo máximo que nessas condições pode passar de forma estável. Essa capacidade total de veículos na via em zona de trabalhos (CAPT) é estimada com a

expressão (4.9) a partir da capacidade associada ao tipo de via em unidade de veículos ligeiros equivalentes por pista (CAP), onde NP representa o número de pistas de circulação. Essa expressão determina o número de total de veículos, considerando um coeficiente de homogeneização dos ligeiros em pesados de 0,5 (Costa & Macedo, 2008b) e uma capacidade de escoamento em zona de trabalho de 90% da capacidade de escoamento normal (Gervásio, 2010).

$$CAPT = 90\% \cdot CAP \cdot \left(1 - \frac{0,5 \cdot TMD_{v=2}}{TMD_{v=1} + TMD_{v=2}}\right) \cdot NP \quad (4.9)$$

O tráfego médio diário (TMD) vai ser considerado variável em função do tempo, de modo a poder, por exemplo, refletir um determinado aumento associado a eventuais expectativas de crescimento da economia. Assim, o tráfego médio diário em cada um dos anos (t), para cada tipo de veículos (v), será estimado a partir do tráfego médio diário da ponte (p) no ano de partida (t_0), com a expressão (4.10), onde TVT representa a taxa de variação anual estimada para o tráfego.

$$TMD_{t,v,p} = TMD_{t_0,v,p} \cdot (1 + TVT)^{(t-t_0)} \quad (4.10)$$

Os custos associados a atrasos na circulação rodoviária podem então estimar-se a partir do tráfego (TMD) de cada um dos tipos de veículo (v) e do custo horário dos seus passageiros (CH) (Pastor, Torrealba *et al.*, 2000). Por conseguinte, a parcela relativa aos custos do tempo extra de circulação (CT) é calculada com a expressão (4.11), tendo em conta a duração da intervenção (DUR) e a percentagem desse tempo em que há condicionamento de trânsito (PER). Na primeira parcela dessa expressão, relativa às situações de redução de velocidade ($c=1$ e $c=2$), é tido em conta o comprimento da ponte (LP) acrescido de 200m correspondentes a um acréscimo de 100m relativos à zona de desaceleração mais 100m relativos à zona de aceleração, para além das velocidades associadas à via (V). Na segunda parcela da expressão, relativa às situações de interdição da circulação na ponte ($c=3$), o custo do atraso é estimado tendo também em conta a extensão do percurso implicado no desvio de tráfego (LD).

$$CT_{p,t,a} = DUR_p \cdot \sum_{c=1}^2 \cdot \sum_{v=1}^2 \cdot \left[PER_{c,a} TMD_{t,v,p} \cdot CH_v \cdot (LP_p + 0,2) \left(\frac{1}{V_{p,v,c}} - \frac{1}{V_{p,v,c=0}} \right) \right] \\ + DUR_p \cdot PER_{c=3,a} \cdot \sum_{v=1}^2 \cdot \left[TMD_{t,v,p} \cdot CH_v \cdot \left(\frac{LD_p}{V_{p,v,c=3}} - \frac{LP_p}{V_{p,v,c=0}} \right) \right] \quad (4.11)$$

As parcelas relativas aos custos operacionais resultantes do percurso extraordinário de circulação (CC) são determinadas segundo a expressão (4.12), tendo também em conta a duração da intervenção (DUR) e a percentagem desse tempo em que há condicionamento de trânsito (PER). Com a primeira parcela dessa expressão é feita uma estimativa relativa ao eventual acréscimo de custo de circulação correspondente às situações de redução de velocidade. Nessa parcela, os 10% do custo por quilómetro (CK) correspondem ao aumento desse parâmetro que resulta da redução para velocidades inferiores a 40km/h, uma vez que se verifica um incremento de 20% na parcela relativa ao combustível que, por sua vez, representa cerca de metade do valor estimado para o custo por quilómetro (Santos, Picado-Santos *et al.*, 2012). Contudo, caso a velocidade reduzida se situe na gama entre os 40 e os 60km/h, verifica-se até um menor consumo de combustível por quilómetro (Santos, Picado-Santos *et al.*, 2012), pelo que o aumento do custo operacional associado a velocidades reduzidas ($c=1$) iguais ou superiores a 40km/h não será considerado. Nas situações de fila a velocidade já será sempre inferior a 40km/h, pelo que essa primeira parcela será sempre considerada para esse tipo de restrição ($c=2$). Com a segunda parcela da expressão (4.12), relativa às situações de interdição da circulação ($c=3$), é estimado o acréscimo dos custos operacionais correspondentes à diferença quilométrica entre a extensão do percurso de desvio (LD) e a extensão do percurso normal (LP).

$$\begin{aligned}
 \text{Se } V_{p,v,c=1} < 40: \quad CC_{p,t,a} &= DUR_p \cdot \sum_{c=1}^2 PER_{c,a} \sum_{v=1}^2 [TMD_{t,v,p} \cdot 10\% \cdot CK_v \cdot (LP_p + 0,2)] \\
 &+ DUR_p \cdot PER_{c=3,a} \cdot \sum_{v=1}^2 [TMD_{t,v} \cdot CK_v \cdot (LD_p - LP_p)] \\
 \\
 \text{Senão:} \quad CC_{p,t,a} &= DUR_p \cdot PER_{c=2,a} \cdot \sum_{v=1}^2 [TMD_{t,v,p} \cdot 10\% \cdot CK_v \cdot (LP_p + 0,2)] \\
 &+ DUR_p \cdot PER_{c=3,a} \cdot \sum_{v=1}^2 [TMD_{t,v,p} \cdot CK_v \cdot (LD_p - LP_p)]
 \end{aligned} \tag{4.12}$$

Os tipos de veículos que serão diferenciados na análise das pontes rodoviárias serão os veículos ligeiros ($v=1$) e os veículos pesados ($v=2$), relativamente aos quais importa caracterizar os custos unitários por hora (CH) e por quilómetro (CK). Como veículos ligeiros podem considerar-se os veículos com peso bruto até 3500kg e, no caso dos automóveis, com lotação não superior a 9 lugares. Por outro lado, como veículos pesados, podem considerar-se os veículos com peso bruto superior a 3500kg, os veículos tratores e, no caso dos automóveis, com lotação do veículo superior a 9 lugares (Costa & Macedo, 2008a). As classes de veículos consideradas por exemplo pela BRISA fazem, no entanto, uma subdivisão em mais classes, conforme se apresenta na Tabela 4.33.

Tabela 4.33 - Tabela de classes de veículos usadas pela Brisa para cálculo de portagens (Brisa)

Classe	Altura vertical		Tipo de veículo
	1º eixo	Nº eixos	
1	<1,10	2ou+	
2	≥1,10	2	
3	≥1,10	3	
4	≥1,10	4ou+	

De qualquer forma, essas classes podem fazer-se corresponder às duas classes de veículos consideradas na análise, uma vez que os veículos ligeiros correspondem às classes 1 e 2 da BRISA e os pesados correspondem às classes 3 e 4 da BRISA. No entanto, importa referir que nos veículos ligeiros que circulam diariamente numa via, haverá mais veículos de classe 1 do que de classe 2, assim como nos pesados que circulam diariamente numa via haverá mais veículos de classe 4 do que de classe 3.

A Tabela 4.34 apresenta os custos unitários associados ao tempo extra despendido por tipo de veículo referidos em duas referências bibliográficas, bem como os valores que serão adotados no presente trabalho, correspondentes aos valores médios da proposta de Santos *et al.* (2012) atualizados para o ano de 2012 por aplicação de uma taxa de inflação anual de 2%. Na proposta de Santos *et al.* (2012), os custos foram estimados com base em valores portugueses, tendo em conta quer o tipo, quer o número de passageiros em cada veículo, para além do respetivo custo horário.

Tabela 4.34 - Custo horário por tipo de veículo rodoviário (CH)

Referência	Ano	Ligeiros (v=1)		Pesados (v=2)	
		Classe 1	Classe 2	Classe 3	Classe 4
Custo a considerar	2012	8,4 €/h		10,1 €/h	
Santos <i>et al.</i> (2011)	2006	7,5 €/h		9,0 €/h	
Rodrigues (2007)	2006	14,4 €/h	37,6 €/h	14,4 €/h	37,6 €/h

Como é ainda possível constatar a partir da análise da Tabela 4.34, os custos referidos por Rodrigues (2007) já são bastante superiores aos das restantes propostas. Os valores de Rodrigues (2007) foram definidos com base nos valores referidos no projeto europeu UNITE (projeto que visa quantificar o impacto das atividades de transportes), considerando um fator de transferibilidade para Portugal. Na verdade, se se consultarem por exemplo os custos referidos para Portugal num outro projeto europeu, o HEATCO (*Harmonised European Approaches for Transport Costing*), que são os recomendados pela Comissão Europeia para análises custo-benefício (EC, 2008), o custo de um trabalhador em viagem de carro ou comboio, é de 19,34€/hora (HEATCO, 2005), um valor que é cerca de 3 vezes superior aos 6,0€/hora subjacentes à proposta de Santos *et al.* (2012). Dada a diferença, pode constatar-se que os custos escolhidos para considerar na aplicação, baseados na proposta de Santos *et al.* (2012), poderão corresponder a uma estimativa por defeito. De qualquer forma, na análise de sensibilidade será feita uma avaliação do impacto do aumento desses custos unitários para valores mais altos, dentro da gama dos referenciados para Portugal com base em valores de projetos Europeus.

A Tabela 4.35 apresenta os custos unitários de circulação extraordinária referidos nessas mesmas referências bibliográficas e os valores a adotar no presente trabalho, que correspondem aos valores médios da proposta de Santos *et al.* (2012) atualizados para o ano de 2012 por aplicação de uma taxa de inflação anual de 2%. Esses custos foram estimados tendo em conta os custos com combustível, com pneus e outro tipo de manutenção, para além de um valor associado à depreciação do próprio veículo.

Tabela 4.35 - Custo quilométrico por tipo de veículo rodoviário (CK)

Referência	Ano	Ligeiros (v=1)		Pesados (v=2)	
		Classe 1	Classe 2	Classe3	Classe 4
Custo a considerar	2012	0,18 €/km		0,68 €/km	
Santos <i>et al.</i> (2011)	2006	0,16 €/km		0,60 €/km	
Rodrigues (2007)	2006	0,12 €/km	0,16 €/km	0,53 €/km	0,67€/km

A Tabela 4.36 mostra exemplos de cálculo de custos indiretos associados a intervenções de reparação e substituição de pontes rodoviárias, tendo em conta as variáveis, as expressões e os valores anteriormente referidos. As hipóteses A até D referidas nessa tabela apresentam os valores de custos diretos (CD) e indiretos (CI) estimados para uma ponte pequena e para uma ponte grande, tanto numa via do tipo estrada regional (via secundária) como numa via com maior nível de tráfego (via principal), como por exemplo um itinerário principal (IP).

Tabela 4.36 - Custos diretos e indiretos associados a intervenções em pontes rodoviárias

HIPÓTESE A				Resultados						
Dados				Custo Reparação:			Custo Substituição:			
Ponte pequena: Via principal:				PER	CT	CC	PER	CT	CC	
		v=1	v=2							
CDU	900	Vp,v,c=0	90	40%	11.935 €	0 €	0%	0 €	0 €	
DUR	250	Vp,v,c=1	60	10%	29.669 €	1.438 €	0%	0 €	0 €	
EC	4	Vp,v,c=2	15	Desvio (c=3)	0,5%	18.057 €	42.981 €	90%	5.525.380 €	13.152.263 €
		Vp,v,c=3	90	Σ	59.661 €	44.419 €	Σ	5.525.380 €	13.152.263 €	
LP	0,05	TMD	9000	CI	104.079 €		CI	18.677.642 €		
A	500	NP	4	CD	450.000 €		CD	765.000 €		
LD	15,00	CAP	1800	CI/CD	23,1%		CI/CD	2441,5%		

HIPÓTESE B				Resultados						
Dados				Custo Reparação:			Custo Substituição:			
Ponte pequena: Via sec.:				PER	CT	CC	PER	CT	CC	
		v=1	v=2							
CDU	900	Vp,v,c=0	70	V Red. (c=1)	40%	1.308 €	85 €	0%	0 €	0 €
DUR	250	Vp,v,c=1	50	Fila (c=2)	10%	2.760 €	128 €	0%	0 €	0 €
EC	4	Vp,v,c=2	15	Desvio (c=3)	0,5%	768 €	1.268 €	90%	234.968 €	388.142 €
		Vp,v,c=3	70	Σ	4.836 €	1.482 €	Σ	234.968 €	388.142 €	
LP	0,05	TMD	950	CI	6.318 €		CI	623.110 €		
A	500	NP	2	CD	450.000 €		CD	765.000 €		
LD	5,00	CAP	900	CI/CD	1,4%		CI/CD	81,5%		

HIPÓTESE C				Resultados						
Dados				Custo Reparação:			Custo Substituição:			
Ponte grande: Via principal:				PER	CT	CC	PER	CT	CC	
		v=1	v=2							
CDU	900	Vp,v,c=0	90	V Red. (c=1)	40%	33.417 €	0 €	0%	0 €	0 €
DUR	250	Vp,v,c=1	60	Fila (c=2)	10%	83.074 €	4.025 €	0%	0 €	0 €
EC	4	Vp,v,c=2	15	Desvio (c=3)	0,5%	17.513 €	41.688 €	90%	5.359.064 €	12.756.375 €
		Vp,v,c=3	90	Σ	134.004 €	45.713 €	Σ	5.359.064 €	12.756.375 €	
LP	0,50	TMD	9000	CI	179.717 €		CI	18.115.439 €		
A	5000	NP	4	CD	4.500.000 €		CD	7.650.000 €		
LD	15,00	CAP	1800	CI/CD	4,0%		CI/CD	236,8%		

HIPÓTESE D				Resultados						
Dados				Custo Reparação:			Custo Substituição:			
Ponte grande: Via sec.:				PER	CT	CC	PER	CT	CC	
		v=1	v=2							
CDU	900	Vp,v,c=0	70	V Red. (c=1)	40%	3.663 €	238 €	0%	0 €	0 €
DUR	250	Vp,v,c=1	50	Fila (c=2)	10%	7.727 €	359 €	0%	0 €	0 €
EC	4	Vp,v,c=2	15	Desvio (c=3)	0,5%	698 €	1.153 €	90%	213.607 €	352.856 €
		Vp,v,c=3	70	Σ	12.089 €	1.750 €	Σ	213.607 €	352.856 €	
LP	0,50	TMD	950	CI	13.839 €		CI	566.463 €		
A	5000	NP	2	CD	4.500.000 €		CD	7.650.000 €		
LD	5,00	CAP	900	CI/CD	0,3%		CI/CD	7,4%		

Através da análise da Tabela 4.36 pode verificar-se que nas substituições, onde há um desvio significativo do tráfego, a parcela de circulação extra (CC) tem mais peso que a parcela do tempo extra (CT) despendido no percurso. Por outro lado, nas reparações, onde acaba por quase só se impor um ligeiro condicionamento na circulação da própria via, o custo do tempo acaba por ser mais preponderante que o custo da circulação extra.

Comparando as hipóteses A e C e ainda as hipóteses B e D, pode analisar-se a variação dos custos indiretos com a dimensão das obras de arte. Nas parcelas associadas à diminuição da velocidade ($c=1$ e $c=2$) há um aumento dos custos indiretos com a dimensão, resultante do facto de a restrição de circulação se encontrar associada à maior extensão que resulta de um maior comprimento da ponte. Por outro lado, nas parcelas relativas ao desvio de tráfego ($c=3$), há uma ligeira diminuição dos custos indiretos associada a uma menor diferença entre o desvio em caso de fecho (considerado em todas as hipóteses com o mesmo valor) e o percurso original. Assim, nas intervenções de reparação há um aumento dos custos indiretos para reparações em pontes maiores, mas nas intervenções de substituição há uma ligeira diminuição desse tipo de custos. De qualquer forma, como os custos diretos associados a uma ponte maior são muito mais significativos, as variações verificadas nos custos indiretos quando aumenta a dimensão da ponte acabam por se traduzir sobretudo numa diminuição do seu peso relativo face aos custos diretos.

Uma maior importância funcional da via associada à obra de arte está, naturalmente, associada a maiores custos indiretos. Comparando por exemplo os resultados apresentados para as hipóteses A e B e ainda para as hipóteses C e D, pode verificar-se que o aumento da importância da via se traduz num aumento muito significativo dos custos indiretos. Esse aumento é de cerca de dez vezes nas intervenções de reparação e de cerca de 30 vezes nas intervenções de substituição.

Como se pode verificar através da análise dos resultados apresentados na Tabela 4.36, nas intervenções de reparação, os custos indiretos não são muito significativos quando comparados com os diretos. A percentagem dos custos indiretos face aos diretos só foi superior a 5% na Hipótese A, correspondente a uma ponte pequena associada a uma via rodoviária de grande importância e com um grande desvio em caso de fecho, onde atingiu um valor de 23%. De qualquer forma, na maioria das reparações é de esperar que os custos indiretos estimados de acordo com a metodologia apresentada sejam bastante inferiores aos diretos. Assim, a calibração dos coeficientes apresentados na Tabela 4.32 para intervenções de reparação não se torna muito relevante. Apesar de os custos indiretos para o utilizador não serem muito relevantes nas intervenções de reparação, nas intervenções de substituição eles podem passar a ser bastante mais significativos, particularmente para obras de arte com vias importantes onde podem passar representar custos superiores aos diretos.

Pode assim concluir-se que os custos indiretos para os utilizadores das vias rodoviárias, associados a intervenções realizadas em pontes, não são muito relevantes em análises que não considerem substituições, mas podem passar a ser significativos quando essa hipótese de atuação é considerada.

4.6.2.2. Obras de arte ferroviárias

Em Portugal, as infraestruturas associadas à rede ferroviária nacional são geridas pela REFER, nomeadamente nas vertentes de construção, manutenção e preservação do património. Todos os anos, a REFER, no seu diretório de rede (REFER, 2011b), enuncia as condições de acesso e descreve os serviços que presta a empresas de transporte ferroviário que nela pretendam operar serviços de transporte. A CP (Comboios de Portugal, E.P.E.) é o maior operador ferroviário que utiliza as suas linhas.

As intervenções nas pontes ferroviárias devem decorrer sem grandes interferências na circulação nas vias que lhes estão associadas, pelo que, quando há necessidade de realizar operações que impliquem uma indisponibilidade da via, esses trabalhos devem, sempre que possível, ser restringidos aos intervalos de tempo sem circulação de comboios nos horários técnicos da linha ferroviária em questão. Esses intervalos de tempo são geralmente correspondentes a determinados períodos noturnos e habitualmente designados por “zonas azuis”, que segundo o diretório de rede da REFER para o ano de 2013 têm uma duração máxima de 4 horas contínuas em cada secção de via (REFER, 2011b).

Os trabalhos necessários nas infraestruturas são geralmente previstos de forma a respeitar esse condicionamento. No entanto, quando isso não é possível e se verificam condicionamentos na circulação dos comboios imputáveis à infraestrutura, a REFER deve pagar ao operador as valorizações do atraso (VA) apresentadas na Tabela 4.37, de acordo com o previsto no seu Diretório de Rede (REFER, 2011b). Essas valorizações são diferenciadas por três tipos de veículos, no entanto, os comboios de mercadorias não serão considerados, uma vez que os atrasos a eles associados se prendem sobretudo com outro tipo de questões, não avaliadas no âmbito do presente trabalho. Assim, tal como para as rodovias, no âmbito da metodologia que se apresenta apenas serão considerados dois tipos de veículos: os comboios suburbanos ($v=1$) e os comboios de médio-longo curso ($v=2$).

Tabela 4.37 - Valorização dos atrasos (VA) por tipo de comboio (REFER, 2011b)

Tipo de veículo	v	VA _v (€/minuto)
Comboio suburbano	1	4,0
Comboio de médio-longo curso	2	2,4
Comboio de mercadorias	---	0,2

Considerando que as valorizações do atraso pagas pela REFER pretendem compensar monetariamente o operador pelos custos extraordinários de circulação e por eventuais indenizações aos utilizadores resultantes de um maior tempo de viagem, esse custo corresponde de certa forma aos custos indiretos anteriormente referidos para as pontes rodoviárias. Por essa razão, os custos indiretos serão estimados a partir de uma previsão do atraso provocado pelas intervenções e dos valores de valorização indicados na Tabela 4.37. Esses custos, tendo que ser efetivamente suportados pela REFER, poderiam ser considerados como diretos, no entanto, a sua natureza torna-os comparáveis com os custos indiretos para o utilizador anteriormente referidos para as pontes rodoviárias. Na verdade, já haveria equivalência com o que foi considerado para as obras de arte rodoviárias, se as administrações desse tipo de redes também tivessem que indemnizar os seus utilizadores sempre que as obras nas suas infraestruturas fossem responsáveis por custos extraordinários de circulação e tempo.

No entanto, uma vez que não se espera que os custos operacionais sejam muito relevantes, em comparação com os custos de tempo, como aliás já não o eram nas vias rodovias, esses custos por minuto podem ainda ser comparados com o custo de tempo dos passageiros. Para o efeito, os custos podem então ser avaliados de uma forma semelhante à adotada para as rodovias. Considerando por exemplo um comboio Alfa, num trajeto de longo curso, com uma taxa de ocupação de 200 passageiros, mesmo que se considere que nenhum deles faz viagens de trabalho, correspondente a um custo de 7,2€/hora segundo a HEATCO (2005), o valor obtido seria de 24€/minuto. No entanto, caso se considerem viagens de trabalho, o valor de 7,2€/hora aumenta para 19,34€/hora. Assim, considerando que esse é o tipo de viagens de 60% dos passageiros, o custo anteriormente calculado pode ainda duplicar. Dessa forma, importa ter em atenção que os custos considerados com base na Tabela 4.37 corresponderão a uma estimativa muito conservativa. Dessa forma, no estudo de sensibilidade a efetuar importará avaliar o impacto de um aumento desse valor, que poderá ir até vinte vezes da valorização do atraso (VA) definida no diretório de rede da REFER (2011). Contudo, importa referir desde já que, uma vez que na maioria dos comboios em circulação a taxa de ocupação é bastante inferior, esse diferencial nunca será tão acentuado.

Nas situações em que haja indisponibilidade da ferrovia, o Diretório da Rede prevê ainda o pagamento de uma compensação financeira ao operador que reflita os custos de contratação de serviços alternativos, descontando as reduções de custos inerentes à não circulação ferroviária, nomeadamente o não pagamento das tarifas de utilização da infraestrutura, a redução de custos de energia ou combustível, a redução de custos de pessoal ou quaisquer outros custos (REFER, 2011b). Porém, as situações de desvio do tráfego ferroviário por vias alternativas só muito excepcionalmente é que são consideradas e mesmo as intervenções de substituição das obras de arte são usualmente previstas de forma a restringir os períodos de indisponibilidade unicamente aos períodos noturnos sem circulação, correspondentes às “zonas azuis” anteriormente referidas. Aliás, essas zonas já são definidas no diretório de rede tendo em conta os trabalhos previstos para o ano em questão.

No caso das reparações, pode então considerar-se que os trabalhos associados à parcela de tempo que nas pontes rodoviárias foi considerada com restrições de circulação mais severas (formação de fila ou desvio) ficam de certa forma restritos, no caso das pontes ferroviárias, às zonas azuis. Dessa forma, os custos indiretos de funcionalidade que serão associados às intervenções de reparação são apenas os que resultam dos atrasos provocados pela redução da velocidade na zona de realização dos trabalhos associados à ponte, que se estima que possam afetar cerca de 40% do tempo de duração de uma intervenção de reparação. Para a presente abordagem essa percentagem foi definida com base na sensibilidade dos especialistas, contudo, para análises futuras, deverá tentar fazer-se uma melhor caracterização desse parâmetro. Tendo em conta o carácter excepcional com que a indisponibilidade é equacionada na ferrovia, as intervenções de substituição também serão previstas com a interdição restrita aos períodos azuis e por isso apenas serão considerados os custos indiretos resultantes do atraso por redução da velocidade. No entanto, nas substituições esse atraso será considerado praticamente ao longo de todo o tempo de duração da intervenção. Dessa forma, a percentagem de tempo com restrições da circulação que será considerada nos vários tipos de intervenção em pontes ferroviárias será a indicada na Tabela 4.38. Dada a grande incerteza associada à sua definição, nas análises probabilísticas, essas percentagens foram definidas com funções densidade de probabilidade triangulares, com um valor médio igual ao valor considerado mais provável e com mínimos e máximos correspondentes a uma variação em torno desse valor de cerca de 75% nas reparações (correspondente a um desvio padrão da ordem dos 30% da média) e de cerca de 10% nas substituições (correspondente a um desvio padrão da ordem dos 5% da média). Nas análises determinísticas as percentagens definidas por meio de funções triangulares foram consideradas através do respetivo valor médio.

Tabela 4.38 - Pontes ferroviárias - percentagem de tempo com diferentes tipos restrições ($PER_{c,a}$)

Circulação	c	Manutenção (a=0)	Reparação (a=1)	Substituição (a=2)
Reduzida	1	0%	FT [10% - 40% - 70%]	FT [80% - 90% - 100%]

FT: Função densidade de probabilidade triangular [valor mínimo - valor mais provável - valor máximo]

A estimativa dos custos indiretos (CI) será então efetuada a partir da expressão (4.13), onde os atrasos por redução da velocidade (ATR) e os atrasos por aceleração e frenagem (ATF) são estimados de acordo com as expressões (4.14) e (4.15), respetivamente. Na expressão (4.13) DUR é a duração da intervenção, PER é a percentagem desse tempo em que há condicionamento de trânsito, TMD é o tráfego médio diário, VA é a valorização do atraso (Tabela 4.37), VE representa o vetor com as probabilidades de estar em cada um dos diferentes níveis de EC e VC representa o vetor coluna com os fatores de condição desses diferentes níveis. Nas expressões (4.14) e (4.15) V corresponde à velocidade, a zona de trabalho é considerada igual ao comprimento da ponte (LP) acrescido de 150m e a velocidade reduzida nessa zona ($V_{p,c=1}$) é considerada igual a 30km/hora.

$$CI_{t,p,a} = VE_{p,t} \cdot VC_a \cdot \sum_{v=1}^2 [PER_{c,a} \cdot DUR_p \cdot (ATR_{v,p} + ATF_{v,p}) \cdot TMD_{t,v,p} \cdot VA_v] \tag{4.13}$$

$$ATR_{v,p} = 60 \cdot (LP + 0,15) \cdot \left(\frac{1}{V_{v,p,c=1}} - \frac{1}{V_{v,p,c=0}} \right) \tag{4.14}$$

$$ATF_{v,p} = \frac{1000}{60 \cdot 60 \cdot 60} \cdot (V_{v,p,c=0} - V_{v,p,c=1}) \cdot (2,2 - 0,0105 \cdot V_{v,p,c=1}) \tag{4.15}$$

Na expressão (4.14) e na expressão (4.15), a parcela numérica inicial serve unicamente para conversão das unidades de comprimento de quilómetros para metros e das unidades de tempo de horas para minutos, sendo as restantes parcelas dessas equações resultantes das expressões do atraso por redução da velocidade e por frenagem (Simson, Ferreira *et al.*, 2000). A formulação apresentada é a habitualmente usadas pela REFER para o cálculo dos atrasos, no entanto, se no âmbito da análise de sensibilidade do sistema de gestão este atraso se vier a mostrar relevante, poderá justificar-se um cálculo mais detalhado dos atrasos provados nos comboios, recorrendo por exemplo a uma análise do tipo da apresentada por Caetano e Teixeira (Caetano & Teixeira, 2011).

Tal como para o tráfego rodoviário, o tráfego ferroviário médio diário de cada um dos anos da análise, para cada tipo de veículos, é estimado considerando uma determinada taxa de variação

anual (TV) para esse parâmetro. Essa taxa pode ser positiva, nula ou negativa, para poder refletir situações de acréscimo, constância e decréscimo de tráfego, respetivamente. Essa estimativa é feita a partir da expressão (4.10).

A Tabela 4.39 mostra várias hipóteses de cálculo de custos indiretos associados a reparações e substituições em pontes ferroviárias, tendo em conta as variáveis, as expressões e os valores anteriormente referidos.

Tabela 4.39 - Custos diretos e indiretos associados a intervenções em pontes ferroviárias

HIPÓTESE A				Resultados						
Dados				Custo Reparação:			Custo Substituição:			
Ponte pequena:				PER	Redução	Acel/Fren	PER	Redução	Acel/Fren	
CDU	900	Via principal:	v=1	V Red. (c=1)	40%	20.080 €	49.219 €	90%	76.806 €	188.264 €
DUR	250	Vp,v,c=0	v=2		CI	69.299 €		CI	265.070 €	
EC	4	Vp,v,c=1	90		CD	450.000 €		CD	1.530.000 €	
LP	0,05		200		CI/CD	15,4%		CI/CD	17,3%	
A	500	TMD	30							
			30							
			150							
			50							
HIPÓTESE B				Resultados						
Dados				Custo Reparação:			Custo Substituição:			
Ponte pequena:				PER	Redução	Acel/Fren	PER	Redução	Acel/Fren	
CDU	900	Via sec.:	v=1	V Red. (c=1)	40%	1.920 €	3.770 €	90%	7.344 €	14.420 €
DUR	250	Vp,v,c=0	v=2		CI	5.690 €		CI	21.764 €	
EC	4	Vp,v,c=1	90		CD	450.000 €		CD	1.530.000 €	
LP	0,05		90		CI/CD	1,3%		CI/CD	1,4%	
A	500	TMD	30							
			30							
			15							
			5							
HIPÓTESE C				Resultados						
Dados				Custo Reparação:			Custo Substituição:			
Ponte grande:				PER	Redução	Acel/Fren	PER	Redução	Acel/Fren	
CDU	900	Via principal:	v=1	V Red. (c=1)	40%	65.260 €	49.219 €	90%	249.620 €	188.264 €
DUR	250	Vp,v,c=0	v=2		CI	114.479 €		CI	437.884 €	
EC	4	Vp,v,c=1	90		CD	4.500.000 €		CD	15.300.000 €	
LP	0,50		200		CI/CD	2,5%		CI/CD	2,9%	
A	5000	TMD	30							
			30							
			150							
			50							
HIPÓTESE D				Resultados						
Dados				Custo Reparação:			Custo Substituição:			
Ponte grande:				PER	Redução	Acel/Fren	PER	Redução	Acel/Fren	
CDU	900	Via sec.:	v=1	V Red. (c=1)	40%	6.240 €	3.770 €	90%	23.868 €	14.420 €
DUR	250	Vp,v,c=0	v=2		CI	10.010 €		CI	38.288 €	
EC	4	Vp,v,c=1	90		CD	4.500.000 €		CD	15.300.000 €	
LP	0,50		90		CI/CD	0,2%		CI/CD	0,3%	
A	5000	TMD	30							
			30							
			15							
			5							

Na Tabela 4.39 as hipóteses A até D apresentam os resultados obtidos numa ponte pequena e numa ponte grande, tanto para uma linha ferroviária secundária (via secundária) como para uma linha ferroviária com maior nível de tráfego (via principal). Nessa tabela os custos diretos unitários e as durações das intervenções são iguais aos anteriormente considerados para pontes rodoviárias na Tabela 4.36, de forma a permitir uma eventual comparação entre os resultados relativos aos dois tipos de obras de arte. Assim, como as dimensões das pontes também são as mesmas, os custos diretos de reparação são iguais aos anteriormente apresentados na Tabela 4.36. Já na substituição, como se considera que essa intervenção é feita com a via-férrea associada sempre em exploração (conseguida por exemplo com a instalação de via contígua, mas sempre com algumas limitações resultantes da proximidade da via-férrea em exploração), o custo direto associado a esse tipo de reconstrução foi duplicado para refletir as condicionantes que daí advêm. Essa duplicação baseia-se no fato de Ribeiro (2007) referir que o custo direto de substituição de uma obra de arte com a linha em exploração pode sofrer um acréscimo até cerca do dobro relativamente ao custo da sua construção com a via ou vias totalmente fora de serviço. Aliás, pode ainda referir-se que as substituições de obras de arte sem interrupção total da circulação da via, embora sejam mais comuns na ferrovia são também por vezes realizadas em vias rodoviárias (segundo informação da EP, o acréscimo de custo direto quando a obra é realizada com manutenção da circulação alternada, é da ordem dos 30% a 50%).

A variação dos custos indiretos das pontes ferroviárias com a dimensão das obras de arte pode ser analisada através da comparação das hipóteses A e C e ainda das hipóteses B e D. O aumento do comprimento da ponte para um valor dez vezes superior traduz-se num incremento dos custos indiretos para cerca do dobro. Por outro lado, o aumento da importância funcional da via associada à obra de arte implica, naturalmente, tanto nas intervenções de reparação como nas intervenções de substituição, um incremento muito mais significativo dos custos indiretos.

A razão entre os custos indiretos e os diretos das pontes ferroviárias é ligeiramente mais relevante nas substituições do que nas reparações. Porém, esse rácio só foi superior a 5% na Hipótese A (ponte pequena associada a uma via ferroviária com muito tráfego), onde atingiu valores inferiores a 20%. Assim, a calibração dos coeficientes apresentados na Tabela 4.38 também não se torna muito relevante.

Apesar da comparação entre custos de utilização associados a vias de diferentes tipos, como a rodoviária e a ferroviária, ser sempre relativa, pode dizer-se que os custos indiretos estimados para reparação das pontes ferroviárias são sempre inferiores aos das pontes rodoviárias, quando se comparam os valores de uma mesma hipótese na Tabela 4.36 e na Tabela 4.39, chegando a haver diminuições até cerca de 30%. Porém, nas intervenções de substituição há diferenças muito significativas. Essa diferença resulta do facto de nas pontes rodoviárias se ter considerado uma

maior extensão de desvio para essas vias principais, com um impacto elevado nos custos indiretos, e de nas vias ferroviária apenas terem sido consideradas reduções de velocidades (associadas aos desvios de tráfego para vias contíguas). Comparando o somatório dos custos diretos e indiretos das quatro hipóteses apresentadas na Tabela 4.36 e na Tabela 4.39, as intervenções ficam mais baratas nas pontes ferroviárias, exceto na substituição de pontes em vias secundárias (hipóteses B e D).

Porém, importa lembrar que os custos indiretos das pontes ferroviárias foram avaliados com base nas compensações estabelecidas pela REFER (Tabela 4.37), algo que já se constatou ser muito pouco gravoso. Dessa forma, mesmo tendo considerado valores elevados para a velocidade dos comboios (90km/h para comboios suburbanos e 200km/h para comboios de médio-longo curso), os custos indiretos das pontes ferroviárias são muito pouco significativos face aos das pontes rodoviárias.

Para comparar os custos indiretos das intervenções nas pontes rodoviárias e nas pontes ferroviárias a partir de pressupostos equiparáveis, pode então recorrer-se ao valor do tempo indicado pela HEATCO (2005). De acordo com a análise anteriormente efetuada, o custo do tempo indicado no projeto HEATCO é 3 vezes superior ao considerado na avaliação da parcela relativa ao tempo nos custos indiretos das intervenções em pontes rodoviárias. Nas pontes ferroviárias, os valores de tempo definidos pela HEATCO conduzem a custos indiretos muito maiores do que os determinados com a valorização do atraso (VA) estabelecida no Diretório de Rede da REFER (2011), podendo chegar mesmo a implicar aumentos até 20 vezes do seu valor. Contudo, como na maioria dos casos essa diferença máxima não será atingida, será considerado apenas um diferencial de apenas 10 vezes. Considerando então essas diferenças, os custos indiretos anteriormente apresentados na Tabela 4.36 e na Tabela 4.39 podem ser ajustados aos valores da HEATCO, conforme se apresenta na Tabela 4.40. A partir dessa tabela pode então verificar-se que os custos indiretos das reparações são menores nas pontes rodoviárias e que os custos indiretos das substituições são menores nas pontes ferroviárias, por nessas não se ter considerado a hipótese de desvio por vias alternativas.

Tabela 4.40 - Ajuste dos custos indiretos estimados para intervenções em pontes rodoviárias e ferroviárias com os valores de custos horários indicados pela HEATCO

Hipótese	Custo de uma reparação (k€)				Custos de uma substituição (k€)			
	Rodovia		Ferrovia		Rodovia		Ferrovia	
	CI (CT+CC)	3CT+CC *	CI	10CI *	CI (CT+CC)	3CT+CC *	CI	10CI *
A	104	223	69	693	18.678	29.728	265	2.651
B	6	16	6	57	623	1.093	22	218
C	180	448	114	1.145	18.115	28.834	438	4.379
D	14	38	10	100	566	994	38	383

* correspondente aos valores indicados pela HEATCO

4.6.3. Custos residuais

Uma vez que a análise não será efetuada até ao final da vida das obras de arte, a consideração do valor residual do património no final do período temporal da análise, que está associado a cada uma das soluções equacionadas, terá também que ser tido em consideração na decisão, de forma a minimizar as distorções associadas à consideração de diferentes períodos de estudo (UIC, 2010). Esse valor residual pode ser determinado a partir de uma depreciação do valor inicial da edificação (custo de construção) relativamente ao período final da análise, uma das hipóteses referidas por exemplo na norma (NIST, 1995). Esse valor residual pode também ser traduzido em termos de custo residual (Mearig, Coffee *et al.*, 1999) e dessa forma poderá ser adicionado aos restantes custos considerados na análise. O manual de custos de ciclo de vida de pontes publicado pelo NCHRP (Hawk, 2003) considera para o efeito uma percentagem do custo de substituição futuro, onde essa proporção é determinada a partir de uma relação entre a diferença do estado no final da análise e do estado no final do tempo de vida relativamente à variação dos estados de condição da obra de arte do início até ao fim de vida. Uma vez que a metodologia já considera o valor de substituição da obra de arte para estimativa de outros custos, será adotada uma análise semelhante à referida no manual do NCHRP (Hawk, 2003) que não implicará a introdução de novas variáveis.

Para o efeito, a metodologia considera um custo residual associado a cada obra de arte (CR_p), diretamente relacionado com potenciais custos futuros associados à sua substituição e inversamente relacionado com o seu valor patrimonial residual. Esse custo residual pretende traduzir a mais rápida ou mais lenta necessidade de substituição no período temporal posterior ao da análise, que decorre das intervenções consideradas no decorrer do tempo analisado. Para o efeito, será tida em consideração a idade e o estado de condição previsto para cada uma das obras de arte no final do período temporal em análise (tu). Esse custo residual será então

estimado a partir da expressão (4.16), onde as variáveis assumem os seguintes significados: CR para custos residual, p para ponte, EC para estado de condição, ID para idade, tu para último ano da análise, CDU para custo unitário de reparação (que multiplicado por 1,7 passa a corresponder ao custo unitário de substituição), A para área do tabuleiro da obra de arte e TV para tempo de vida, este último definido como sendo o tempo que a ponte em questão demora a atingir o pior nível da escala do estado de condição ($EC=5$), com o modelo de degradação escolhido e num cenário sem intervenções.

$$CR_p = \frac{TV[ID(tu); EC = 1] - TV[ID(tu); EC(tu)]}{TV[ID(tu); EC = 1]} \cdot 1,7 \cdot CDU_p \cdot A_p \quad (4.16)$$

Segundo esta expressão, o custo residual corresponde ao valor do investimento associado a uma substituição da ponte (demolição da existente e construção da nova ponte) multiplicado pela razão da diferença do tempo vida em $EC1$ (o melhor EC) e do tempo de vida no EC do final da análise, com o tempo de vida em $EC1$, todos calculados com a idade da ponte no final do período de análise. Dessa forma, no final do período temporal definido para a análise, é considerada uma relação linear com o custo associado à necessidade de investimento na substituição futura da obra de arte, prevista num cenário de não atuação.

Essa relação entre o custo de substituição futuro (relativo a um período posterior ao da análise) e o custo residual correspondente ao final da análise encontra-se ilustrada na Figura 4.19, onde se apresenta um esquema de evolução no tempo do estado de condição e dos custos associados a uma determinada obra de arte. Nessa figura pode observar-se que aos instantes temporais em que há registos de custos de reparação estão associadas melhorias do estado de condição. Nos restantes instantes do período temporal da análise, o estado de condição vai sofrendo um agravamento progressivo (aumentando de nível), determinado com o modelo de degradação, e apenas são registados custos de inspeção e manutenção. Esses custos de inspeção e manutenção devem ser determinados tendo em conta o estado de condição da ponte, pelo que vão aumentando com o aumento do estado de condição. A consideração de todos esses custos na análise, associados a diferentes instantes temporais, deve ser feita com a sua atualização para o instante inicial. Nesse sentido, o custo residual, determinado de acordo com a expressão (4.16), será atualizado para o instante inicial da análise, considerando a taxa de atualização monetária correspondente ao ano definido para o término da análise.

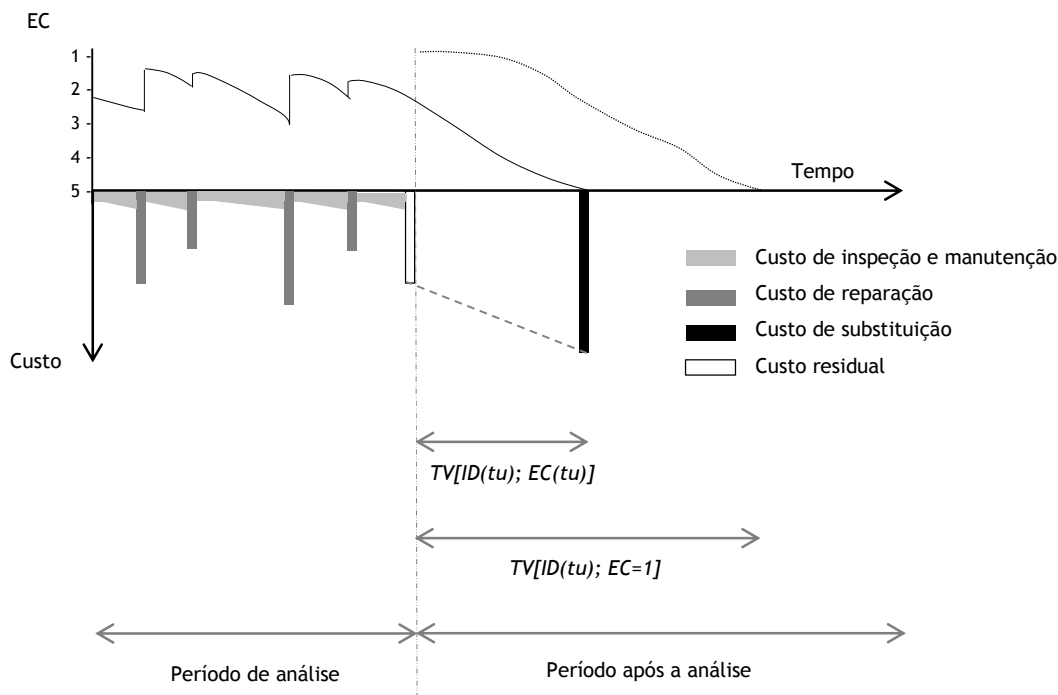


Figura 4.19 - Esquema ilustrativo do cálculo do valor residual considerado

A Tabela 4.41 apresenta alguns exemplos numéricos de determinação do custo residual, em termos de porcentagem do custo de substituição, calculados para um modelo de degradação estacionário e para um modelo de degradação não estacionário. Como modelo estacionário foi considerado o modelo de Roelfstra (2001), para condições ambientais favoráveis (degradação lenta) e normais (degradação normal), e como modelo não-estacionário foi adotado o modelo de Devaraj (2009), ambos já anteriormente apresentados.

No modelo de degradação estacionário, o custo residual de uma ponte que tenha um EC previsto de 4 para o final da análise, terá um custo residual correspondente a 80% ou 85% do custo de substituição, respectivamente para condições ambientais normais ou favoráveis, mas sempre independentemente da idade da obra de arte. No modelo de previsão da degradação não-estacionário que foi considerado, quando o EC previsto para o final da análise é de 4, o custo residual pode ser ligeiramente maior ou menor conforme a sua idade - no exemplo apresentado na tabela, o custo residual corresponde a 64%, 74% e 72% do custo de substituição, respectivamente para idades nesse instante de 10, 30 e 50. Quando os estados de condição previstos para o final da análise vão aumentando, os custos residuais também vão sendo naturalmente mais altos.

Tabela 4.41 - Exemplos de cálculo do custo residual (em percentagem do custo de substituição)

Modelo de Roelfstra - degradação lenta				Modelo de Devaraj			
Idade	EC	TV	%C.Subst.	Idade	EC	TV	%C.Subst.
qualquer	1	96	0%	10	1	85	0%
qualquer	2	75	22%	10	2	82	4%
qualquer	3	22	77%	10	3	59	31%
qualquer	4	14	85%	10	4	31	64%
				30	1	92	0%
				30	2	88	4%
				30	3	59	36%
				30	4	23	75%
				50	1	101	0%
				50	2	99	2%
				50	3	63	38%
				50	4	24	76%

Modelo de Roelfstra - degradação normal			
Idade	EC	TV	%C.Subst.
qualquer	1	39	0%
qualquer	2	29	26%
qualquer	3	15	62%
qualquer	4	8	80%

4.7. Considerações finais

O modelo apresentado, para determinação dos custos de ciclo de vida associados à fase de serviço de um parque de obras de arte em funcionamento, permite identificar o planeamento ótimo das intervenções a realizar ao longo de um determinado período temporal. De forma a possibilitar a sua aplicação a um grande conjunto de obras de arte, o modelo adota uma forma expedita de avaliação do custo de ciclo de vida, que tem como base os custos globais das intervenções, estimados a partir de um conjunto de fatores que foram identificados como sendo os mais relevantes. O modelo de quantificação de custos permite assim implementar uma análise de custo de ciclo de vida em pontes portuguesas, que permite preparar e justificar orçamentos futuros, a partir da comparação de diferentes políticas de atuação do ponto de vista financeiro e de determinação da solução ótima que minimiza os avultados custos associados à gestão desse tipo de obras de arte.

A partir do estudo comparativo dos valores de custos referidos em análises de custo de ciclo de vida de outros países, foi possível verificar uma grande variação dos preços considerados para as intervenções mais usuais na fase de serviço de pontes em funcionamento. As diferenças dos custos entre vários países são no entanto atenuadas quando se considera um ajuste desses valores tendo em conta o ano a que se referem e o índice de custos de construção do próprio país. De qualquer forma, mesmo depois desse ajuste, continuam a verificar-se diferenças significativas,

sobretudo em termos de valores absolutos. Esses valores foram ainda analisados em termos relativos, a partir da percentagem do custo de reconstrução, de forma a tornar os custos mais independentes do custo de nível de vida e das práticas construtivas habituais no país. Dessa forma, verificou-se que os custos anuais associados aos vários tipos de intervenções já apresentam uma menor dispersão, correspondendo em geral a cerca de 1% do valor de reconstrução do património. No entanto, uma vez que se desconhece muitas vezes a periodicidade das várias intervenções realizadas e os níveis de correção associados às intervenções realizadas, não é possível determinar a partir daí o valor relativo associado a cada tipo de ação.

Na verdade, na gestão de um parque de obras de arte, os parâmetros que mais necessitam de ser ajustados à realidade do país em que se pretende fazer a análise de custo de ciclo de vida são os relativos a custos. Para encontrar os parâmetros de custo mais ajustados à análise de custo de ciclo de vida de pontes portuguesas que se pretende fazer, foi efetuado um estudo dos dados históricos relativos a intervenções realizadas na última década, em obras de arte rodoviárias e ferroviárias. Para o efeito foi realizado um estudo dos dados que se conseguiram obter junto das entidades responsáveis em Portugal pelos maiores parques de pontes de cada um desses tipos, a EP e a REFER, respetivamente. A partir dos resultados desses dados históricos, conjugados com alguma informação obtida junto dessas mesmas entidades por *expert judgment*, foi possível estabelecer valores de custos diretos de intervenções em pontes, bem como indicadores relativos à sua duração, de forma a poder estimar também os respetivos custos indiretos.

O estudo efetuado permitiu concluir que os custos por área de tabuleiro apresentam grande dispersão para obras de arte de pequenos comprimentos, mas que se aproximam para comprimentos maiores, sobretudo a partir dos 50m. Assim, para intervenções em obras de arte de betão com mais de 50m de comprimento e no nível 4 de estado de condição foram estabelecidos os seguintes valores médios para os parâmetros de custos: inspeção e manutenção com um custo anual de 1€/m²; reparação com um custo por intervenção de 900€/m² e uma duração de 250 dias e substituição com valores de custo e duração 70% superiores aos apresentados para a reparação. Quando as pontes se encontram noutros níveis de estado de condição, estes parâmetros de custos poderão ser obtidos a partir destes valores, por aplicação dos coeficientes de ajuste que foram também apresentados. Importa ainda referir que os parâmetros de custos foram definidos não só em termos médios, mas também por funções densidade de probabilidade, de forma a permitir uma análise de custo de ciclo de vida de índole probabilística que possa traduzir a incerteza associada à sua determinação.

A determinação dos custos apresentada é efetuada com base nos indicadores que se consideraram mais relevantes, no âmbito do estudo dos registos históricos estudados. No entanto, quando no

futuro for possível estabelecer relações com outros fatores, como por exemplo o número de vãos e alguns indicadores relacionados com a acessibilidade à obra de arte, o módulo de estimativa de custos também poderá ser facilmente adaptado para o considerar.

Uma vez que a aplicação que se pretende fazer é exclusivamente relativa a pontes em betão, apenas foram definidos os valores a usar para esse tipo de obras de arte, no entanto, foram também apresentados alguns valores relativos a pontes de outros materiais, tendo sido possível concluir que, as pontes em alvenaria apresentam custos tendencialmente inferiores relativamente às pontes de betão, ao contrário das pontes metálicas onde as intervenções são mais caras.

Os parâmetros de custos estabelecidos para a análise de custo de ciclo de vida que se pretende efetuar foram definidos exclusivamente com base nos registos históricos obtidos para as pontes rodoviárias da EP, uma vez que os registos obtidos para as pontes ferroviárias da REFER eram na generalidade relativos a obras de arte metálicas e em alvenaria. Porém, pode dizer-se que a análise comparativa efetuada entre os registos históricos de intervenções em pontes rodoviárias da EP e em pontes ferroviárias da REFER indicou uma certa tendência destes últimos serem inferiores aos primeiros, contrariamente à tendência observada nos custos de construção de obras de arte apresentados em algumas das referências citadas (SETRA, 2004; Moore, 2006). No entanto, uma vez que nos registos analisados relativamente a pontes ferroviárias nem sempre era conhecido o estado de condição antes da intervenção, será prematuro tirar conclusões a partir dos registos históricos portugueses analisados relativamente a essa questão. Na análise de custo de ciclo de vida que será efetuada, os parâmetros de custos referidos serão então considerados quer para pontes rodoviárias, quer para pontes ferroviárias, permitindo até, dessa forma, uma melhor comparação dos resultados que se obtiverem para ambos os tipos de obras de arte. De qualquer forma, continuará a ser feita uma recolha sistemática da informação, pelo que se espera que num futuro relativamente próximo, seja possível melhorar as conclusões relativamente aos parâmetros de custos mais adaptados a esse tipo de obras de arte. Aliás, com o presente trabalho pretende-se também contribuir para a implementação de uma prática sistemática de registo de informação relevante para a tomada de decisões futuras.

Em termos de custos indiretos, apesar de se ter feito uma referência geral às várias vertentes que podem interessar ponderar no âmbito de um processo de gestão de obras de arte, apenas foi considerada uma estimativa dos custos associados aos condicionamentos dos utilizadores das vias associadas às pontes, por serem os mais mensuráveis. Os custos indiretos para o utilizador, considerados no modelo de custo de ciclo de vida apresentado, são estimados tendo em conta a duração média estimada para os vários tipos de intervenções, as restrições de circulação em cada uma das intervenções e a funcionalidade da via associada à obra de arte. Dessa forma, as

principais diferenças dos custos indiretos de pontes rodoviárias e ferroviárias resultam sobretudo do facto de se ter considerado diferentes restrições de circulação em cada um desses tipos de obras de arte, que advêm do diferente grau de redundância dos dois tipos de vias. Uma vez que apenas se consideram os custos indiretos para o utilizador, tanto nas pontes rodoviárias como nas pontes ferroviárias, nas intervenções de reparação os custos indiretos estimados não são percentualmente muito significativos, em relação aos diretos. No entanto, nas intervenções de substituição os custos indiretos já podem ser bastante mais significativos.

Dada a natureza preditiva da análise, as estimativas dos vários tipos de custos de ciclo de vida são efetuadas tendo em conta a incerteza que está associada aos vários parâmetros considerados. O impacto da variação de cada um desses parâmetros nos resultados finais será discutido com mais detalhe no capítulo das aplicações, onde serão ainda apresentados resultados da análise de sensibilidade relativa à aplicação do Sistema de Gestão de Pontes.

O modelo de custos apresentado para as pontes portuguesas permite assim determinar, não só os custos diretos de realização desse tipo de intervenções ao longo de diferentes instantes temporais da fase de serviço das obras de arte, como também os correspondentes custos indiretos para o utilizador. Para além disso, uma vez que as análises de custo de ciclo de vida serão efetuadas para períodos inferiores ao tempo de vida das estruturas, o modelo permite ainda identificar os custos residuais de cada uma das obras de arte no final da análise, determinados tendo em conta a idade e o estado de condição previstos para o final do período temporal analisado. Assim, para um determinado cenário de atuação, tendo em conta os tipos e os *timings* de intervenção previstos é possível estimar os custos diretos, indiretos e residuais associados ao horizonte temporal em análise. A solução ótima pode dessa forma ser identificada através da minimização de um ou vários desses custos, de acordo com a intenção do decisor.

CAPÍTULO 5.

METODOLOGIA DE APOIO À DECISÃO

O apoio à decisão no âmbito da gestão de um parque de obras de arte envolve diversos tipos de análise. O Sistema de Gestão que se propõe analisa a informação disponível relativamente a um determinado parque de obras de arte e processa-a de forma sistemática para gerar resultados que ajudam a fundamentar a escolha do decisor relativamente ao plano de atuação para um ciclo temporal de médio-longo prazo. Dada a relevância dos custos de ciclo de vida no processo de decisão, os principais elementos de apoio à decisão são gerados a partir de um módulo de otimização que os minimiza, tendo em conta um determinado conjunto de restrições, nomeadamente relativas ao nível de performance pretendido para as obras de arte. A possibilidade de imposição das restrições por ponte e para o conjunto das obras de arte permite orientar a procura da solução ótima tendo em conta o tipo de análise pretendido e as suas condicionantes particulares.

Neste capítulo é feita a apresentação do funcionamento do módulo de otimização e da sua articulação com os módulos anteriormente apresentados - o módulo de degradação e o módulo de custos. Para além disso, referem-se também algumas outras análises que podem ser consideradas para complementar a informação a apresentar aos gestores. Os mapas e gráficos que podem ser gerados a partir dos resultados gerados com o sistema de gestão são depois apresentados no capítulo relativo à aplicação do Sistema de Gestão de Pontes a casos práticos, através de alguns exemplos.

5.1. Nível de análise

Na metodologia de gestão de pontes que se apresenta, o objeto da análise será um parque de obra de artes. O melhor plano de atuação do parque de pontes será então escolhido de forma a minimizar o custo de ciclo de vida, tendo em conta simultaneamente as exigências de cada uma das obras de arte, da rede viária em que se insere e ainda da sua entidade administradora.

As decisões podem ser diferenciadas em três níveis diferentes: estratégico, tático e operacional. As decisões estratégicas são tomadas pelos gestores numa perspetiva de longo prazo, envolvendo por isso um maior grau de incerteza. Tendo em conta essas decisões estratégicas, podem depois ser tomadas decisões mais táticas, com base em análises mais detalhadas onde se podem equacionar tarefas mais específicas. As decisões operacionais já são as relativas às ações a implementar num curto prazo de tempo, de acordo com determinadas normas ou procedimentos específicos.

O Sistema de Gestão de Pontes que se apresenta permite apoiar as decisões de natureza estratégica ou tático-estratégica. Essa opção é aliás coerente com as análises de primeiro nível adotadas, quer para a avaliação da performance das obras de arte (Capítulo 2), quer para a estimativa de custos (Capítulo 4). A metodologia adotada pretende gerar resultados globais expeditos relativos a um conjunto de obras de arte, num horizonte temporal de médio ou longo prazo, que depois permitam identificar necessidades de análises de maior nível de detalhe. Assim, a partir dos resultados obtidos com o sistema de gestão, podem identificar-se as obras de arte onde de facto se justifica a implementação de análises complementares mais particulares. Nessas análises, a realizar ponte a ponte, podem então avaliar-se novamente as situações mais críticas e especificar os trabalhos a realizar nas intervenções identificadas como necessárias, bem como as melhores técnicas para os executar. Em alguns desses casos, a análise de cada ponte resulta ainda de uma análise a menor escala em que a própria previsão da degradação e a otimização das intervenções são efetuadas ao nível de cada uma das componentes - superestrutura, infraestrutura e tabuleiro - ou mesmo ao nível de cada um dos elementos que a constituem, como por exemplo as vigas, os pilares e mesmo as guardas de segurança (Thompson, Small *et al.*, 1998; M. Schläfli, Hajdin *et al.*, 2000; Ellis, Thompson *et al.*, 2008; Hajdin, 2008; Elbehairy, Hegazy *et al.*, 2009).

No âmbito desse nível de estudo tático-estratégico podem adotar-se ainda diferentes níveis de análise, desde os mais simples de natureza determinística até outros um pouco mais complexos que considerem uma análise de natureza probabilística para traduzir a incerteza associada a determinados parâmetros considerados. Nesse aspeto a metodologia adotada opta por uma

análise probabilística onde os parâmetros com maior incerteza são considerados como variáveis aleatórias, caracterizadas por funções de densidade de probabilidade, que permitem que a apresentação dos resultados seja acompanhada de indicadores relativos à sua variabilidade.

5.2. Esquema de processamento da informação

Tendo em conta que se pretende que o sistema de gestão seja facilmente aplicável a parques de obras de arte como o português e que a classificação das obras de arte habitualmente registada nas inspeções principais dos principais parques de pontes nacionais é o Estado de Condição (EC), esse será o principal parâmetro considerado para classificação do desempenho estrutural das obras, tal como referido anteriormente no capítulo relativo ao modelo de degradação. O Estado de Condição será considerado com a escala de 5 níveis, em que um corresponde a *muito bom* e cinco corresponde a *muito mau*.

Por razões de simplificação da operacionalidade computacional, o período temporal escolhido para análise vai ser discretizado em 5 diferentes ciclos temporais sequenciais, com igual ou diferente número de anos por ciclo. Caso se pretenda efetuar uma análise a médio prazo podem por exemplo ser considerados 5 ciclos de 4 anos, correspondendo cada um dos ciclos aproximadamente ao intervalo entre inspeções principais. Se, por outro lado, se pretender uma análise a mais longo prazo podem por exemplo considerar-se 5 décadas. Nas análises relativas a períodos temporais mais alargados, caso se pretenda uma melhor antecipação dos instantes mais próximos, aos quais está sempre associada uma menor incerteza, pode também optar-se por considerar os dois primeiros ciclos com 5 anos e os restantes com mais. As análises relativas a períodos mais curtos, por exemplo com 5 ciclos de 1 ano, também são possíveis, embora para esses períodos mais curtos se deva equacionar a passagem para análises de maior detalhe.

Dadas as múltiplas vertentes de uma análise associada à gestão de um parque de obras de arte, a metodologia adotada envolve o processamento de um vasto conjunto de informação. Esses dados podem ser agrupados em função da sua natureza da seguinte forma:

- Dados de inventário das obras de arte: tipo de obra de arte, materiais, ano de construção, comprimento, largura, altura, número de vãos, agressividade ambiental e zona sísmica.
- Dados de classificação das obras de arte: estado de condição registado nas inspeções.

- Dados das vias: tráfego médio diário (diferenciado por tipo de veículos), velocidades e extensão do desvio de tráfego implicado em caso de fecho da circulação (quando equacionado).
- Dados da análise: taxa de atualização monetária anual, período temporal de análise, restrições por obra de arte e restrições para o conjunto das obras de arte.

A informação de partida, depois de usada para classificação do tipo de obra de arte, é canalizada tanto para os módulos preditivos relativos à degradação e aos custos, como para o módulo de otimização, sendo depois processada de acordo com o esquema de funcionamento apresentado na Figura 5.1.

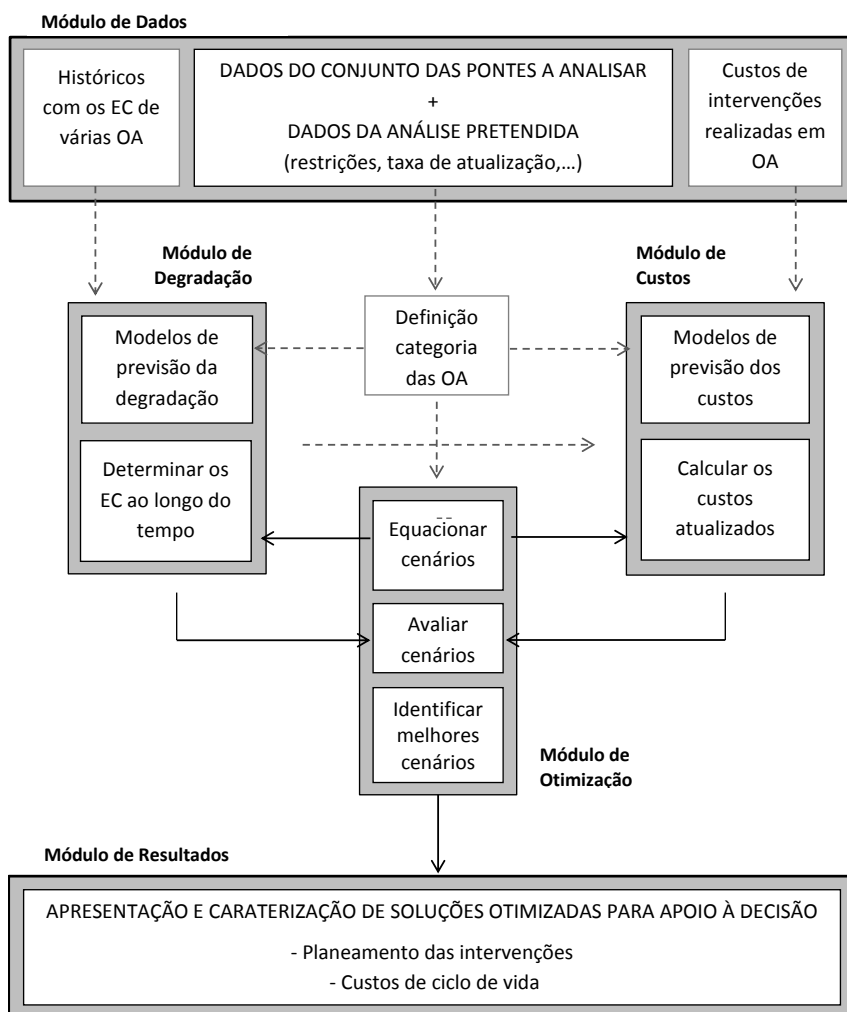


Figura 5.1 - Esquema de funcionamento do programa de gestão de pontes

No módulo de degradação é feita a previsão da evolução temporal do Estado de Condição (EC). Por falta de dados históricos portugueses, serão adotados modelos de degradação desenvolvidos noutros países, de acordo com o apresentado no capítulo dedicado a esse módulo. De qualquer forma, o módulo de previsão da degradação foi desenvolvido de forma a possibilitar a inclusão de novos modelos de degradação por parte do utilizador, sempre que pretendido. A escolha do modelo de degradação mais adequado é então feita a partir da base de dados de modelo de degradação disponível, tendo em conta os dados de inventariação. Depois, a partir do EC inicial das pontes é feita uma previsão da evolução do EC ao longo do tempo, considerando o modelo de degradação escolhido sempre que não forem previstas ações com impacto na performance das obras de arte. No entanto, como as matrizes de Markov do modelo de degradação são em geral relativas a intervalos anuais, sempre que os ciclos são definidos com mais de um ano, importa que essa previsão da evolução temporal seja realizada para cada um desses anos, embora só seja depois dada informação relativa à previsão correspondente ao último ano do ciclo.

No módulo de custos são considerados alguns dados independentes, relativos a outras obras de arte, para definição dos valores unitários dos custos a adotar, de acordo com o apresentado anteriormente relativamente a esse módulo. Os dados da análise são depois considerados para previsão de despesa associada a cada uma das pontes tendo em conta o tipo de obra de arte, o EC previsto para cada instante temporal no módulo de degradação e o cenário de atuação equacionado pelo módulo de otimização.

O problema de otimização consiste na determinação do plano de atuação que minimiza os custos de ciclo de vida associados ao período temporal escolhido para a análise. Em geral, este tipo de otimização é efetuado de forma faseada, identificando primeiro o tipo de intervenção e só depois o instante da sua aplicação, ou vice-versa. Por exemplo no projeto LIFECON primeiro faz-se a escolha do tipo de intervenção e só depois do instante da sua realização (Sarja, 2004), por outro lado Orcesi e Cremona escolhem primeiro o instante e só depois o tipo de atuação (Orcesi & Cremona, 2011a). No entanto, uma das vantagens da metodologia que se apresenta será a otimização simultânea dos tipos de atuação e dos respetivos instantes de implementação. Essa otimização será feita com recurso a um Algoritmo Genético (AG) que adiante se apresentará de forma detalhada.

As soluções obtidas por otimização são apresentadas no módulo de resultados, quer em termos do planeamento das intervenções, quer em termos dos custos de ciclo de vida, em relatórios de apoio à decisão.

5.2.1. Hipóteses de atuação consideradas

Para cada uma das obras de arte consideradas e em cada um dos cinco ciclos temporais podem ser considerados vários tipos de atuações. Para além da alternativa correspondente a não realizar qualquer tipo de intervenção, podem ser equacionados vários tipos de intervenção como por exemplo: manutenção, reparação, beneficiação e substituição. As hipóteses de intervenções a considerar no âmbito do Sistema de Gestão de Pontes devem ser escolhidas pelo utilizador, tendo em conta a realidade específica do parque de obras de arte que se pretende gerir, definindo-as quer em termos do seu impacto na evolução do índice de performance considerado, quer em termos dos custos que lhe estão associados.

As beneficiações têm em vista a melhoria de algum dos requisitos da obra de arte, considerando por exemplo um alargamento do tabuleiro ou um reforço da capacidade resistente da estrutura para fazer face a uma solicitação mais exigente. Uma vez que essas intervenções são em geral decididas com base em razões políticas e de funcionalidade que não serão avaliadas no âmbito da metodologia adotada, no sistema de gestão que se apresenta a beneficiação não será equacionada.

As ações de inspeção e manutenção, de natureza mais periódica, serão consideradas de uma forma regular ao longo dos vários anos de análise, mas o seu instante de implementação não será alvo de otimização. Dessa forma, as intervenções cujo instante de implementação se vai pretender otimizar, são a reparação e a substituição. Esse tipo de intervenções poderão ser apenas consideradas admissíveis quando já há algum nível de degradação, caso o decisor considere que não as pretende implementar em pontes que estejam em bom estado, no entanto, não terão a sua realização obrigatoriamente associada a um determinado limite de EC, sendo o instante escolhido para a sua realização identificado no âmbito do processo de otimização de forma a minimizar o custo total de ciclo de vida do parque de obras de arte considerado. Dessa forma, poderá dizer-se que se consideram dois tipos de reparação, uma reparação de carácter mais preventivo nos casos em que for indicada para melhores níveis de EC e uma reparação de carácter mais corretivo quando for indicada em EC mais próximos dos definidos como limites. De qualquer forma, em qualquer um desses casos, a reparação será entendida como uma intervenção que visa repor capacidades que a ponte já teve mas perdeu devido a um processo de degradação.

Nas aplicações que vão ser apresentadas no próximo capítulo, as hipóteses de atuação consideradas possíveis para cada obra de arte em cada um dos 5 ciclos temporais da análise são as que se caracterizam na Tabela 5.1. Para facilitar o processamento, a cada uma das intervenções que pode ser equacionada, para cada ponte e em cada ciclo temporal, foi atribuído um código: 0, 1 e 2, respetivamente para não atuação, reparação ou substituição. Os impactos da

implementação de cada uma dessas ações, quer em termos de performance, quer em termos de custos serão explicados nos pontos seguintes.

Tabela 5.1 - Hipóteses de atuação que podem ser consideradas no Sistema de Gestão de Pontes

Código	Tipo de atuação	Descrição
0	Não atuação	Realização apenas das inspeções periódicas correntes e de alguns trabalhos de manutenção. Para além das tarefas associadas às inspeções, inclui por exemplo trabalhos de limpeza e pintura.
1	Reparação Preventiva (se EC baixo) Corretiva (se EC alto)	Reposição de capacidades perdidas devido à degradação. Inclui por exemplo trabalhos de tratamento de fissuras e substituição ou regeneração de elementos da ponte cujas características sejam insuficientes para cumprir a sua função.
2	Substituição	Substituição integral da ponte existente por um aponte nova.

5.2.2. Custos das atuações

Uma vez que a cada um dos 5 ciclos de tempo considerados pode ser atribuído um ou mais anos, importa definir, tendo em vista a aplicação da metodologia, em qual dos anos dos ciclos plurianuais se considera a realização de eventuais intervenções. Para ter a possibilidade de identificar as intervenções a efetuar desde o ano inicial do estudo, a metodologia considera que as intervenções são sempre realizadas no primeiro ano de cada ciclo, recorrendo depois às matrizes de Markov do modelo de degradação da ponte para estimar o EC nos restantes anos e determinar o EC previsto para o final de cada ciclo temporal.

Como se considera que as intervenções de reparação e substituição são sempre implementadas no primeiro ano do ciclo em que são indicadas, os custos diretos e indiretos que lhe estão associados devem ser atualizados com a taxa de atualização correspondente a esse ano. Uma vez que o nível de degradação influencia os custos de reparação, a estimativa dos custos associados a esse tipo de intervenção deve ainda ter em consideração os fatores de correção associados ao EC previsto para o primeiro ano do ciclo, antes da intervenção. Para além disso, o tráfego médio diário (TMD) considerado no cálculo dos custos indiretos, também é o previsto para esse mesmo ano a partir do TMD inicial e da taxa de variação anual indicada pelo utilizador para esse mesmo parâmetro.

Relativamente aos custos periódicos, como os relativos à realização de inspeções e manutenções correntes, uma vez que a sua quantificação é feita a partir do seu custo unitário anual, o valor por ciclo é estimado tendo em conta o número de anos do ciclo sem intervenções de reparação ou substituição. Dessa forma, a estimativa desse custo será efetuada multiplicando o valor anual pelo número de anos do ciclo, no caso de ciclos sem intervenções, e pelo número de anos do ciclo menos um, no caso dos ciclos com intervenções. Esses custos também são variáveis em função do nível de degradação, no entanto, por simplificação, a sua previsão será efetuada considerando o EC previsto para o final do ciclo. Por outro lado, o erro por excesso resultante da consideração do pior EC do ciclo poderá de certa forma ser compensado com o erro por defeito associado à simplificação que será considerada relativamente à taxa de atualização monetária considerada nesses casos, que será também a correspondente ao último ano do ciclo em questão.

A Tabela 5.2 apresenta então para cada um dos tipos de atuações que podem ser equacionados para cada ponte em cada um dos ciclos temporais, o respetivo impacto em termos de custos. No entanto, importa ainda lembrar que, para além dos custos diretos e indiretos associados às tarefas referidas na Tabela 5.2, a metodologia apresentada considera ainda custos residuais de cada uma das obras de arte no final do período de tempo da análise. Esses custos residuais são atualizados ao instante inicial a partir da aplicação da taxa de atualização monetária correspondente ao último ano do horizonte temporal considerado.

Tabela 5.2 - Impacto nos custos das hipóteses de atuação consideradas no Sistema de Gestão

Código	Tipo de atuação	Primeiro ano do ciclo	Restantes anos do ciclo
0	Não atuação	Custos de inspeção e manutenção	Custos de inspeção e manutenção
1	Reparação	Custos de reparação	Custos de inspeção e manutenção
2	Substituição	Custos de substituição	Custos de inspeção e manutenção

5.2.3. Impacto das atuações no nível de desempenho das obras de arte

O indicador de performance escolhido para a aplicação do Sistema de Gestão de Pontes - o estado de condição (EC) - vai variando ao longo do tempo de análise tendo em conta a degradação prevista para a obra de arte e as intervenções que se equacionem realizar em determinados instantes temporais para melhorar o seu desempenho.

A Tabela 5.3 apresenta de forma esquemática o impacto que cada um dos tipos de atuações considerado pode ter no desempenho das obras de arte, bem como as condições que foram definidas como necessárias, em cada ciclo, para que cada uma dessas intervenções pudesse ser equacionada. Dessa forma, as decisões a tomar no âmbito do sistema de gestão tanto podem considerar atuações num leque alargado de níveis, desde as de carácter mais preventivo efetuadas nos níveis 2 de EC até às de carácter mais corretivo previstas para os piores níveis de EC, como podem permitir optar apenas por este último tipo de intervenções caso se imponham por exemplo um EC mínimo de atuação igual a 3 ou mais.

Tabela 5.3 - Impacto na performance das hipóteses de atuação consideradas no Sistema de gestão

Código	Tipo de atuação	Condições	Primeiro ano do ciclo	Restantes anos do ciclo
$a = 0$	Não atuação	Qualquer EC	$VE_{t+1} = VE_t \cdot MA_a$ ($MA_{a=0} = MM$)	$VE_{t+1} = VE_t \cdot MM$
$a = 1$	Reparação	Só se $EC \geq EC_{min_a}$	$VE_{t+1} = VE_t \cdot MA_a$	$VE_{t+1} = VE_t \cdot MM$
$a = 2$	Substituição	Só se $EC \geq EC_{min_a}$	$VE_{t+1} = VE_t \cdot MA_a$; idade = 0	$VE_{t+1} = VE_t \cdot MM$

a - código de atuação; t - ano de análise; EC - estado de condição; VE - vetor estado de condição

MA_a - matriz de atuação; MM - matriz do modelo de degradação

Nas não atuações não são consideradas quaisquer melhorias do nível de performance pelo que o EC de cada ano é determinado através do EC do ano anterior e da Matriz de Markov (MM) correspondente ao modelo de degradação considerado, a partir da expressão indicada na Tabela 5.3, repetida o número de vezes correspondentes ao número de anos do ciclo. No que respeita às reparações e substituições, em coerência com o impacto considerado em termos de custos, o impacto em termos de performance deve ser considerado como tendo efeito no primeiro ano de cada ciclo temporal. Esse impacto é determinado a partir de uma Matriz de Atuação (MA) associada à intervenção considerada, que estabelece de uma forma probabilística a melhoria de EC a considerar tendo em conta o EC previsto para o instante de atuação. Nos restantes anos dos ciclos plurianuais, o EC deve ser previsto a partir do modelo de degradação da ponte, tal como previsto para os ciclos sem atuação.

A esse respeito, Cesare *et al.* (1992) referem que 90% das obras depois das intervenções de reparação passam para EC 1 e que as restantes passam para EC 2. Adey e Hajdin (2008) também traduzem o sucesso de intervenções de forma probabilística, de acordo com o que se apresenta na Tabela 5.4, para intervenções descritas como sendo de reabilitação, renovação e substituição (nesse trabalho os custos por metro quadrado de renovação são considerados como sendo

aproximadamente o dobro dos de reabilitação, conforme se referiu no capítulo de custos). Para além disso, no projeto LIFECON (Vesikari, 2003) o impacto na performance associado a intervenções de reparação também é definido de forma probabilística, através da matriz de transição apresentada na Tabela 5.5.

Tabela 5.4 - Probabilidades de melhoria de EC consideradas por Adey e Hajdin (2008)

<u>Reabilitação</u>						<u>Renovação</u>						<u>Substituição</u>					
Probabilidade de ficar em:						Probabilidade de ficar em:						Probabilidade de ficar em:					
	EC1	EC2	EC3	EC4	EC5		EC1	EC2	EC3	EC4	EC5		EC1	EC2	EC3	EC4	EC5
EC3	0,80	0,20	0,00	0,00	0,00	EC3	0,95	0,05	0,00	0,00	0,00	EC3	1,00	0,00	0,00	0,00	0,00
EC4	0,75	0,25	0,00	0,00	0,00	EC4	0,90	0,10	0,00	0,00	0,00	EC4	1,00	0,00	0,00	0,00	0,00
EC5	0,60	0,40	0,00	0,00	0,00	EC5	0,85	0,15	0,00	0,00	0,00	EC5	1,00	0,00	0,00	0,00	0,00

Tabela 5.5 - Transição de EC consideradas no LIFECON (Vesikari, 2003) para reparações

<u>Reparação</u>					
Probabilidade de ficar em:					
	EC1	EC2	EC3	EC4	EC5
EC1	1,00	0,00	0,00	0,00	0,00
EC2	0,95	0,05	0,00	0,00	0,00
EC3	0,92	0,05	0,03	0,00	0,00
EC4	0,90	0,05	0,03	0,02	0,00
EC5	0,88	0,05	0,03	0,02	0,02

Em Portugal, as intervenções mais profundas nas obras de arte previstas nos últimos anos foram em geral implementadas com o intuito de corrigir todas as situações anómalas identificadas de forma a garantir a passagem para o melhor nível de estado de condição. No entanto, nem sempre isso foi conseguido, pelo que será adequado adotar também uma abordagem probabilística que possa traduzir esse efeito. No entanto, não havendo dados estatísticos portugueses suficientes para determinar as taxas de sucesso das reparações, nas aplicações que serão apresentadas serão consideradas as probabilidades de transição referidas no projeto LIFECON, por ser de entre as referências anteriores a única que inclui as probabilidades de transição entre todos os níveis de EC. A este propósito importa ainda referir que mesmo que só sejam permitidas atuações a partir de EC superiores ao nível 3, esse EC pode resultar de um conjunto de probabilidades de estar em

vários níveis de EC, pelo que pode englobar também uma parcela que esteja em EC 2 e relativamente à qual será necessário também prever a taxa de transição.

A determinação do estado de condição após intervenção será então efetuada pela multiplicação do vetor estado de condição pela Matriz de Atuação apresentadas na Tabela 5.6 relativamente ao tipo de atuação em causa. De qualquer forma, quando houver dados históricos nacionais suficientes, a Matriz correspondente às reparações poderá vir a ser melhor ajustada à realidade portuguesa. Nessa tabela é ainda apresentada a matriz de atuação relativa às intervenções de substituição, onde haverá sempre uma passagem para o melhor nível de performance da escala classificativa independentemente no nível de EC apresentado. Para além disso, nas intervenções de substituições a idade da obra de arte passará ainda a ser considerada nula no primeiro ano correspondente ao ciclo em que a mesma for indicada.

Tabela 5.6 - Matrizes de Atuação (MA_a) consideradas - com as probabilidades do LIFECON (Vesikari, 2003)

Reparação					Substituição				
MA (a=1):					MA (a=2):				
1,00	0,00	0,00	0,00	0,00	1,00	0,00	0,00	0,00	0,00
0,95	0,05	0,00	0,00	0,00	1,00	0,00	0,00	0,00	0,00
0,92	0,05	0,03	0,00	0,00	1,00	0,00	0,00	0,00	0,00
0,90	0,05	0,03	0,02	0,00	1,00	0,00	0,00	0,00	0,00
0,88	0,05	0,03	0,02	0,02	1,00	0,00	0,00	0,00	0,00

De qualquer forma, a metodologia está também preparada para considerar dois tipos diferentes de atuação que não a substituição, como na Tabela 5.4 relativa ao trabalho de Adey e Hajdin (2008), bastando para tal ajustar as taxas de sucesso definidas nas matrizes da atuação, em paralelo com a adaptação dos respetivos custos unitários no módulo de previsão dos mesmos.

5.2.4. Definição do problema de otimização

Num processo de tomada de decisão pretende escolher-se a alternativa a adotar, de entre um conjunto de alternativas possíveis. Para tal importa identificar as alternativas viáveis e encontrar um processo de escolha da melhor alternativa. Um dos grandes objetivos do Sistema de Gestão de Pontes é a escolha do tipo de intervenção a implementar em cada um dos ciclos de tempo da análise, para cada uma das pontes do parque de obras de arte. Tendo em conta as hipóteses de

intervenção consideradas, cada plano de atuação que for equacionado pode ser avaliado, tanto em termos de impacto no nível do desempenho das pontes, como em termos de custos, com recurso ao módulo de previsão da degradação e ao módulo de custos, respetivamente. No entanto, para escolher o plano de atuação que minimiza os custos de ciclo de vida, tendo em conta um determinado conjunto de restrições inerentes ao problema em análise, é necessário recorrer a um processo de otimização.

As variáveis a otimizar são o tipo de atuação em cada um dos cinco diferentes ciclos temporais, para cada obra de arte. Como se definiu um conjunto de alternativas de atuação possíveis, as variáveis são discretas e o problema de otimização é de natureza combinatória.

O objetivo principal do problema de otimização é a minimização dos custos de ciclo de vida. Esses custos de ciclo de vida são determinados no módulo de custos considerando três diferentes parcelas: custos diretos, custos indiretos e custos residuais. Sempre que o utilizador pretenda, esta otimização pode também ser efetuada minimizando apenas uma ou duas dessas parcelas, ainda que as variáveis não otimizadas possam ser calculadas e apresentadas a título informativo.

As restrições devem também poder ser definidas pelo decisor, tanto em termos de performance como em termos de custos, particularmente para cada uma das pontes e de forma global para o parque de obras de arte.

Tendo em conta o esquema geral de funcionamento do programa inerente ao Sistema de Gestão de Pontes proposto e o problema que se pretende resolver, será feita agora a apresentação do módulo de otimização que estará no centro de todo o processamento da informação.

5.3. Módulo de otimização

A resolução dos problemas de otimização combinatórios pode ser feita com recurso a métodos de solução exata, que permitem determinar com certeza a solução ótima, ou a métodos de solução aproximada. Como exemplos de processos de otimização de solução exata, pode referir-se a programação linear e a programação com restrições, contudo, dada a grande dimensão associada a um problema de otimização da atuação num grande conjunto de pontes, será adotado um método de solução aproximada. Os métodos de aproximação englobam métodos em que se conhece a proximidade da solução resultante à solução ótima e ainda outros métodos, designados por heurísticos, que permitem obter boas soluções mas sem ter uma ideia do seu afastamento à solução ótima. Contudo, uma vez que na situação que se pretende resolver é aceitável considerar

uma solução próxima da ótima em vez da solução ótima e que os métodos com uma precisão específica são difíceis de adaptar a problemas combinatórios, que os métodos heurísticos são mais eficientes e mais fáceis de utilizar (Varela, 2007), no Sistema de Gestão será adotado um processo de natureza heurística.

Os processos heurísticos têm mostrado ser bastante eficazes na resolução de problemas combinatórios (Dongala, 2008) e geralmente baseiam-se em ideias simples, de senso comum. Esses métodos, geralmente desenvolvidos com inspiração em fenômenos da natureza, são desenvolvidos tendo em conta a análise de uma série de soluções geradas aleatoriamente e são por isso de elevada exigência computacional, razão pela qual só começaram a ser desenvolvidos a partir do aparecimento de processadores de maior capacidade.

As Redes Neurais e os Algoritmos Genéticos são exemplos de métodos heurísticos que podem ser usados para resolução de problema de otimização inerente ao Sistema de Gestão. As redes neurais não serão opção uma vez que necessitam de dispor de um grande conjunto de dados com soluções conhecidas. No Sistema de Gestão a opção irá então recair sobre os Algoritmos Genéticos (AG), que já têm sido usados com sucesso por vários autores em problemas semelhantes da área da gestão de obras de arte (Natsuaki, Furuta *et al.*, 1995; Miyamoto, Kawamura *et al.*, 2000; Liu & Frangopol, 2004; Farrera, 2006; Lounis, 2006; Elbehairy, 2007; Elbehairy, Hegazy *et al.*, 2009; Neves, Frangopol *et al.*, 2010). Por essa razão, será feita em seguida uma apresentação do processo de otimização com Algoritmos Genéticos, bem como da aplicação informática desenvolvida para sua aplicação ao problema em resolução, que depois de validada e calibrada será integrado no Sistema de Gestão de Pontes.

5.3.1. Otimização com Algoritmos Genéticos

Os Algoritmos Genéticos (AG) são métodos robustos e capazes de resolver problemas de otimização de grande dimensão ou complexidade, tornando-se especialmente vantajosos quando o espaço de combinações possíveis é muito alargado, uma vez que permite limitar a busca de um valor mais próximo do ótimo apenas a uma fração desse espaço, podendo-se no final dizer que a solução estará próxima do ótimo global. São métodos estocásticos que, relativamente a métodos determinísticos, têm a vantagem de melhor captar fenômenos aleatórios e de evitar mínimos ou máximos locais. Os AG permitem resolver problemas de otimização com funções objetivo e parâmetros não contínuos. Aliás, muitas vezes os AG são até usados com uma codificação binária.

No entanto, importa recordar que os Algoritmos Genéticos conduzem a soluções próximas da ótima e não garantidamente à ótima, pelo que devem ser usados apenas quando alguma pequena

diferença não afete significativamente a resolução do problema, como no caso do problema que se pretende resolver. Além disso, pode dizer-se que numa previsão a médio ou longo prazo como a que está subjacente à análise efetuada com o Sistema de Gestão, essas diferenças não serão certamente relevantes. Para além disso, outra desvantagem do método é um elevado tempo de processamento, embora o aumento da capacidade dos computadores atuais tenha vindo a minimizar a importância desse tipo de questões.

Os Algoritmos Genéticos podem permitir a consideração de múltiplos objetivos. Caso seja necessário considerar vários objetivos finais, eventualmente contraditórios, como por exemplo o melhor estado das obras de arte e o menor investimento nas mesmas, pode ser necessário passar para uma otimização multiobjetivo. No caso dos algoritmos genéticos, quando é considerado um só objetivo a escolha da solução ótima pode ser feita a partir da elaboração de um ranking onde as hipóteses consideradas são ordenadas de acordo com os resultados da função objetivo, no entanto quando há mais do que um objetivo a determinação da solução ótima torna-se mais complexa. Nesses casos pode optar-se pela conversão do problema de otimização multiobjetivo num problema de otimização uniojetivo, fazendo a agregação dos diversos objetivos numa única função, de acordo com fatores de ponderação a definir, no entanto esses pesos podem ser de difícil definição e acabar por não permitir conduzir aos resultados desejados.

Uma outra abordagem que pode ser considerada para uma otimização multiobjetivo pode passar, por exemplo num caso com dois objetivos a minimizar, pela identificação das soluções não dominadas, que definem a fronteira de Pareto, de acordo com o que se ilustra na Figura 5.2. Nessa figura, A e B correspondem a soluções designadas por Pareto-ótimas por não serem dominadas por qualquer outra solução. Entre as soluções A e B não é possível escolher a melhor uma vez que A é preferível a B do ponto de vista da primeira função a minimizar (F1), mas B é preferível a A do ponto de vista do resultado da segunda função a minimizar (F2). Por outro lado, C já corresponde a uma solução dominada por A, uma vez que os resultados de ambas as funções a minimizar (F1 e F2) são maiores em C do que em A. De forma idêntica, é também possível constatar que a solução D é também dominada por B. Já, por exemplo, a solução E é dominada tanto pela solução C como pela solução A. Esse tipo de análise possibilita a identificação das soluções da fronteira de Pareto, permitindo focar a atenção nesses resultados, de forma a encontrar as melhores soluções de compromisso entre os diferentes objetivos (*trade-off*).

Os indivíduos podem ainda ser classificados com base no conceito de dominância de Pareto em diferentes níveis de dominância (Deb & Goel, 2001), considerando que as soluções não-dominadas à partida pertencem ao primeiro nível e identificando depois os níveis seguintes de forma idêntica de entre as amostras que restam depois de retirar as classificadas nos níveis anteriores (Madeira, Rodrigues *et al.*, 2003), de acordo com o que também se ilustra na Figura 5.2. Depois,

para evitar uma convergência prematura para uma população constituída só por indivíduos não-dominantes do primeiro nível, a escolha dos indivíduos para criação da nova população deve ser feita de entre os vários níveis de dominância de acordo com critérios que podem ser consultados por exemplo no trabalho de Madeira *et al.* (2003).

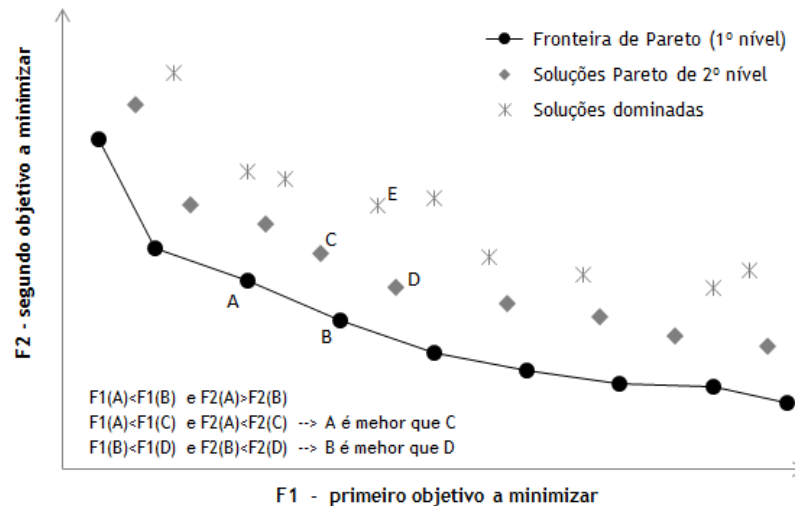


Figura 5.2 - Soluções Pareto (não dominadas) num caso com dois objetivos a minimizar

A vantagem de uma abordagem de uma otimização multiobjetivo como a referida poderá ser a possibilidade de apresentar ao decisor não só uma, mas um conjunto de soluções Pareto para apoio à decisão. No entanto, dada a complexidade do problema combinatório em questão, importa desde já referir que a otimização multiobjetivo muitas vezes só é possível aplicar em pequenos conjuntos de obras de arte.

Pretendendo apoiar o decisor no âmbito da perspetiva multifatorial inerente à gestão de obras de arte, deve equacionar-se uma evolução da otimização com algoritmos genéticos uniobjetivo para uma multiobjetivos, por exemplo minimizando custos e maximizando o nível de performance das obras, medido nesse caso por diferentes indicadores como por exemplo o pior estado de condição ou a probabilidade máxima de ultrapassar um determinado estado de condição limite. No entanto, as advertências de trabalhos que já experimentaram uma otimização multiobjetivo (Neves, 2005; Frangopol & Bocchini, 2011) levam desde já a suspeitar que dessa forma o processamento se possa tornar demasiado complexo e até inviável em situações práticas de aplicação a grandes parques de obras de arte. Para além disso, havendo a possibilidade de indicar restrições a respeitar em termos de custos e de performance, o problema em questão será passível de se reduzir à determinação do menor custo para respeitar um determinado limite

mínimo de performance ou em alternativa à determinação do máximo nível de performance que se pode conseguir atingir com o orçamento disponível. Assim, tendo em conta as características de praticabilidade pretendidas para o Sistema de Gestão, será considerada uma otimização uniobjetivo de minimização do custo de ciclo de vida.

5.3.2. Funcionamento do Algoritmo Genético

Os Algoritmos Genéticos (AG) fazem parte do grupo de algoritmos ditos de *Inteligência Artificial* e desde que foram desenvolvidos que têm vindo a ser usados com êxito em diversas áreas da Engenharia. Os Algoritmos Genéticos foram inicialmente desenvolvidos como método de otimização por John Holland que se inspirou na forma como a vida evolui no mundo natural (seleção natural e reprodução) e criou assim um método adaptativo cuja estrutura se baseia na teoria da evolução das espécies de Darwin. O método foi apresentado por Holland em 1975, no seu livro *Adaptation in Natural and Artificial Systems* (Holland, 1975), e mais tarde, no ano de 1989, foi popularizado por um dos seus alunos, David Goldberg.

Os algoritmos genéticos partem de uma população inicial com um conjunto de indivíduos (soluções aleatórias quaisquer), por sua vez formados por um conjunto de genes (conjunto de variáveis), de onde é feita a seleção de alguns reprodutores (soluções com melhores resultados relativamente ao objetivo do problema em resolução) para, por combinação entre eles, gerarem a população seguinte. Esse processo de seleção e reprodução, também ele com um certo grau de aleatoriedade, é depois sucessivamente aplicado às populações geradas, restringindo assim o espaço de procura da solução a uma zona próxima da ótima e criando, nesse processo evolutivo, indivíduos melhores que os progenitores e que permitam progredir no sentido de encontrar solução finais satisfatórias.

De facto, na procura da solução ótima de um problema, os Algoritmos Genéticos, ao contrário de outros algoritmos clássicos de otimização, partem de populações de soluções. Depois, em cada iteração, é analisada a vizinhança de uma população e, uma vez que a população inicialmente gerada se pode encontrar em torno de um ótimo local, é garantida alguma diversificação da procura no espaço das soluções.

Nos Algoritmos Genéticos um conjunto completo de material genético é chamado genoma e um conjunto particular de genes de um genoma é chamado genótipo, que após descodificado se designa por fenótipo. Cada gene codifica uma determinada característica, por exemplo a cor dos olhos, e os valores que pode assumir (no caso da cor dos olhos será azul, verde ou castanho) são

designados por alelos, conforme se pode verificar na Tabela 5.7 onde se apresenta a analogia entre os léxicos dos Algoritmos Genéticos e da natureza.

Tabela 5.7 - Analogia entre o léxico da natureza e o dos Algoritmos Genéticos (Pacheco, 1999)

Natureza	Algoritmos Genéticos
Cromossoma	Palavra binária, vetor, etc
Gene	Característica do problema
Alelo	Valor da característica
Loco	Posição na palavra, vetor
Genótipo	Estrutura
Fenótipo	Estrutura submetida ao problema
Indivíduo	Solução
Geração	Ciclo

De acordo com o referido, cada indivíduo é uma estrutura de dados que representa uma das possíveis soluções do espaço de busca do problema. Esses indivíduos são então submetidos a um processo evolucionário que envolve avaliação, seleção, recombinação e mutação, de modo a que após vários ciclos de evolução a população possa conter indivíduos mais aptos.

O esquema geral dos Algoritmos Genéticos segue então em regra o seguinte conjunto de passos, realizados de uma forma iterativa de acordo com o que se passa a enumerar:

- I. Geração aleatória de população inicial com X indivíduos que cumpram as restrições do problema.
- II. Avaliação do resultado da função objetivo e da função adaptação (*Fitness Function*) para medir a qualidade do indivíduo face a toda a restante população (sempre com resultados não negativos). Essa avaliação é feita através do cálculo da função adaptação que corresponde ao resultado da função objetivo para cada um dos indivíduos, com penalização dos resultados dos que não cumpram as restrições, para permitir uma posterior ordenação dos n indivíduos da população de acordo com os resultados obtidos.
- III. Seleção das soluções mais aptas para procriação.
- IV. Aplicação de operadores de reprodução (permutação, cruzamento e mutação) nas soluções selecionadas.
- V. Criação de nova população, para substituição da população anterior.
- VI. Voltar a II se o critério de paragem não for verificado.

De uma população para outra a reprodução pode ser feita por algoritmos ditos simples ou por algoritmos estacionários, estes últimos também designados por elitistas. Os algoritmos simples respeitam a formulação dos algoritmos genéticos originalmente proposta por Holland, considerando a substituição de toda a população na passagem para a geração seguinte (sendo X o número de indivíduos de cada População, $X/2$ pares são escolhidos para o acasalamento, gerando depois X descendentes que substituem os pais). Nos algoritmos estacionários ou elitistas, associados à expressão inglesa *steady state*, há uma substituição de apenas uma parte da população na passagem da geração atual para a seguinte, mantendo a melhor parte da população anterior, designada por Elite. Nesse caso é gerado um número de indivíduos inferior ao número de indivíduos de cada população para substituir os piores indivíduos da população corrente - desta forma os filhos não substituem os pais mas sim os piores indivíduos das gerações anteriores que “morrem” de forma a manter o tamanho da população (Holland). Desta forma a população mantém-se mais estática e, para além de permitir a utilização de operadores menos conservativos, como o Cruzamento Uniforme, evidencia uma mais rápida convergência.

A seleção dos reprodutores pode ser feita por diversas técnicas de amostragem, de natureza determinística ou até estocástica, quando se associa a cada indivíduo uma determinada probabilidade de ser selecionado. As técnicas de amostragem usualmente consideradas nos algoritmos genéticos são as seguintes:

- **Emparelhamento do topo para a base** (*Pairing from top to bottom*) - a partir do ranking de indivíduos, considera os indivíduos pares como “mães” e os ímpares como “pais” procedendo depois ao seu emparelhamento sucessivo.
- **Emparelhamento aleatório** (*Random pairing*) - os indivíduos reprodutores são escolhidos de forma aleatória.
- **Torneio** (*Tournament selection*) - a seleção de cada um dos reprodutores é feita através da criação aleatória de pequenos grupos de indivíduos da elite, por exemplo de 2 ou 3 indivíduos (Haupt & Haupt, 2004), de onde se elege o que tiver melhor adaptabilidade (*Fitness*).
- **Roleta Russa** (*Fitness proportionate selection*) - seleção estocástica em que a probabilidade de escolha de um indivíduo reprodutor é proporcional à sua adaptabilidade. No entanto, sendo essa escolha dependente de um valor probabilístico, é de referir que poderá haver boas soluções que não são selecionadas e soluções mais fracas que o sejam. Um algoritmo para essa seleção de cada indivíduo poderá por exemplo ser: (i) gerar um número aleatório entre 0 e a soma da função adaptação de todos os indivíduos; (Torkkeli & Piispanen) percorrer toda a população, somando os resultados da função adaptação e parando

quando essa soma for superior ao número aleatório gerado, devolvendo o indivíduo em causa.

A reprodução por cruzamento, operador designado em inglês por *Crossover*, consiste na obtenção de um ou dois descendentes a partir dos dados de dois indivíduos escolhidos para reprodutores. O cruzamento pode ser feito de diferentes formas, seguindo por exemplo uma das técnicas referidas em seguida:

- **Cruzamento mono-ponto** (*one-point crossover*) - O descendente herda os genes de um dos progenitores (a mãe) à esquerda de um ponto de corte aleatoriamente escolhido e os genes do outro progenitor (o pai) à direita do mesmo.
- **Cruzamento em dois pontos** (*two-point crossover*) - O descendente herda os genes de um dos progenitores (a mãe) à esquerda de um primeiro ponto de corte aleatoriamente escolhido e à direita de um outro ponto de corte, também escolhido de forma aleatória, ficando com os genes do outro progenitor (o pai) entre esses dois pontos.
- **Cruzamento uniforme** - o descendente recebe em cada gene o valor do gene correspondente do “pai” ou da “mãe”, em função de uma decisão aleatória. O cruzamento uniforme apresenta um poder de destruição maior que o de um ponto e o de dois pontos que, por sua vez, preservam mais os códigos compactos. O cruzamento uniforme pode prejudicar a formação de padrões a partir desses blocos curtos. Por essa razão a sua utilização deve ser considerada sobretudo em ambientes altamente elitistas como numa reprodução parcial da população (*steady state*) onde se garante a permanência dos melhores indivíduos (Pacheco, 1999).

A descendência criada por cruzamento pode ainda sofrer uma Mutação. A Mutação consiste numa modificação ligeira dos indivíduos causada principalmente por erros na cópia dos genes dos pais. Assim, com a aplicação do operador mutação é induzida uma modificação aleatória do conteúdo de um ou mais genes, aleatoriamente escolhidos, de um indivíduo. O objetivo deste operador é a redução do risco de convergência para ótimos locais e, eventualmente, o fim da própria evolução de gerações. No entanto, a mutação não pode ser usada com uma elevada taxa porque dessa forma o algoritmo transformar-se-ia numa busca aleatória.

As Permutações (Holland; Poli, Langdon *et al.*, 2008) são um tipo de Mutação que geralmente se utiliza nos problemas clássicos de “caixeiro-viajante” (*traveling salesperson problem*) (Lacerda, 2004) onde o objetivo é encontrar a rota mais curta para uma pessoa visitar um determinado conjunto de locais, sem exceção e também sem repetição. Em geral a Permutação é aplicada ao resultado de um cruzamento, como se fosse um tipo de Mutação, embora a sua utilização antes

da aplicação do operador de cruzamento também seja referida (Filho, Júnior *et al.*, 2004). As permutações podem ser feitas de várias formas (Brandão):

- **Permutação de dois genes** (*Order-Based Mutation*) - trocar o elemento de uma posição *i* com o elemento de uma posição *j*. A permutação de dois genes é também por vezes apelidada de “inversão” (Pacheco, 1999; Filho, Júnior *et al.*, 2004).
- **Permutação de posição** (*Position-Based Mutation*) - retirar o elemento de uma posição *i* e inseri-lo numa posição *j*.
- **Permutação de mistura** - escolher aleatoriamente um conjunto de genes e trocar a sua ordem também de forma aleatória.
- **Permutação de inversão** - reordenação de todos ou de um parte dos elementos para que o último passe a ser o primeiro, o penúltimo o segundo e assim sucessivamente até que o primeiro fique em último.

A geração de novas populações é efetuada ciclicamente até que se reúnam as condições inicialmente definidas para paragem. Os critérios de paragem mais comuns são:

- Um número de gerações inicialmente definido;
- A obtenção de uma solução que satisfaça um determinado requisito pré-definido;
- A constatação de que um número *n* de iterações (gerações) sucessivas que não conduz a melhorias significativas no resultado.
- Mais do que *x* indivíduos da população com o mesmo resultado - por exemplo paragem quando há mais de 90% dos indivíduos com mesmo valor (Orgo & Silveira).

A solução ótima, ou pelo menos próxima dela, que é identificada com o Algoritmo Genético corresponde ao indivíduo com menor resultado da função adaptação. Essa função é igual à função objetivo, que corresponde ao custo a minimizar, exceto quando não se cumprem as restrições impostas. E como quando não se cumprem as restrições impostas o valor da função adaptação corresponde a uma majoração severa do custo a minimizar, as soluções que cumprem as restrições são sempre preferidas às que não cumprem.

5.3.3. Aplicação informática para implementação do Algoritmo Genético

Para implementação do Algoritmo Genético (AG) foi desenvolvida uma aplicação informática em ambiente Excel, recorrendo ao VBA. Tendo em conta que não existe uma forma única de implementar este algoritmo, este ponto será dedicado à explicação dos procedimentos adotados.

Uma vez que as variáveis do problema de otimização são o tipo de atuação, para cada uma das obras de arte e em cada um dos ciclos temporais, cada plano de atuação equacionado corresponderá no AG a um indivíduo, de acordo com o ilustrado na Figura 5.3 - cada indivíduo é definido por indicação de um código de atuação por obra de arte (OA) e para cada um dos 5 ciclos de tempo (T1 a T5) considerados na análise. Esses códigos de atuação podem assumir os valores 0, 1 ou 2, sendo 0 correspondente a uma não atuação e 1 e 2 correspondentes a diferentes tipos de intervenção, que podem ser definidas pelo utilizador em termos do respetivo impacto em termos de custo e de performance das obras de arte, de acordo com o que foi anteriormente referido. Nas aplicações que vão ser apresentadas no capítulo 6, as hipóteses de atuação consideradas são as caracterizadas na Tabela 5.1.

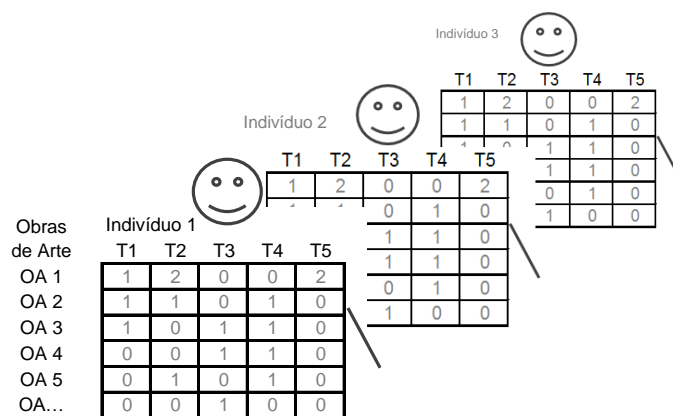


Figura 5.3 - Significado de cada indivíduo numa população

Cada indivíduo corresponde assim a uma hipótese de plano de atuação. Para aplicação do Algoritmo Genético, cada um dos indivíduos é traduzido num vetor que guarda sequencialmente os códigos de atuação correspondentes aos 5 ciclos temporais das várias obras de arte. Dessa forma, cada indivíduo tem um número de genes (corresponde ao número de elementos do vetor) igual a cinco vezes o número de obras de arte.

Os indivíduos são avaliados com a função adaptação que é determinada a partir da função objetivo, de acordo com o que foi anteriormente descrito. A função objetivo corresponde ao custo de ciclo de vida que o utilizador pretender minimizar - de acordo com o tipo de decisão a efetuar, o utilizador pode optar por minimizar todos os custos ou por exemplo apenas os custos diretos. Por outro lado, a função adaptação corresponde à função objetivo com penalizações sempre que não forem respeitadas as restrições impostas, de forma a eliminar cenários que não cumpram as condições que o decisor pretender assegurar.

A otimização pode ser efetuada tendo em conta um conjunto de restrições relativas a limites de performance, intervenções ou custos. Essas restrições podem ser estabelecidas pelo decisor para o conjunto das obras de arte e ainda especificamente para cada uma das suas pontes. As restrições relativas ao conjunto das obras de arte permitem traduzir as ressalvas relacionadas com a rede e podem ser definidas por ciclo de tempo ou para a globalidade do período temporal em análise. Essas restrições globais podem ser definidas em termos dos seguintes parâmetros: número máximo de intervenções, máximo custo direto e máximo custo indireto. Por outro lado, as restrições impostas para cada uma das obras de arte podem ser limites máximos de probabilidade de estar em cada um dos níveis de estado de condição ou até mesmo um determinado limite máximo do estado de condição por ponte.

O processamento dos dados no algoritmo é efetuado segundo o esquema apresentado na Figura 5.4. A partir de uma população inicial de indivíduos gerada aleatoriamente, são geradas sucessivas populações, num processo que se vai repetindo iterativamente (ponto 2 da figura) até que se cumpra algum dos seguintes critérios de paragem: número máximo de gerações; número máximo de indivíduos com iguais resultados (indicador de convergência) e limite de tempo de processamento.

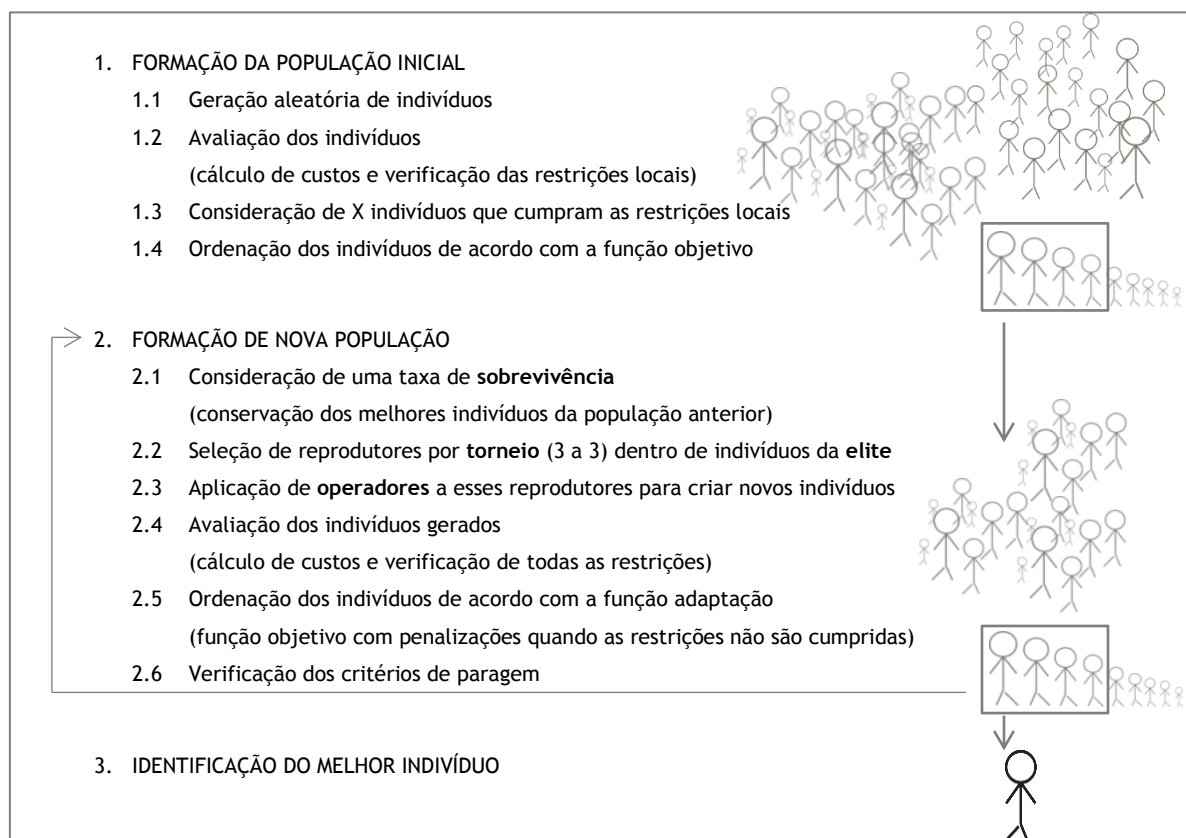


Figura 5.4 - Esquema de funcionamento da aplicação informática desenvolvida

No âmbito da criação de novas populações, a geração de indivíduos é feita por aplicação de operadores de reprodução, de acordo com as taxas que o utilizador indicar. A Figura 5.5 apresenta um exemplo para um indivíduo de 5 genes, correspondente ao considerado na otimização de uma só ponte, da aplicação dos operadores considerados: permutação, cruzamento e mutação. Desses, o cruzamento pode ainda ser efetuado de duas formas distintas, também segundo a proporção que o utilizador escolher. Um dos tipos de cruzamento que a aplicação prevê é designado por mono-ponto e, de acordo com o que anteriormente foi explicado, prevê que o descendente herde os genes da de um dos progenitores (a “mãe”) à esquerda de um ponto de corte aleatoriamente escolhido e os genes do outro progenitor (o “pai”) à direita do mesmo. Outro tipo de cruzamento que também pode ser realizado pela aplicação é o uniforme que, por ter um poder de destruição maior que o anterior, deve ser usado sobretudo em ambientes mais estacionários e mais elitistas (com maior taxa de sobrevivência), uma vez que prevê que o descendente receba em cada gene o valor do gene correspondente do “pai” ou da “mãe”, em função de uma decisão tomada de forma aleatória. A permutação considerada consiste na troca dos valores de dois genes de um dos reprodutores antes do cruzamento e a mutação opera após cruzamento, trocando o valor de um gene escolhido de forma aleatória por um valor gerado aleatoriamente (dentro da gama dos valores admissíveis que no caso foram considerados iguais a 0, 1 ou 2), de forma a aumentar a diversidade das soluções e evitar a progressão no sentido de um valor ótimo local.

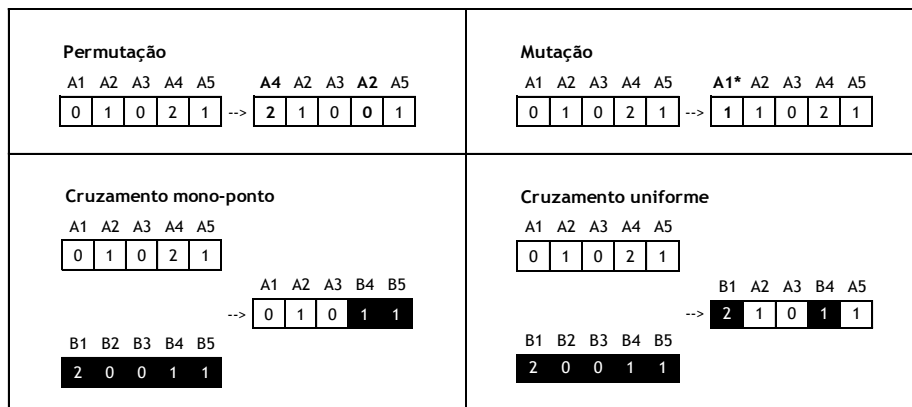


Figura 5.5 - Esquema com exemplos dos operadores utilizados

Os critérios de paragem considerados podem ser definidos com diferentes níveis de exigência pelo utilizador, de acordo com os três prismas anteriormente referidos: número máximo de gerações; número máximo de indivíduos com iguais resultados e limite de tempo de processamento. O número máximo de indivíduos com iguais resultados é um indicador de convergência, mas os

restantes apenas são considerados para não permitir que o processo se prolongue indeterminadamente, pelo que devem assumir valores muito elevados. Quando um desses critérios é verificado, o melhor indivíduo da última população é identificado como sendo a solução ótima, ou seja, o plano de atuação que, tendo em conta as restrições impostas, minimiza os custos de ciclo de vida.

5.3.4. Validação e calibração da aplicação informática de otimização

Para testar a validade da ferramenta informática desenvolvida para aplicação do Algoritmo Genético no processo de otimização pretendido e efetuar a calibração dos seus parâmetros, foram testados alguns casos hipotéticos. Para o efeito foram considerados 5 períodos temporais de 4 anos e vários conjuntos de pontes. A previsão da evolução do estado de condição dessas pontes ao longo do tempo foi efetuada a partir das Matrizes de Markov propostas por Orcesi e Cremona para previsão do estado de pontes de betão ao longo do tempo (Orcesi & Cremona, 2009).

Nas situações em que não há restrições globais, o problema fica reduzido à determinação da solução de mínimo custo em cada uma das pontes. Nesse caso, como só há três tipos de atuação possíveis para cada um dos 5 ciclos, a busca da solução para o problema fica bastante simplificada e pode ser feita de forma muito expedita com o cálculo dos custos de todas as combinações possíveis. Para o efeito foi então criada uma outra aplicação informática que possibilita a determinação do custo mínimo absoluto para esses casos e que foi usada para verificação dos resultados obtidos com a otimização via Algoritmos Genéticos, bem como para determinação dos parâmetros mais ajustados para a sua utilização. Na Tabela 5.8 são apresentados alguns resultados do estudo de sensibilidade efetuado relativamente aos parâmetros do Algoritmos Genéticos, onde o erro indicado corresponde à diferença percentual do custo da solução ótima obtida com o Algoritmos Genéticos relativamente ao valor mínimo determinado pelo cálculo de todas as combinações. Porém, importa referir que apenas se registaram erros por se ter escolhido, intencionalmente, um pequeno número de indivíduos para o problema em questão. Esse erro poderia ser totalmente anulado caso se tivesse considerado um número de indivíduos mais elevado. Na tabela pode ainda observar-se que, uma vez que a permutação é aplicada antes do cruzamento a um dos progenitores e que a mutação é aplicada a indivíduos resultantes do cruzamento, a soma da taxa de sobreviventes com as duas taxas de cruzamento totaliza sempre 100%.

Tabela 5.8 - Variação do erro com a variação dos parâmetros do AG

Nº de indivíduos	200										
Tx Sobrevivência	5%	10%	15%	10%							
Tx Permutações	0%						10%				
Tx Cruzamento mono-ponto	47,5%	45,0%	42,5%	45,0%	45,0%			60,0%	30,0%	80,0%	10,0%
Tx Cruzamento uniforme	47,5%	45,0%	42,5%	45,0%	45,0%			30,0%	60,0%	10,0%	80,0%
Tx Mutações	0%			1%	5%	10%	15%	10%			
Erro médio de 3 iterações	8%	4%	5%	9%	9%	7%	8%	6%	5%	5%	4%

10 pontes (EC distribuído equitativamente entre 1 e 5) | 4 anos por ciclo | Ec máximo de 3,5 | sem restrições globais | 200 indivíduos | 50% elite

As primeiras colunas dessa tabela mostram o erro obtido quando, sem considerar permutação ou mutação, se faz variar a taxa de sobrevivência e se considera uma repartição equitativa do cruzamento pelos dois tipos considerados - mono-ponto e uniforme. As taxas de sobrevivência experimentadas foram 5, 10 e 15% e o erro médio das três iterações efetuadas foi menor para o valor intermédio, pelo que se passou a considerar sempre o valor de 10% para esse parâmetro.

Uma vez que, para evitar a convergência para ótimos locais, se pretendia ativar o operador mutação, foi depois experimentada a sua consideração em diferentes percentagens, tendo-se concluído que a taxa mais adequada para a sua aplicação será de cerca de 10%. O operador de permutação também foi considerado com uma taxa de 10%, por ser a que, de acordo com a tabela conduz a menor erro.

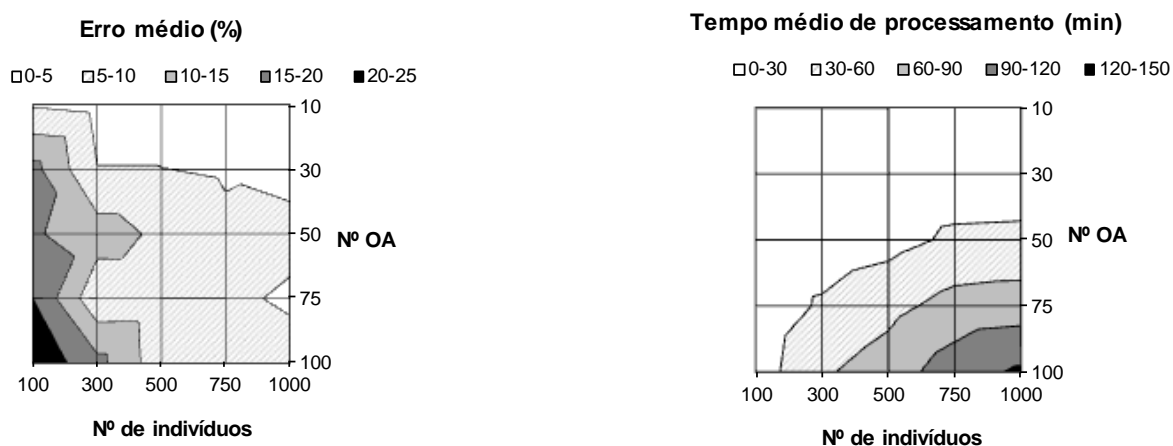
Relativamente ao tipo de cruzamento a adotar, é possível observar que a combinação dos dois tipos de cruzamentos previstos - o mono-ponto e o uniforme - contribui para a redução do erro que poderá estar associado à solução obtida a partir do Algoritmos Genéticos. Aliás, nesse caso, o erro menor verifica-se quando se considera 10% de cruzamento mono-ponto e 80% de cruzamento uniforme.

A variação experimentada nas taxas de sobrevivência e de aplicação dos operadores de reprodução não mostrou ter uma interferência muito significativa nos resultados. Todavia, recomenda-se a adoção de valores próximos daqueles onde se obteve melhores resultados: taxa de sobrevivência de cerca de 10%, 10% de taxa de permutação, 10% de taxa de mutação, taxa de cruzamento entre 75 e 90%, repartida entre cruzamento mono-ponto e uniforme, mas com mais deste último, com carácter menos conservativo, por se considerar uma elite de reprodução. Esses valores enquadram-se na gama já referida por outros autores, como se mostra na Tabela 5.9.

Tabela 5.9 - Parâmetros relativos à aplicação dos AG segundo algumas referências bibliográficas

	(Kim, 2007)	(Haupt & Haupt, 2004)	(Poli, Langdon <i>et al.</i> , 2008)	(Castro, 2001)	(Filho, Júnior <i>et al.</i> , 2004)	(Elbehairy, 2007)	(Farrera, 2006)
Max. Gerações			10-15			500	30-50
Nº indivíduos	100	50-100	>500			100	250-300
Sobrevivência			8-10%				
Elite reprod.		50%					
Permutação					10%		
Cruzamento	50%		90%	50 - 95%	85%	80%	80%
Mutação	3%	0,1%	1%	0,1 - 10%	15%	8%	1%

No entanto, é importante sublinhar que o parâmetro do Algoritmos Genéticos mais importante para uma melhor aproximação à solução ótima é o número de indivíduos da população, que deve ser convenientemente ajustado ao número de obras de arte (OA) em análise. Na Figura 5.6 pode verificar-se que, como esperado, um maior parque de obras de arte obriga ao aumento do tamanho da população considerado no AG, com o conseqüente aumento do tempo de processamento. Num parque com 30 obras de arte, por exemplo, se o número de indivíduos por população for inferior a 300 o erro será superior a 5%. O número de indivíduos deve então ser escolhido tendo em conta os resultados apresentados na Figura 5.6, com a ressalva relativa ao facto de os mesmos serem relativos a cenários sem restrições globais, pelo que sempre que se acrescentam restrições desse tipo se recomenda um aumento desse número para que se possa chegar a uma solução que seja de facto próxima da ótima.



Nota: média de 3 iterações com 10% de sobrevivência, 10% de permutação, 90% de cruzamento e 10% de mutação

Figura 5.6 - Variação do erro e do tempo de processamento com o número de obras e o tamanho da população

5.4. Apoio à decisão

Através dos seus vários módulos, o Sistema de Gestão de Pontes apresentado, faz a análise e o processamento sistemático do vasto conjunto de dados associados a um parque de obras de arte, de modo a que seja possível apresentar aos gestores informação com utilidade e significado para a decisão. A metodologia adotada permite equacionar e comparar múltiplos cenários de atuação, tendo em conta restrições técnico-financeiras e diversos critérios de decisão, como o desempenho, o risco e custos de natureza diversa. O gestor pode ainda definir os parâmetros das análises que pretende realizar, como o período temporal, o tipo de intervenções a equacionar e os custos a minimizar. Dessa forma, o Sistema de Gestão permite recorrer às capacidades do processamento computacional para, tendo em conta a perspectiva do decisor, escolher o planeamento das intervenções a implementar ao longo do tempo no conjunto de pontes.

Neste ponto será feita referência aos diversos tipos de análises que podem ser conjugadas para preparar a informação a apresentar aos gestores com o intuito de apoiar e fundamentar as suas decisões. Para além disso, no próximo capítulo, relativo à aplicação do Sistema de Gestão de Pontes a casos práticos, são apresentados alguns exemplos de mapas e gráficos que podem ser gerados a partir dos resultados obtidos com o sistema de gestão.

5.4.1. Identificação da solução ou das soluções ótimas

Caso seja possível encontrar uma solução no âmbito do problema de otimização, fica identificado o planeamento das intervenções no parque das obras de arte ao longo de um determinado período temporal. Esse planeamento é definido pelo tipo de atuação a implementar em cada uma das pontes, para cada um dos ciclos temporais considerados, que cumpre as restrições impostas e conduz ao menor custo de ciclo de vida. Quando não for possível encontrar uma solução para o problema de otimização inicialmente equacionado, será necessário rever as restrições impostas até que se identifique a condição ou o conjunto de condições que não é possível respeitar, para estudar cenários alternativos e identificar as medidas compensatórias a implementar, como por exemplo a imposição de limitações de circulação em algumas pontes.

As reanálises com imposição de diferentes restrições relativas ao nível de performance das obras de arte podem também permitir gerar gráficos que tenham em consideração objetivos distintos, como o custo total e o nível de performance. Assim, o Sistema de Gestão permite apresentar não apenas uma única solução ótima, mas também um conjunto de soluções otimizadas, para diferentes restrições, todas elas classificadas sobre os múltiplos critérios em análise.

Determinando um conjunto de soluções de mínimo custo de ciclo de vida, a partir de corridas sucessivas do programa de otimização para diferentes limites mínimos de performance, pode então obter-se uma fronteira de Pareto com dois objetivos - o custo e a performance. Essa é a forma adotada para considerar na análise uma otimização multiobjetivo.

5.4.2. Análise probabilística

Em engenharia é difícil prever acontecimentos futuros com exatidão e por isso os resultados do Sistema de Gestão envolverão sempre alguma incerteza. Essa incerteza advém de diversos fatores e, tendo em conta a sua origem, pode ser diferenciada da seguinte forma: incerteza física, incerteza dos modelos, incerteza estatística e incerteza relacionada com os fatores humanos (Kiureghian, 1989; Delgado, 2002). No Sistema de Gestão apresentado as causas físicas da incerteza, aquelas em que o homem não tem influência, que serão consideradas são sobretudo as relacionadas com a incapacidade de previsão da ocorrência de alguns fenómenos naturais como os sismos. A essa incerteza acresce ainda a inerente aos modelos de degradação adotados, referida no capítulo 3, e a incerteza subjacente à definição dos parâmetros de custos, resultante do facto de a informação considerada na sua definição ser escassa, como se referiu no capítulo 4. A incerteza associada aos fatores humanos também estará sempre presente na metodologia de análise considerada, uma vez que a própria classificação do estado de condição das pontes pode, como se referiu, ser bastante afetada pelo próprio inspetor (Brent M. Phares, 2001).

A incerteza pode, por exemplo, ser considerada por meio de inteligência artificial, nomeadamente com recurso a técnicas *fuzzy* que traduzem as lógicas difusas. A lógica difusa permite abordar a incerteza de forma semelhante à do processamento “humano”, admitindo a definição de uma variável por meio de um “talvez”, para além do verdadeiro ou falso, algo que já foi por exemplo aplicado a tabuleiros de betão (Tarighat & Miyamoto, 2009). No entanto, o recurso a essa técnica não é de fácil implementação uma vez que pode ter problemas de falta de convexidade por aparecimento de múltiplos picos, pelo que será preferível optar por outro tipo de abordagem (Dabous, 2008).

A análise da incerteza associada a algumas das variáveis consideradas será então estudada através da consideração da variação entre cenários distintos (otimistas e pessimistas), numa base determinística e probabilística. Para tal, pode recorrer-se a um método de simulação, uma das hipóteses referidas na norma relativa a análises de custo de ciclo de vida (NIST, 1995), que permitirá observar os resultados mais prováveis tendo em conta essa incerteza.

O método de Monte Carlo será usado para simular os resultados obtidos com a aplicação do Sistema de Gestão, para diferentes valores das variáveis com incerteza, gerados a partir das respectivas funções de densidade de probabilidade. Essas funções serão do tipo uniforme (definidas pela estimativa mínima e máxima) e triangular (definidas pelo valores mínimo, pelo valor mais provável e pelo valor máximo) por serem as mais adaptadas a definições baseadas em *expert-judgment*. Tendo em conta que o programa de aplicação do Sistema de Gestão foi desenvolvido em ambiente EXCEL, essa análise de Risco é também efetuada com recurso a *plug-ins @RISK (2010)* disponíveis para esse mesmo ambiente. A incapacidade para prever situações futuras poderá ser, de certa forma, traduzida numa quantificação do risco e os resultados finais podem ser apresentados através das respectivas funções densidade de probabilidade, evidenciando o tipo de incerteza que lhes está associado. Dessa forma, a informação poderá ir sendo analisada em moldes probabilísticos, desde os módulos de degradação e de custos até à sua apresentação nos relatórios finais de apoio à decisão, de acordo com o que se ilustra na Figura 5.7.

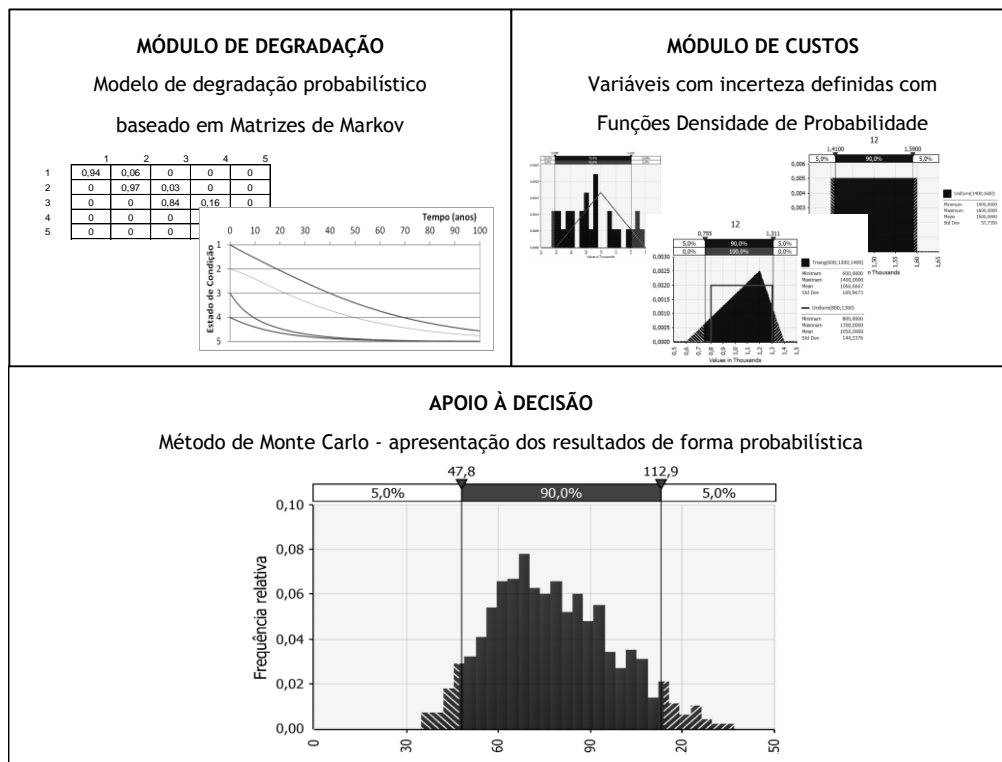


Figura 5.7 - Análise probabilística considerada no Sistema de Gestão de Pontes proposto

Como foi evidenciado anteriormente na Figura 2.6, o nível de incerteza correspondente a cada um dos instantes temporais vai naturalmente aumentando com o distanciamento ao instante de previsão. Esse facto pode de certa forma ser obviado pela atualização periódica desse tipo de análise, que importa fazer sempre, nomeadamente para atualizar variáveis que entretanto passem a ser conhecidas. Na verdade, numa análise de ciclo de vida de um parque de infraestruturas com a complexidade e as dimensões das pontes haverá sempre várias variáveis com incerteza associada a que acresce ainda a variabilidade associada aos próprios modelos de previsão da degradação e aos próprios efeitos das ações de correção equacionadas. Com a metodologia apresentada será possível determinar o que é mais provável vir acontecer no futuro e estimar a variabilidade que poderá estar associada a esse cenário.

5.4.3. Análise multicritério

Caso se pretenda que as decisões não sejam tomadas tendo exclusivamente em consideração questões de índole técnica, os relatórios gerados no âmbito da aplicação da metodologia para apoio à decisão poderão englobar ainda informação relativa a outros fatores tidos como relevantes. Dessa forma será possível apresentar um resultado final que permita dar uma perspetiva geral de apoio à escolha da melhor estratégia, de acordo com a ponderação do próprio decisor relativamente ao conjunto de fatores considerados. Para tal, a escolha entre um conjunto de alternativas no âmbito de um processo de gestão de obras de arte, pode ser efetuada através de uma análise multicritério complementar, analisando as vantagens e desvantagens inerentes a cada uma delas sobre determinados pontos de vista. Dessa forma, por exemplo, os custos indiretos para os utilizadores das vias associadas às obras de arte, que poderão ser pouco expressivos quando considerados em conjunto com os custos diretos de reparação, podem ser tidos em consideração com uma maior importância relativa, caso o decisor o pretenda analisar dessa forma. Para além disso, ao considerar critérios de decisão de natureza política, económica e social, pode evidenciar-se algumas outras necessidades de atuação. Esse tipo de situações pode ocorrer, por exemplo, quando a necessidade de alargamento ou substituição de uma ponte em bom estado de condição se justifica devido à sua obsolescência funcional, algo de grande impacto em termos sociais e políticos.

Para conjugar a informação obtida a partir do processo de otimização relativamente às hipóteses de menor custos de ciclo de vida com outro tipo de informação, eventualmente até apenas de natureza qualitativa, poderá por exemplo recorrer-se a uma análise com o método de análise multicritério ELECTRE I, já anteriormente testado para o efeito (Almeida, Farrera *et al.*, 2009). O método de otimização multicritério designado por ELECTRE, de origem francesa, tem um nome que resulta da abreviatura da expressão ELimination Et Choix Traduisant la REalité. O método

ELECTRE foi inicialmente proposto numa publicação de 1966 por Benayoun, Roy e Sussman e é agora designado por ELECTRE I (Olson, 1996) para o distinguir de outras variantes entretanto desenvolvidas. O método ELECTRE permite considerar um conjunto de critérios de características diversas e com classificações quer de natureza quantitativa quer de natureza qualitativa, eventualmente com importâncias relativas diferenciadas. A partir da comparação de diferentes soluções ao nível desses vários critérios são construídas matrizes de concordância, discordância e domínio, que permitem depois elencar essas soluções por ordem de preferência.

Assim, em complemento aos resultados de otimização obtidos com a aplicação da metodologia apresentada, na análise multicritério podem também ser tidos em consideração outro tipo de critérios como os sociais e ambientais, a considerar com importâncias relativas diferenciadas.

5.4.4. Análise de Risco

Para efetuar uma análise de risco importa identificar as categorias de risco mais relevantes e elencar os tipos de riscos inerentes a cada uma delas. Relativamente aos riscos que podem estar associados à segurança das obras de arte, pode ter-se em conta a classificação que é feita no projeto COST345 (Jordan & Znidaric, 2004) de acordo com as seguintes categorias: riscos associados à própria estrutura (pesos próprios, efeitos de temperatura, pressão da água, etc.), riscos associados à sua utilização (efeitos estáticos e dinâmicos do tráfego, acidentes ou vandalismo e manutenção insuficiente ou inapropriada) e riscos associados à envolvente (sismos, infraescavações, alterações climáticas, poluição, proximidade marítima, etc.). No entanto, para além do risco associado à segurança estrutural podem ainda ser considerados outros tipos de riscos, como os associados a questões ambientais, culturais e de funcionalidade das obras, como aliás foi previsto no projeto LIFECON (Lair, Sarja *et al.*, 2004).

Em função do nível de risco podem ser adotados diferentes níveis de análise de risco. De facto, tal como na avaliação de segurança e de custos, a análise de risco também pode ser efetuada em diferentes níveis. No projeto LIFECON são definidos cinco patamares diferentes de análise de risco (Lair, Sarja *et al.*, 2004), que podem ir sendo sequencialmente considerados até ao nível que se entender adequado ao tipo de estudo a realizar:

- I. Identificação dos incidentes adversos
- II. Identificação das causas e consequências associadas a cada um desses incidentes
- III. Quantificação das probabilidades associadas a cada uma dessas causas e consequências e identificação da severidade das causas

- IV. Avaliação e quantificação do risco
- V. Decisões e medidas a tomar para lidar com o risco

Nos casos com maiores probabilidades de ocorrência e potenciais consequências sérias em termos estruturais, pode ser promovida uma análise do tipo FMEA ou FME(C)A, acrónimo de *Failure Modes, Effects (and Criticality) Analysis*. A análise FMEA considera uma análise ao nível dos primeiros patamares, identificando o conjunto de modos de rotura possíveis para determinar as medidas de correção necessária ou eventuais necessidades de restrição da sua utilização (Alves & Costa, 2004). Para além desse método, podem ser ainda implementados outros métodos de análise de risco, como o PHA (*Preliminary hazard analysis*) que considera apenas um estudo qualitativo básico, o HAZOP (*Hazard and operability study*) que é bastante demorado de implementar, e as árvores de eventos (ETA e FTA) (Lair, Sarja *et al.*, 2004).

O trabalho de doutoramento de Al-Wazeer (Al-Wazeer, 2007) apresenta uma metodologia designada por RBBMS - *Risk-Based Bridge Maintenance Strategies* - que permite priorizar as ações de manutenção das pontes de acordo com os seus custos de implementação e com o nível de risco de rotura que lhes está associado. Esse risco de rotura é determinado a partir da análise de um conjunto de elementos das pontes (Thompson & Shepard, 2000) e dos respetivos fatores de ponderação, tendo em conta os estados de condição de cada um desses elementos e os respetivos modos de rotura, estes últimos carecendo no entanto ainda de melhor caracterização. Os custos são estimados tendo em conta as áreas de elemento afetadas e o custo unitário da realização das tarefas de manutenção associadas a dois níveis possíveis de atuação - manutenção mais ligeira e manutenção mais profunda. Esse trabalho obriga no entanto a uma quantificação das probabilidades de rotura de cada um dos elementos e das respetivas consequências dessas roturas (em termos do elemento, da ponte, dos utilizadores, do tráfego, da segurança, do ambiente, *etc.*) que pode ser demasiado complexa numa análise de primeiro nível. Dessa forma, essa metodologia é mais orientada para gerir as ações de manutenção a implementar num horizonte temporal de muito curto prazo, sendo o período testado nesse trabalho de apenas 5 anos.

Por outro lado, quando um determinado evento tem uma baixa probabilidade de se verificar e as consequências da sua ocorrência não são muito significativas, bastará assegurar a realização de inspeções periódicas que possam alertar para uma eventual alteração do nível de risco inerente. Na análise efetuada no âmbito do Sistema de Gestão apresentado, uma vez que se limita o nível de estado de condição, o risco situa-se em geral num nível baixo, que pode ser classificado como ALARP, designação usual na temática de risco que resulta do acrónimo de *As Low As Reasonably Practicable* referente a um nível de risco aceitável. Esse nível de risco não pode ser considerado nulo mas ainda não justifica o investimento em medidas de mitigação.

No âmbito do Sistema de Gestão de Pontes, a avaliação de riscos será sobretudo importante quando os limites de performance definidos nas restrições impostas ao problema de otimização não forem muito exigentes. Para obviar no entanto que se caia nessas situações, recorreu-se à possibilidade de imposição de restrições por ponte, definidas de acordo com a classificação da vulnerabilidade da obra de arte, para diferenciar a exigência de performance em função do respetivo nível de vulnerabilidade. Assim, uma vez que o risco pode ser estimado pela multiplicação da probabilidade de se verificar um determinado incidente pelas consequências da sua ocorrência, nos riscos associados à segurança importará ter em consideração os níveis de consequências de rotura. Para tal, foram consideradas três classes de consequência de rotura, definidas tendo em conta o tráfego médio diário das vias associadas à obra de arte.

Nas pontes rodoviárias a diferenciação das classes de consequências foi estabelecida de acordo com os patamares de tráfego referidos por Hatami e Morcoux (Hatami & Morcoux, 2011). Para as pontes ferroviárias essas classes foram definidas a partir das anteriores, por aplicação de um fator de conversão de comboios para veículos ligeiros igual a 50. Esse fator de conversão foi definido a partir das taxas de ocupação desse tipo de veículos, citadas no relatório de um projeto de investigação português (Gomes, 2011): 2,28 passageiros por veículo ligeiro e 114 passageiros por comboio. Em Portugal, os valores de tráfego associado às vias rodoviárias podem ser consultados no portal das Estradas de Portugal (EP, 2013) e os associados às vias ferroviárias no relatório de gestão da CP (CP, 2011a).

Essas classes relativas às consequências de rotura podem ser usadas no âmbito do Sistema de Gestão que se apresenta, para diferenciar o nível de exigência de performance de cada uma das pontes, de forma diminuir o risco associado às pontes onde circulam mais veículos, impondo EC máximos de acordo com o indicado na Tabela 5.10.

Tabela 5.10 - Diferenciação dos limites de performance por classe de consequências de rotura

Consequências de rotura	Rodovias TMD (veic./dia)	Ferrovias Comboios/dia	EC máximo
Ligeiras	≤ 1000	≤ 20	4,00
Médias	>1000 e ≤ 5000	> 20 e ≤ 100	3,75
Graves	> 5000	> 100	3,50

Se pretendido, essa diferenciação pode ainda ser efetuada a partir de classes de vulnerabilidade perante determinados tipos de riscos. A título de exemplo, a Tabela 5.11 apresenta uma possível diferenciação do limite de performance admissível em função de classes de vulnerabilidade

definidas para o risco sísmico das obras de arte. Para o efeito, a tabela classifica a probabilidade de ocorrência de um sismo em função do enquadramento da ponte nas zonas sísmicas regulamentares definidas no Regulamento de Segurança e Ações para Edifícios e Pontes (RSA, 1983). A classificação da vulnerabilidade a partir de uma tabela de dupla entrada, como a apresentada, é aliás uma abordagem já habitual em diversos trabalhos na área do risco (Jordan & Znidaric, 2004; Ellis & Hong, 2012; Thompson, Rogers *et al.*, 2012).

Tabela 5.11 - Diferenciação dos limites de performance por classe de risco sísmico da ponte

Consequências de rotura	Rodovias TMD (veic. / dia)	Ferrovias Comboios/dia	Sism. Baixa Z. Sis D	Sism. Média Z. Sis C	Sism. Alta Z. Sis B ou A
Ligeiras	≤ 1000	≤ 20	4,50	4,25	4,00
Médias	>1000 e ≤ 5000	> 20 e ≤ 100	4,25	4,00	3,75
Graves	> 5000	> 100	4,00	3,75	3,50

Dessa forma, a metodologia pode permitir considerar uma exigência de performance diferenciada de acordo com a classificação de vulnerabilidade de cada uma das obras de arte. Em termos de classes de vulnerabilidade das pontes, em relação a riscos de segurança estrutural, apenas foi dado o exemplo relativo ao risco sísmico, no entanto, caso se pretenda, depois de testar a aplicabilidade dessa abordagem ela pode vir ainda a ser considerada para outros tipos de risco. De qualquer forma, importa também lembrar que a vulnerabilidade das obras de arte relativamente à agressividade ambiental e às solicitações normais a que está sujeita, assim como também a algumas acidentais, como as resultantes da ocorrência de pequenos sismos, já está em parte refletida nas próprias matrizes de Markov dos modelos de previsão da degradação considerados.

Note-se no entanto que, relativamente ao risco de infraescavação, um dos mais preponderantes em relação às pontes (conforme se referiu no capítulo 2), não pode ser adotada uma abordagem semelhante à considerada para o risco sísmico. Na verdade, relativamente à infraescavação, não se pode considerar que a melhoria do estado de condição da ponte contribua para a diminuição da vulnerabilidade perante esse tipo de colapso. Assim, os riscos relevantes que não forem considerados no processo de otimização deverão ser externalizados, ou seja, considerados em análises multicritério complementares que tenham cuidados como os que se passam a referir, aliás de forma semelhante à referida no âmbito da análise de risco prevista no projeto LIFECON (Lair, Sarja *et al.*, 2004)

Impõe-se recordar que a análise efetuada no âmbito da metodologia apresentada é uma análise de primeiro nível, que permite identificar os casos críticos que requerem uma análise de maior grau de detalhe. Essas análises de maior detalhe podem ser recomendadas em situações com as que se passam a descrever:

- Nas obras de arte com idade superior ao tempo de vida previsto na fase de projeto ou nas que apresentarem maus níveis de estado de condição, deve ser prevista uma avaliação de segurança da sua estrutura.
- Antes da realização das intervenções mais profundas previstas pela análise efetuada pode também ser necessário prever uma avaliação de segurança da estrutura.
- Na sequência das alterações regulamentares do projeto de estruturas que ocorrerem em Portugal no início da década de 80, nomeadamente as relativas às ações sísmicas, nas obras de arte anteriores a 1985 pode haver necessidade de prever o seu *Retrofitting*.
- Nas pontes associadas a vias onde se verifique um aumento significativo do tráfego ou onde haja pontualmente necessidade de passar uma carga excecionalmente pesada.
- Nas pontes de maiores dimensões, onde o risco é em geral mais elevado, podem ser implementados sistemas de monitorização estrutural regulares.
- Nas obras de arte com importantes cursos de água associados, a realização de inspeções subaquáticas regulares deve ser sempre assegurada e a sua periodicidade deve ser reduzida nas pontes onde sejam identificadas maiores vulnerabilidades em termos de infraescavação.

A esse propósito Boer e Booi (Boer & Booi, 2012) referem mesmo várias escalas de vulnerabilidade para pontes em betão, tendo em conta as alterações registadas nas inspeções e as alterações de tráfego, entre outros parâmetros como por exemplo o tipo de fendilhação e o ano de construção.

A consideração de uma maior exigência do estado de condição das obras de arte onde forem identificadas maiores níveis de risco, pode assim ser uma forma de minimizar a necessidade de implementar análises de risco mais detalhadas. No entanto, nos casos em que se justificar, a análise multicritério poderá também ser usada para complementar o estudo com a consideração desses e eventualmente ainda doutros parâmetros relativos aos riscos associados a cada uma das obras de arte com um maior peso relativo, de acordo com o que se entender adequado. Como exemplo da consideração do risco no âmbito de uma análise multicritério pode referir-se o trabalho de Yang *et al.* (2004) que apresenta uma metodologia que combina o método AHP (*Analytic Hierarchy Process*) com o DEA (*Data Envelopment Analysis*) para ordenar um conjunto

de pontes de acordo com uma classificação de quatro níveis do respetivo risco, efetuada por peritos de quatro áreas (segurança, funcionalidade, sustentabilidade e ambiente).

5.5. Considerações finais

O Sistema de Gestão apresentado para apoio à gestão de pontes considera uma análise de primeiro nível, com carácter estratégico, relativa a um conjunto de obras de arte num horizonte temporal de médio ou longo prazo. A metodologia adotada permite que, a partir dos dados gerais de inventariação e de classificação do estado de condição de um conjunto de pontes, se determine, para cada uma das obras de arte, o plano de atuação de menor custo de ciclo de vida.

No problema de otimização em questão as variáveis são o tipo de atuação a equacionar em cada ciclo temporal, para cada uma das pontes. Cada uma dessas variáveis pode assumir três valores distintos, um por cada tipo de atuação: não atuação, reparação e substituição. No módulo de otimização é integrada a informação proveniente do módulo de previsão da degradação e do módulo de estimativa de custos, de acordo com o esquema de funcionamento apresentado na Figura 5.1, de forma a avaliar o impacto de cada uma das intervenções equacionadas. O objetivo do processo de otimização é a minimização dos custos de ciclo de vida, tendo em conta as restrições indicadas pelo utilizador, de forma a ter em conta a sua realidade específica. Essas restrições podem ser definidas em termos de limites de performance, de número de intervenções e de custos. As limitações de performance, que pretendem traduzir o nível de segurança pretendido para as obras de arte, podem ser estabelecidas para a globalidade das pontes ou diferenciadas em cada uma delas. As limitações do número de intervenções e as limitações dos custos podem ser estabelecidas por ciclo temporal ou para o período total de análise.

O módulo de otimização apresentado para resolução do problema de otimização foi desenvolvido com base num Algoritmo Genético, que se mostrou, no âmbito de um processo de validação e calibração, adequado para a resolução do problema em questão. Com corridas sucessivas do processo de otimização, para diferentes restrições de desempenho, pode obter-se uma fronteira de Pareto correspondente a uma otimização multiobjetivo, que pode ajudar o decisor a escolher o nível de desempenho a adotar. Adicionalmente, os resultados obtidos com o Sistema de Gestão de Pontes podem ser apresentados ao decisor em moldes probabilísticos, de forma a caracterizar o grau de incerteza inerente à informação e alertar para as variações mais prováveis. Podem ainda equacionar-se análises multicritério suplementares, que conjuguem a informação obtida com outro tipo de parâmetros considerados relevantes pelas administrações das pontes, com os pesos relativos que forem considerados adequados. Para além do custo e do nível de desempenho

estrutural, a metodologia adotada considera também, ainda que de uma forma simplificada, algumas questões relativas à funcionalidade e ao nível de risco das obras de arte.

Apresentado o Sistema de Gestão de Pontes, pode então dizer-se que a sua metodologia se baseia num processo de otimização que, em articulação com o módulo de custos e com o módulo de previsão da degradação, permite encontrar o melhor planeamento das intervenções e fundamentar essa decisão. Essa escolha é feita com vista à minimização dos custos de ciclo de vida, tendo no entanto em consideração as estratégias e as condicionantes definidas pela entidade gestora.

CAPÍTULO 6.

APLICAÇÃO DO SISTEMA DE GESTÃO

A aplicabilidade do Sistema de Gestão de Pontes apresentado será evidenciada através da sua aplicação a casos de estudo. Para tal serão considerados parques de pontes rodoviárias e ferroviárias atualmente em funcionamento em Portugal.

Dada a natureza da metodologia de gestão, especialmente no que respeita aos dados envolvidos na previsão de cenários futuros, há várias incertezas associadas aos múltiplos dados considerados na análise. Para mitigar essa incerteza, em análises futuras será necessário investir numa minimização da variabilidade associada à quantificação das variáveis, sobretudo as mais relevantes para a análise. Para o fazer, importa identificar neste trabalho o impacto que cada uma delas pode ter nos resultados obtidos, pelo que se apresentam os resultados da análise de sensibilidade efetuada. De qualquer forma, a metodologia prevê uma apresentação probabilística dos resultados que permite caracterizar o nível de incerteza associado à determinação dos resultados.

O presente capítulo apresenta vários exemplos dos elementos de apoio à decisão que poderão ser obtidos com a aplicação da metodologia de gestão, sublinhando as suas principais potencialidades. A aplicação do Sistema de Gestão permite demonstrar a sua capacidade para planear de forma fundamentada as intervenções a realizar num parque de obras de arte, ao longo de um horizonte temporal de médio ou longo prazo, otimizando custos e benefícios.

6.1. Dados considerados na aplicação da metodologia

No presente capítulo são apresentados vários resultados da aplicação do Sistema de Gestão de Pontes a casos de estudo. Para testar a metodologia em casos reais foram selecionadas amostras de pontes rodoviárias e ferroviárias atualmente em funcionamento em Portugal. Para além disso, foram ainda idealizados dois novos conjuntos de pontes, um rodoviário e outro ferroviário, constituídos por pontes designadas por padrão, que foram definidas a partir das reais de forma a representar pontes de várias dimensões, em diferentes tipos de vias e em diversos estados de condição. Essas pontes padrão foram sobretudo consideradas para efeitos de análise de sensibilidade, de forma a permitir testar e perceber os resultados relativos a diversos tipos de obras de arte. Os dados das várias pontes consideradas e das diversas vias rodoviárias e ferroviárias que lhes estão associadas são caracterizados em seguida, depois da definição do tipo de análise considerado, nomeadamente no que respeita ao modelo de degradação, ao período de análise e às taxas anuais de atualização monetária e de variação de tráfego.

6.1.1. Considerações gerais

Para aplicar a metodologia de apoio à decisão nos casos de estudo, importa definir um conjunto de pressupostos gerais, como o modelo de degradação a adotar, o período temporal de análise a considerar, o tipo de intervenções a equacionar e o tipo de custos a minimizar. A variação de alguns desses parâmetros também será estudada, no entanto, quando nada for dito em contrário, serão considerados os pressupostos gerais estabelecidos neste ponto.

Tendo em conta as considerações apresentadas no capítulo relativo ao modelo de degradação (Capítulo 3), o modelo de degradação adotado será o proposto por Roelfstra (2001) para ambientes de degradação lenta. Complementarmente serão ainda apresentados alguns resultados de consideração de outros tipos de agressividade ambiental e de alguns outros modelos - o estacionário de orcesi-Cremona e o não-estacionário de Devaraj.

O período total de análise será de 20 anos, correspondente ao tempo que é recomendado pela união europeia para análises de custo benefício (Commission, 2008) e que já foi considerado para a avaliação económica de projetos rodoviários em Portugal (Rodrigues, 2007). O período temporal escolhido para a análise considera 5 ciclos temporais, cada um deles com 4 anos de duração. Dessa forma, é considerado um ciclo de atuação próximo do intervalo usual entre inspeções principais, que até já foi, por exemplo, experimentado por Virtala *et al.* (2012) e por Atkins (2005). Em cada um desses ciclos temporais, as hipóteses de atuação consideradas são a não

atuação (código 0), a reparação (código 1) e a substituição (código 2), de acordo com o que anteriormente foi definido (Capítulo 5). Essas intervenções apenas são admissíveis em pontes com EC igual ou superior a 2,5, uma vez que se considera que nas pontes em melhores condições não será de realizar obras desse tipo. Nos ciclos em que não são consideradas intervenções, são considerados os custos de inspeção e manutenção correntes anteriormente definidos no modelo de custos (Capítulo 4). Aliás, para todas as intervenções, os parâmetros de custos unitários considerados serão os indicados na Tabela 4.30, corrigidos em função do EC, com os coeficientes apresentados na Tabela 4.31. A exceção será relativa ao custo direto das substituições de pontes ferroviárias, que será considerado igual ao dobro do custo direto definido para as substituições de pontes rodoviárias, por nesse caso não se permitirem desvios de tráfego.

A taxa de atualização monetária recomendada pelo projeto InnoTRack (2007b) para períodos de análise de 40 anos é de 4%. No entanto, como será considerado um período de apenas 20 anos, de acordo com o referido aquando da discussão efetuada no capítulo relativo ao modelo de custos (Capítulo 4), poderá ser considerada uma taxa ligeiramente mais elevada. Por essa razão, será considerada uma taxa de atualização monetária igual a 5%.

A taxa anual de variação do tráfego varia significativamente entre diferentes tipos de vias e tanto pode assumir valores negativos como positivos (INE, 2010; EP, 2012), respetivamente correspondentes a decréscimos e acréscimos. Assim, sempre que nada em contrário se disser relativamente a essa taxa, o seu valor será considerado igual a 1% nas vias rodoviárias, onde se espera um ligeiro crescimento, e 0% nas vias ferroviárias onde não se prevê que haja alterações futuras do volume de tráfego.

A otimização será feita de forma a minimizar o custo total calculado para o período em análise a partir do somatório das parcelas de custos diretos, indiretos e residuais. Em termos de restrições será considerada, para cada obra de arte, uma limitação da performance correspondente a um EC máximo de 4, sujeito aos ajustes anteriormente apresentados na Tabela 5.11 definidos em função da classe de vulnerabilidade de cada uma das pontes (Capítulo 5). Por uma razão de uniformidade, as restrições relativas ao conjunto das obras de arte, exceto quando expressamente indicadas, não serão consideradas.

Os parâmetros considerados nos algoritmos genéticos foram definidos tendo em conta a calibração anteriormente efetuada (Capítulo 5). A taxa de sobrevivência foi considerada igual a 10%, a taxa de elite para reprodução foi considerada igual a 10% e as taxas consideradas para cada um dos operadores de reprodução foram as seguintes: 90% para cruzamento (80% para cruzamento uniforme, mais 10% para cruzamento mono-ponto), 10% para permutação e 10% para mutação. Foram consideradas populações de 20 mil indivíduos e o único critério de paragem foi o

número máximo de indivíduos com iguais resultados, por se tratar de um indicador de convergência.

6.1.2. Dados de tráfego

Relativamente ao tráfego que circula nos vários tipos de vias associadas às pontes foram considerados os pressupostos que se passam a apresentar, quer para as vias rodoviárias, quer para as vias ferroviárias.

6.1.2.1. Vias rodoviárias

Relativamente ao tráfego nos vários tipos de vias rodoviárias foram considerados os pressupostos que se apresentam na Tabela 6.1. Esses pressupostos foram definidos tendo em consideração os dados de tráfego registados no portal das Estrada de Portugal (EP, 2012) e os valores de velocidade e capacidade (em unidade de veículos ligeiros por pista) referenciados em bibliografia da especialidade (Rodrigues, 2007; Santos, 2007; Cavaleiro, de Picado-Santos *et al.*, 2011). As velocidades em trabalho foram definidas em cerca de 2/3 de velocidade normal, por ser essa a redução máxima permitida na legislação para autoestradas e itinerários principais ou complementares (DR 2007; DR 2008). As velocidades de fila foram todas fixadas em 15km/h.

Considerando o tráfego médio diário (TMD) indicado na Tabela 6.1, pode constatar-se que o tráfego em hora de ponta, definido no capítulo 4 como correspondente a 12% do TMD, será sempre inferior à capacidade da via em zona de trabalho. Nas análises que irão ser apresentadas, os desvios implicados em caso de impedimento total da circulação sobre a ponte também foram definidos de acordo com o tipo de via, conforme se apresenta na Tabela 6.1. As velocidades no percurso de desvio foram consideradas iguais às da própria via. No entanto, em aplicações reais futuras, em que for possível uma determinação mais precisa dos mesmos, esses parâmetros poderão passar a ser definidos ponte a ponte.

Tabela 6.1 - Caracterização dos dados considerados por tipo de rodovia

	Nº Pistas	Cap uvl/pista	Tráfego		Vel. Ligeiros (km/h)			Vel. pesados (km/h)			Desvio (km e km/h)		
			TMD	% pes.	normal	trabalhos	fila	normal	trabalhos	fila	Ext.	Vel lig	Vel pes
AE	4	2000	20000	10%	120	80	15	100	70	15	25	120	100
IP	4	1800	10000	10%	90	60	15	80	55	15	15	90	80
IC	4	1800	15000	10%	80	55	15	60	40	15	20	80	60
EN	2	1200	5000	10%	70	50	15	50	30	15	10	70	50
ER	2	900	1000	5%	70	50	15	50	30	15	5	70	50
VN	2	1200	5000	10%	70	50	15	50	30	15	10	70	50
EM	2	900	100	1%	50	35	15	40	30	15	5	70	50

AE - Autoestrada; IP - Itinerário Principal; IC - Itinerário Complementar; EN- Estrada Nacional;
ER - Estrada Regional; VN - Via Nacional; EM - Estrada Municipal

6.1.2.2. Vias ferroviárias

O número médio de comboios por dia foi definido tendo em conta o número anual de comboios por linha referido no relatório de sustentabilidade da REFER (CP, 2011b). Por não se dispor da distribuição desse tráfego por tipo de veículo, considerou-se, com base nos valores referidos no diretório de rede (REFER, 2011b), que 75% dos comboios são suburbanos e que os restantes 25% são comboios de médio e longo curso.

As velocidades dos comboios de médio e longo curso foram estabelecidas, tendo em conta a localização de cada uma das pontes, a partir dos valores apresentados nas tabelas de velocidade da REFER (REFER, 2011a) e nos mapas que constam do seu diretório de rede (REFER, 2011b). No caso das pontes padrão, não sendo conhecida a sua localização, foi considerada uma velocidade máxima de 220km/h na Linha do Norte e de 120km/h na Linha do Sul. As velocidades dos comboios suburbanos, não sendo conhecidas por troço de via, vão ser consideradas, em todos os casos, como sendo iguais a 50km/h.

Nas vias ferroviárias, não foi determinada a extensão do desvio em caso de fecho da ponte, uma vez que, dado o carácter excecional com que esse tipo de situações é permitido nos caminhos de ferro, essa hipótese não será considerada na análise.

6.1.3. Dados das pontes

A aplicação da metodologia será testada para um conjunto de pontes reais atualmente em funcionamento em Portugal e para um conjunto de pontes fictícias, definidas como padrão. Em

virtude de anteriormente se ter dado particular atenção aos modelos de degradação de estruturas em betão, apenas foram escolhidas obras de arte em que esse é o principal material estrutural. Em seguida, será feita uma caracterização das amostras que serão consideradas para cada um desses tipos de pontes.

6.1.3.1. Dados de pontes reais

Para testar a confiança da aplicação da metodologia a um conjunto de obras de arte existentes, foram selecionadas 100 obras de arte rodoviárias e 100 obras de arte ferroviárias, atualmente em funcionamento sob a jurisdição da EP e da REFER, respetivamente. A caracterização dos parques de obras de arte geridos por cada uma dessas entidades pode ser consultada no Anexo A. De entre o universo de pontes da EP e da REFER, a escolha das pontes a estudar foi feita de forma a constituir uma amostra representativa do parque de pontes em betão de cada uma dessas entidades. Na amostra de obras de arte rodoviárias, apenas foram englobadas pontes com mais de 50m de comprimento, em virtude de anteriormente se ter verificado uma maior estabilidade dos parâmetros de custos a partir dessa dimensão. Na amostra de obras de arte ferroviárias já foram considerados tanto pontes como viadutos, com um comprimento a partir dos 20m, de forma a formar uma amostra com o mesmo número de obras de arte. As características dessas duas amostras são apresentadas em paralelo na Tabela 6.2 e na Tabela 6.3, nesta última através de alguns histogramas de frequência relativa.

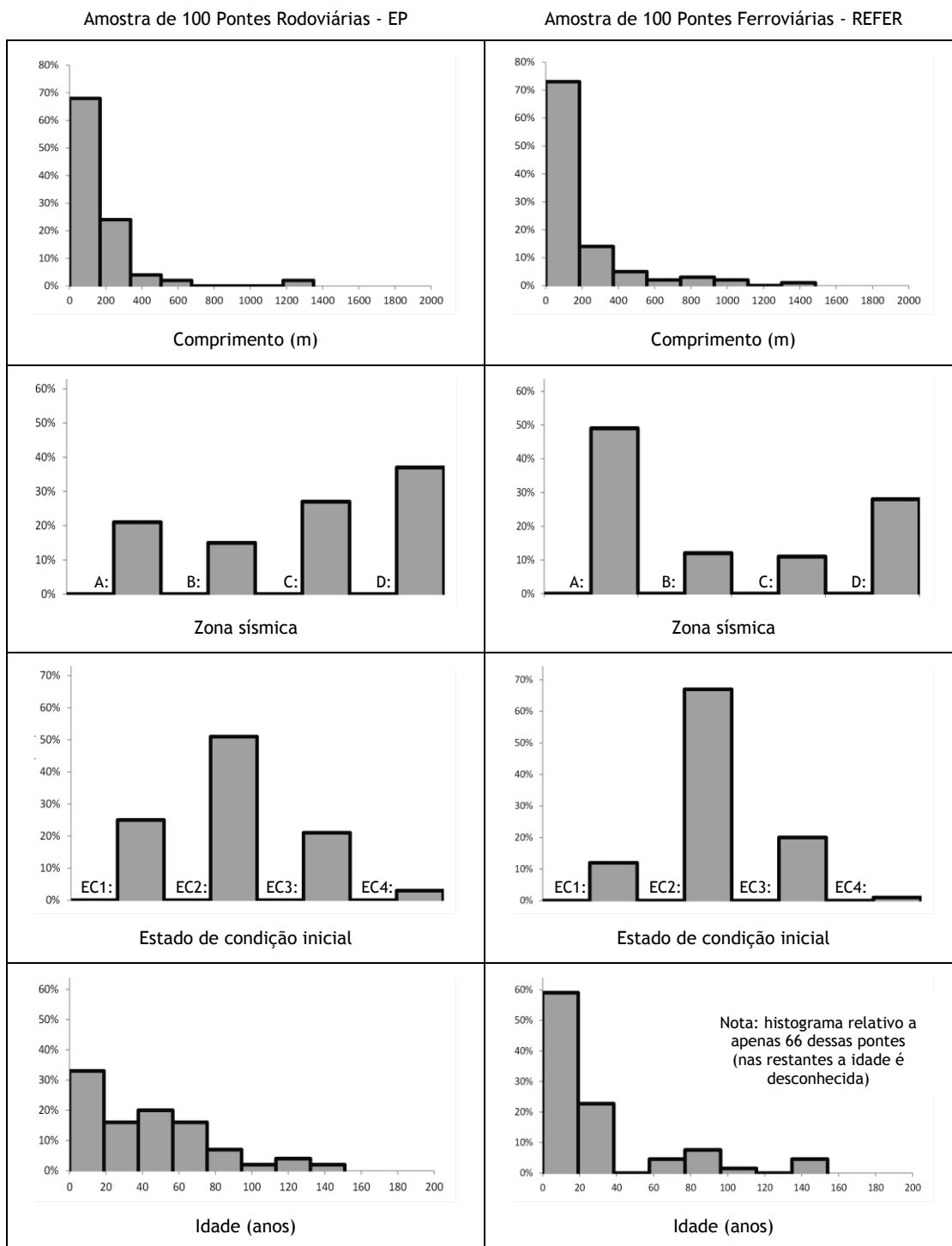
Tabela 6.2 - Caracterização das amostras de pontes rodoviárias e ferroviárias

	100 pontes reais rodoviárias			100 pontes reais ferroviárias		
	EC	Comprimento (m)	Área do tabuleiro (m ²)	EC	Comprimento (m)	Área do tabuleiro (m ²)
Total		17773	242462		18697	202775
Mediana	2,00	133	1501	2,00	96	1006
Média	2,02	178	2425	2,10	187	2028
Desv. Pad	0,76	190	3809	0,59	260	3043
C.V.	38%	107%	157%	28%	139%	150%

A partir da análise da Tabela 6.2 e da Tabela 6.3 é possível verificar que as amostras de pontes rodoviárias e de pontes ferroviárias, não sendo iguais, apresentam alguma similaridade. A amostra das ferroviárias, onde forma incluídos também alguns viadutos, engloba obras de arte com comprimentos máximos similares, mas com menor mediana, pelo facto de também considerar várias de pequeno comprimento. Assim sendo, o coeficiente de variação é maior na amostra de pontes ferroviárias do que na amostra de pontes rodoviárias. Por outro lado, como a

largura é menos variável nas pontes ferroviárias, é na amostra das obras de arte ferroviárias que se verifica um menor coeficiente de variação em termos de área de tabuleiro.

Tabela 6.3 - Histogramas de caracterização das amostras de pontes rodoviárias e ferroviárias reais



Tendo em conta a localização das obras de arte e os mapas sísmicos definidos para Portugal, podem identificar-se as respetivas zonas sísmicas. A distribuição por zonas sísmicas é bastante diferente nas duas amostras, sendo a amostra das ferroviárias que apresenta mais obras de arte em zonas sísmicas de maior gravidade (zona A).

A distribuição por estado de condição (EC) já é mais similar. Comparando os valores médios de EC, as pontes rodoviárias estão ligeiramente em melhor estado que as ferroviárias, sem no entanto haver uma diferença significativa. Nas pontes ferroviárias não há tantas pontes no melhor estado de condição (EC1) como nas pontes rodoviárias, contudo há muitas mais pontes em EC2, pelo que, caso se agrupem os dois melhores níveis de classificação, o número de obras de arte em bom estado é semelhante.

Em relação à idade, importa ressaltar o facto de essa informação ser desconhecida em algumas das obras de arte ferroviárias englobadas na amostra, pela que a observação desse gráfico na Tabela 6.3 deve ser feita tendo isso em consideração. O número de obras de arte com menos de 40 anos é igual em ambas as amostras. A média de idades é de 43 anos nas pontes rodoviárias e de 30 anos nas pontes ferroviárias, todavia, o desconhecimento desse parâmetro para algumas das pontes ferroviárias, leva a crer que a respetiva média real possa ser mais elevada.

6.1.3.2. Dados de pontes padrão

Na análise de sensibilidade serão consideradas algumas pontes fictícias, consideradas representativas de diferentes grupos de obras de arte. Esse conjunto de pontes foi definido escolhendo três tipos de pontes representativos das obras de arte de diferentes dimensões incorporadas nas amostras de pontes reais. A Tabela 6.4 apresenta as características definidas para cada um desses três tipos de pontes - pequena, média e grande dimensão.

Tabela 6.4 - Dados relativos a pontes definidas como padrão

Ref ^a	Tipo OA	Comp (m)	Larg (m)	Vãos	Material	Idade
PA	Ponte	50	10	5	BA	10
PB	Ponte	500	10	15	BA	10
PC	Ponte	1000	10	30	BA	10

Para considerar também vias de diferentes níveis de importância, cada uma das pontes padrão apresentadas na Tabela 6.4 pode ainda ser considerada com diferentes tipos de vias. A Tabela 6.5

e a Tabela 6.6 apresentam, respetivamente, a caracterização das vias rodoviárias e ferroviárias definidas como padrão, bem como a zona sísmica escolhida para cada uma delas. As vias do tipo A pretendem caracterizar vias secundárias e as vias do tipo B pretendem caracterizar vias mais importantes, com maior tráfego. Para permitir uma comparação das pontes com igual nível de risco, a zona sísmica foi escolhida de forma a, em conjugação com o tráfego médio da ponte, conduzir à mesma classe de vulnerabilidade. A zona sísmica foi assim diferenciada em cada um dos tipos de via de forma a corresponder sempre ao mesmo estado de condição limite admissível, de acordo com o quadro de classes de vulnerabilidade anteriormente apresentado na Tabela 5.11.

Tabela 6.5 - Dados relativos a vias rodoviárias definidas como padrão

Ref ^a	Via	TMD	Zona sísmica	EC máx
VRA	ER	1 000	B	4
VRB	IP	10 000	D	4

Tabela 6.6 - Dados relativos a vias ferroviárias definidas como padrão

Ref ^a	Via	TMD	Zona sísmica	EC máx
VFA	Linha do Sul	10	B	4
VFB	Linha do Norte	200	D	4

Assim, cada uma das pontes padrão pode ser considerada associada a cada um dos vários tipos de vias padrão, permitindo diversos tipos de combinações. Para além disso, para ter em conta os cenários associados aos diferentes níveis de estado de condição, cada uma das pontes pode ainda ser considerada com cada um dos cinco diferentes níveis de estado de condição inicial. Dessa forma, para cada tipo de via, podem ser consideradas 30 pontes padrão, definidas a partir da combinação dos 3 tipos de dimensões, com os 2 tipos de vias e com os 5 diferentes níveis de estado de condição inicial possíveis.

A Tabela 6.9 faz uma caracterização das amostras de pontes padrão rodoviárias e ferroviárias, que permite fazer a sua comparação com as amostras de pontes reais anteriormente apresentadas na Tabela 6.2. Uma vez que as pontes padrão rodoviárias apenas diferem das pontes padrão ferroviárias no tipo de via e na zona sísmica, as características apresentadas nessa tabela, relativas ao estado de condição e às características dimensionais das obras de arte, são iguais para esses dois tipos de utilização.

Tabela 6.7 - Caracterização das amostras de pontes rodoviárias e ferroviárias padrão

	30 pontes padrão rodoviárias ou ferroviárias		
	EC	Comprimento (m)	Área do tabuleiro (m ²)
Total		15500	155000
Mediana	3,00	500	5000
Média	3,00	517	5167
Desv. Pad	1,41	388	3880
C.V.	47%	75%	75%

Tendo sido formadas com diferentes objetivos, as amostras das 30 pontes padrão diferem, naturalmente, das amostras das 100 pontes reais. As pontes padrão abrangem a gama de comprimentos das pontes reais, no entanto, como a frequência dos vários patamares de comprimento é muito diversificada, as amostras de pontes padrão acabam por ter um comprimento médio e uma área média maiores. Já em termos totais, como a amostra das pontes padrão tem um menor número de pontes, a área e o comprimento são menores nas amostras das pontes padrão.

Em termos de estado de condição, uma vez que as amostras de pontes padrão são formadas de forma a englobar, com igual frequência, todos os níveis possíveis, o EC médio é ligeiramente maior que o verificado nas amostras de pontes reais. Essa diferença resulta sobretudo do facto de, de acordo com os histogramas apresentados na Tabela 6.3, nas pontes reais haver bastante mais pontes em EC2 e muito poucas pontes no pior estado de condição (EC5). As amostras padrão diferem ainda das reais em termos de zona sísmica. Enquanto nas amostras de pontes reais há pontes nas 4 zonas sísmicas, nas amostras de pontes padrão apenas há 2 zonas sísmicas diferentes.

A amostra de pontes reais, tendo sido formada de forma a ter características similares às de todo o parque de obras de arte da entidade gestora, uma vez que engloba os vários tipos de pontes tendo em conta a sua frequência na realidade, será útil sobretudo para analisar resultados em termos globais. Por outro lado, a amostra de pontes padrão será considerada quando se pretender testar cada um dos vários tipos de ponte possíveis, com uma probabilidade idêntica.

6.2. Apresentação e análise de resultados

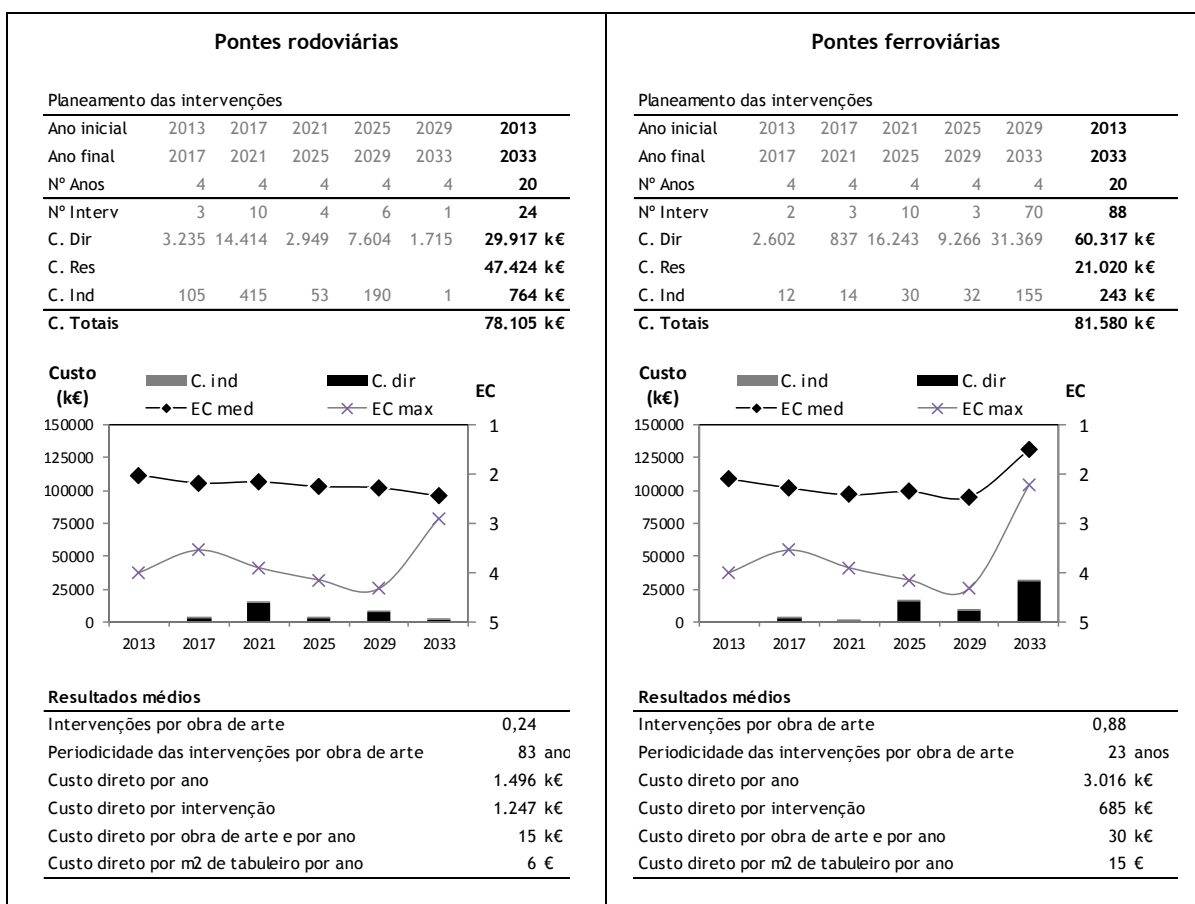
A metodologia de gestão apresentada prevê uma estimativa dos custos diferenciada para pontes rodoviárias e para pontes ferroviárias, pelo que será feito um cálculo independente para cada um

desse tipo de obras de arte. Para cada um desse tipo de pontes, serão analisados e comparados os resultados obtidos nas amostras de pontes reais e nas amostras de pontes padrão.

6.2.1. Pontes reais

A Tabela 6.8 apresenta em paralelo os resultados obtidos para as amostras de 100 pontes rodoviárias e de 100 pontes ferroviárias, atualmente em funcionamento em Portugal e que foram anteriormente caracterizadas. Todas as intervenções indicadas no planeamento ótimo correspondem a reparações.

Tabela 6.8 - Custos ótimos obtidos para os conjuntos de 100 pontes rodoviárias e ferroviárias considerando o modelo de degradação proposto por Roelfstra para degradação lenta



Comparando os resultados obtidos para as pontes rodoviárias e ferroviárias, pode verificar-se que o número de intervenções previsto é muito diferente. Nas pontes rodoviárias a solução de mínimo custo total corresponde à reparação de 24 pontes no período temporal em análise, com a maioria dessas intervenções prevista para o segundo ciclo de 4 anos. Nas pontes ferroviárias já estão previstas mais reparações, a maioria delas previstas para o final do período de análise e particularmente para o seu último ciclo temporal. Esse aumento do número de reparações no final do período temporal verifica-se por se ter considerado um custo direto de substituição de pontes ferroviárias duplo do das rodoviárias, em virtude de se considerar que nessas têm que ser realizadas sem interrupção da circulação. Assim, para pontes equivalentes e em estados de condição finais idênticos, o custo residual é muito maior nas pontes ferroviárias e essas reparações no fim do tempo de análise surgem precisamente com o intuito de melhorar o estado de condição final e reduzir o custo residual. Aliás, só por essa razão é que o custo residual estimado para as pontes ferroviárias é inferior ao estimado para as pontes rodoviárias. Para além disso, essa consideração pode ainda ser responsável por um certo adiamento de algumas das reparações.

Em termos de custos, o maior número de reparações previsto para as pontes ferroviárias tem, naturalmente, reflexo em maiores custos diretos. No entanto, em termos de custos indiretos, a estimativa efetuada para as pontes ferroviárias é bastante inferior à das pontes rodoviárias. Essa diferença resulta de se ter considerado que, nas pontes ferroviárias, a maioria dos trabalhos com interferência no tráfego se encontra restrita aos períodos sem circulação e que não há desvios para outras vias. Todavia, importa notar que os custos indiretos, tanto das pontes rodoviárias, como das pontes ferroviárias são muito reduzidos quando comparados com as restantes parcelas de custos, não chegando a representar mais de 1% dos custos totais. Os custos totais acabam assim por ser maiores nas pontes ferroviárias, embora a diferença acabe por ser bem menos significativa do que em termos de custos diretos. O facto de os custos totais serem maiores nas pontes ferroviárias do que nas pontes rodoviárias acaba por traduzir a necessidade de manter as pontes ferroviárias em melhores estados de condição ao longo do tempo.

Analisando os valores médios, pode verificar-se que o custo direto por reparação ronda os 1200k€ nas pontes rodoviárias e desce para cerca de 700k€ nas pontes ferroviárias, uma vez que as intervenções previstas no último ciclo temporal, sendo para realizar em pontes em melhor estado, acabam por se tornar menos onerosas. A média correspondente aos registos da EP para reparações em obras de arte da EP com mais de 50m de comprimento, anteriormente apresentada na Tabela 4.21, era de aproximadamente 1000k€, pelo que o valor relativo às pontes rodoviárias não será muito desajustado.

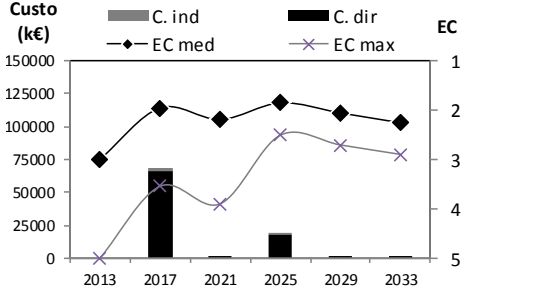
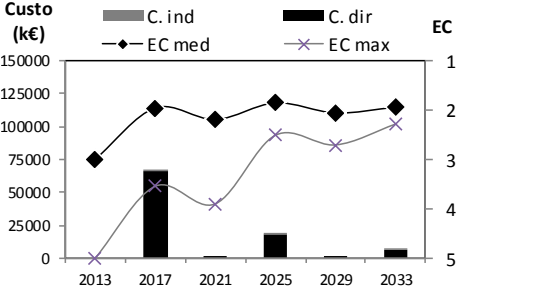
Fazendo uma análise por área de tabuleiro, o custo direto médio anual é de $6\text{€}/\text{m}^2/\text{ano}$ para as pontes rodoviárias e aumenta para $15\text{€}/\text{m}^2/\text{ano}$ nas pontes ferroviárias, na sequência do elevado número de intervenções que anteriormente se referiu. Considerando então o valor obtido para as pontes rodoviárias e descontando o custo médio anual considerado para manutenção ($1\text{€}/\text{m}^2/\text{ano}$) o custo médio anual de reparação das obras de arte que será suportado pela entidade administradora será 5 vezes superior ao de manutenção. Considerando um valor patrimonial de $1000\text{€}/\text{m}^2$, os gastos de inspeção, manutenção e reparação correspondem a 0,6% desse montante. Esses valores enquadram-se na gama de referência dos projetos BRIME e COST, anteriormente apresentada na Tabela 4.4. Todavia, como se viu, no exemplo das pontes ferroviárias esse valor pode ainda aumentar bastante.

O custo direto médio por ano e por ponte é, no caso das pontes rodoviárias de 15k€ . Ora, multiplicando esse valor pelo número de obras de arte da EP, cerca de 5000, chegar-se-ia a um custo anual de 75M€ . Esse valor é bastante excessivo quando comparando com os custos anuais das intervenções realizadas pela EP no seu parque de obras de arte ao longo dos últimos anos (Tabela 4.19). No entanto, a área média de tabuleiro das obras de arte da EP é cerca de 600m^2 , um valor bem mais baixo que o considerado na amostra. Considerando então os $6\text{€}/\text{m}^2/\text{ano}$, multiplicados pelas 5000 obras de arte e pelos 600m^2 de área média, chega-se a um valor de 18M€ que já se enquadra melhor na gama de valores apresentada na Tabela 4.19. Essa comparação acaba por, de certa forma, permitir aferir os resultados obtidos com o Sistema de Gestão a partir da realidade conhecida.

6.2.2. Pontes padrão

A Tabela 6.9 apresenta em paralelo os resultados globais obtidos para as amostras de 30 pontes rodoviárias padrão e de 30 pontes ferroviárias padrão. Para analisar os resultados de custos por cada uma dessas obras de arte padrão, pode consultar-se a Tabela 6.10. De acordo com o que foi referido, as pontes desses dois conjuntos têm exatamente as mesmas tipologias, dimensões e estado de condição, diferindo exclusivamente no tipo de via que lhes está associado. Tal como nas amostras de pontes reais, todas as intervenções indicadas no planeamento ótimo correspondem a reparações.

Tabela 6.9 - Resultados do conjunto das amostras de 30 pontes padrão - rodoviárias e ferroviárias

Pontes rodoviárias							Pontes ferroviárias						
Planeamento das intervenções							Planeamento das intervenções						
Ano inicial	2013	2017	2021	2025	2029	2013	Ano inicial	2013	2017	2021	2025	2029	2013
Ano final	2017	2021	2025	2029	2033	2033	Ano final	2017	2021	2025	2029	2033	2033
Nº Anos	4	4	4	4	4	20	Nº Anos	4	4	4	4	4	20
Nº Interv	12	0	6	0	0	18	Nº Interv	12	0	6	0	6	24
C. Dir	66.625	196	18.317	115	107	85.361 k€	C. Dir	66.625	196	18.317	115	6.653	91.906 k€
C. Res						22.903 k€	C. Res						32.772 k€
C. Ind	1.412	0	419	0	0	1.831 k€	C. Ind	567	0	155	0	56	778 k€
C. Totais						110.095 k€	C. Totais						125.457 k€
													
Resultados médios							Resultados médios						
Intervenções por obra de arte						0,60	Intervenções por obra de arte						0,80
Periodicidade das intervenções por obra de arte						33 anos	Periodicidade das intervenções por obra de arte						25 anos
Custo direto por ano						4.268 k€	Custo direto por ano						4.595 k€
Custo direto por intervenção						4.742 k€	Custo direto por intervenção						3.829 k€
Custo direto por obra de arte e por ano						142 k€	Custo direto por obra de arte e por ano						153 k€
Custo direto por m ² de tabuleiro por ano						8 €	Custo direto por m ² de tabuleiro por ano						9 €

O plano de atuação ótimo contempla reparações no 1º ciclo temporal para as pontes nos piores estados de condição (EC4 e EC5) e no 3º ciclo para as pontes em EC3. Nas pontes que partem do melhor estado de condição não é indicada qualquer intervenção e nas pontes que partem de EC2, verifica-se uma diferença entre os planos ótimos de atuação das pontes rodoviárias e ferroviárias. Nesse caso, no último ciclo temporal das pontes ferroviárias prevê-se a realização de uma reparação que não é indicada nas pontes rodoviárias. Essa diferença ocorre porque, havendo maiores custos de substituição e menores custos indiretos, os custos de realização dessa intervenção são compensados com a redução do custo residual que decorre do facto de um melhor estado de condição no final da análise aumentar o tempo de vida remanescente. Aliás, esse tipo de alterações do plano de atuação pode ocorrer também em vias rodoviárias muito secundárias, onde os diminutos custos indiretos possam justificar intervenções similares. Assim se percebe que, na amostra de pontes ferroviárias reais, onde há muitas pontes que partem de EC2, tenham sido indicadas muitas reparações para o último ciclo de análise.

Tabela 6.10 - Custos por ponte rodoviária e ferroviária padrão

Pontes rodoviárias							Pontes ferroviárias						
Refª ponte	EC inicial	C dir (k€)	C. res (k€)	C. ind (k€)	C. tot (k€)	C. Dir/ano (€/m2)	Refª ponte	EC inicial	C dir (k€)	C. res (k€)	C. ind (k€)	C. tot (k€)	C. Dir/ano (€/m2)
PA-VRA	1	2	60	0	62	0	PA-VFA	1	2	120	0	122	0
PA-VRA	2	3	123	0	126	0	PA-VFA	2	108	36	0	145	11
PA-VRA	3	297	45	4	347	30	PA-VFA	3	297	90	1	388	30
PA-VRA	4	430	69	6	506	43	PA-VFA	4	430	138	2	570	43
PA-VRA	5	645	72	9	726	64	PA-VFA	5	645	144	2	791	64
PA-VRB	1	2	60	0	62	0	PA-VFB	1	2	120	0	122	0
PA-VRB	2	3	123	0	126	0	PA-VFB	2	108	36	10	155	11
PA-VRB	3	297	45	74	416	30	PA-VFB	3	297	90	29	416	30
PA-VRB	4	430	69	99	599	43	PA-VFB	4	430	138	42	611	43
PA-VRB	5	645	72	149	866	64	PA-VFB	5	645	144	63	852	64
PB-VRA	1	17	601	0	618	0	PB-VFA	1	17	1.201	0	1.219	0
PB-VRA	2	25	1.231	0	1.256	0	PB-VFA	2	1.081	360	1	1.442	11
PB-VRA	3	2.972	451	10	3.432	30	PB-VFA	3	2.972	901	2	3.875	30
PB-VRA	4	4.305	691	13	5.009	43	PB-VFA	4	4.305	1.382	3	5.689	43
PB-VRA	5	6.449	721	20	7.189	64	PB-VFA	5	6.449	1.442	4	7.895	64
PB-VRB	1	17	601	0	618	0	PB-VFB	1	17	1.201	0	1.219	0
PB-VRB	2	25	1.231	0	1.256	0	PB-VFB	2	1.081	360	18	1.459	11
PB-VRB	3	2.972	451	128	3.550	30	PB-VFB	3	2.972	901	49	3.922	30
PB-VRB	4	4.305	691	172	5.168	43	PB-VFB	4	4.305	1.382	71	5.758	43
PB-VRB	5	6.449	721	258	7.428	64	PB-VFB	5	6.449	1.442	107	7.998	64
PC-VRA	1	35	1.201	0	1.236	0	PC-VFA	1	35	2.403	0	2.438	0
PC-VRA	2	50	2.463	0	2.513	0	PC-VFA	2	2.162	721	1	2.884	11
PC-VRA	3	5.943	901	16	6.860	30	PC-VFA	3	5.943	1.802	3	7.749	30
PC-VRA	4	8.609	1.382	21	10.012	43	PC-VFA	4	8.609	2.763	5	11.377	43
PC-VRA	5	12.898	1.442	32	14.371	64	PC-VFA	5	12.898	2.883	7	15.788	64
PC-VRB	1	35	1.201	0	1.236	0	PC-VFB	1	35	2.403	0	2.438	0
PC-VRB	2	50	2.463	0	2.513	0	PC-VFB	2	2.162	721	26	2.908	11
PC-VRB	3	5.943	901	188	7.032	30	PC-VFB	3	5.943	1.802	71	7.817	30
PC-VRB	4	8.609	1.382	253	10.244	43	PC-VFB	4	8.609	2.763	104	11.477	43
PC-VRB	5	12.898	1.442	379	14.719	64	PC-VFB	5	12.898	2.883	156	15.937	64

Relativamente aos custos diretos, como se entendeu considerar iguais custos unitários de intervenção para ambos os tipos de pontes, o valor obtido no conjunto de pontes ferroviárias é mais alto do que o obtido no conjunto de pontes rodoviárias, unicamente por prever um maior número de intervenções. Aliás, fazendo uma comparação das parcelas estimadas para os primeiros ciclos temporais, onde há igual número de intervenções, pode verificar-se na Tabela 6.9 que os valores de custos diretos são coincidentes. Para além disso, na Tabela 6.10, só nas pontes que partem de EC2, em que há diferenças no número de intervenções, é que os custos diretos são diferentes nas pontes rodoviárias e ferroviárias do mesmo tipo.

Os custos residuais totais obtidos para as 30 pontes ferroviárias são bastante superiores aos obtidos para as 30 pontes rodoviárias, conforme se apresenta na Tabela 6.9. Essa diferença resulta da sua estimativa ser feita a partir dos custos de substituição e de para esses se ter

admitido que o custo direto para as pontes ferroviárias é o dobro do das pontes rodoviárias, por não serem toleradas interdições de circulação para além das circunscritas aos períodos do dia em que não está prevista circulação ferroviária. Os valores apresentados na Tabela 6.10 confirmam essa diferença, onde a única exceção se verifica nas pontes que partem de EC2, devido às diferenças no plano de atuação, já referenciadas.

Os custos indiretos são muito pouco expressivos face aos custos diretos e, por vezes também face aos custos residuais. Na verdade, os custos indiretos considerados serão significativos sobretudo para as intervenções de substituição e no exemplo apresentado apenas são indicadas intervenções de reparação. Como se pode verificar na Tabela 6.10, o menor valor absoluto de custo indireto corresponde a cerca de 400 mil euros e verifica-se quando a ponte maior (PC) está associada à via rodoviária de maior importância (VRB). No entanto, em termos relativos, essa parcela corresponde apenas a 3% dos custos totais. O caso em que o custo indireto assume maior peso relativo verifica-se para a ponte menor (PA) na via rodoviária mais importante (VRB), onde, quando parte de EC3, chega a representar cerca de 18% dos custos totais.

Tal como se verificou nas amostras de pontes reais, os custos indiretos são maiores nas pontes rodoviárias do que nas pontes ferroviárias, em resultado de a sua estimativa ser feita de forma bastante diferenciada. O tempo de duração das intervenções de reparação foi considerado igual para pontes rodoviárias e ferroviárias, no entanto há diferenças no tipo e nas percentagens de tempo das restrições de circulação consideradas. Como nas pontes ferroviárias já há períodos diários sem qualquer circulação e, porque havendo menor redundância da rede viária não são toleráveis tantas restrições, as percentagens de tempo com condicionamentos foram menores nas pontes ferroviárias. Porém, as diferenças dos custos indiretos considerados podem sobretudo estar relacionadas com a diferente valorização do custo do tempo. De acordo com o que foi anteriormente discutido no capítulo relativo ao módulo de custos (Capítulo 4), as valorizações do atraso consideradas como referência nas vias ferroviárias poderão corresponder a valores baixos e, por essa razão, poderá ser de majorar significativamente os custos indiretos obtidos para as pontes ferroviárias. Ora, como no caso das pontes ferroviárias os custos indiretos são diretamente proporcionais a essa valorização do atraso, caso se considere a sua multiplicação por 5, os custos indiretos das pontes ferroviárias passariam a ser muitíssimo superiores aos custos indiretos das pontes rodoviárias.

A partir da Tabela 6.10 pode ainda verificar-se que quando se passa de uma via de menor importância funcional para outra mais importante, o aumento dos custos indiretos é bastante significativo. Todavia, como essa parcela de custos é a menos significativa de entre as consideradas, o custo total acaba por não se alterar muito com a variação do tipo de via. Em termos de custo direto por área de tabuleiro, importa destacar que o seu valor não varia nem

com a alteração do tipo de ponte, nem com a alteração do tipo de via, pelo que depende significativamente do estado de condição da ponte no início da análise.

6.3. Análise de sensibilidade

Uma vez que alguns dos parâmetros envolvidos na análise foram definidos com alguma incerteza, importa tentar perceber o impacto que a sua variação pode ter nos resultados da análise. Para caracterizar esse impacto é apresentada uma análise de sensibilidade que prevê a variação isolada de cada um deles. Serão analisadas as consequências da variação dos modelos de degradação considerados, bem como do número de anos considerados em cada um dos ciclos temporais, para além da variação de variáveis financeiras e de vários parâmetros específicos da determinação de custos diretos e indiretos. Para mostrar a diferença verificada em pontes de diferentes dimensões, em diferentes estados de condição e em diferentes tipos de vias, será primeiro apresentada uma análise detalhada com os resultados obtidos nas amostras de pontes padrão. De entre as amostras de pontes padrão, considerou-se principalmente a relativa às 30 pontes rodoviárias, exceto para avaliação dos parâmetros envolvidos na determinação dos custos indiretos em pontes ferroviárias, onde foi considerada a amostra das 30 pontes ferroviárias. Complementarmente, uma vez que a análise de sensibilidade pode ser de certa forma influenciada pela amostra de pontes escolhidas, para as variáveis identificadas como sendo mais relevantes, foi também analisado o impacto da sua variação na amostra das pontes ferroviárias padrão e nas amostras de pontes reais.

6.3.1. Modelo de degradação

No capítulo relativo ao modelo de degradação do estado de condição de pontes (capítulo 3), foram evidenciadas diferenças significativas entre as previsões efetuadas com recurso às diferentes matrizes de Markov apresentadas. Para observar e quantificar o impacto dessas diferenças na determinação do plano ótimo de atuação serão analisados os resultados obtidos com os modelos de degradação que se consideraram mais adequados para a análise, a partir da comparação efetuada no capítulo 3.

As alterações das soluções ótimas e das respetivas previsões de custos, obtidas para a amostra das pontes padrão, quando se escolhem diferentes modelos de degradação, podem ser observadas nas próximas tabelas. A Tabela 6.11 e a Tabela 6.12 apresentam os resultados obtidos com diferentes modelos de degradação estacionários (Roelfstra, 2001; Orcesi & Cremona, 2009).

Tabela 6.11 - Resultados obtidos com o modelo de Roelfstra para degradação normal e rápida

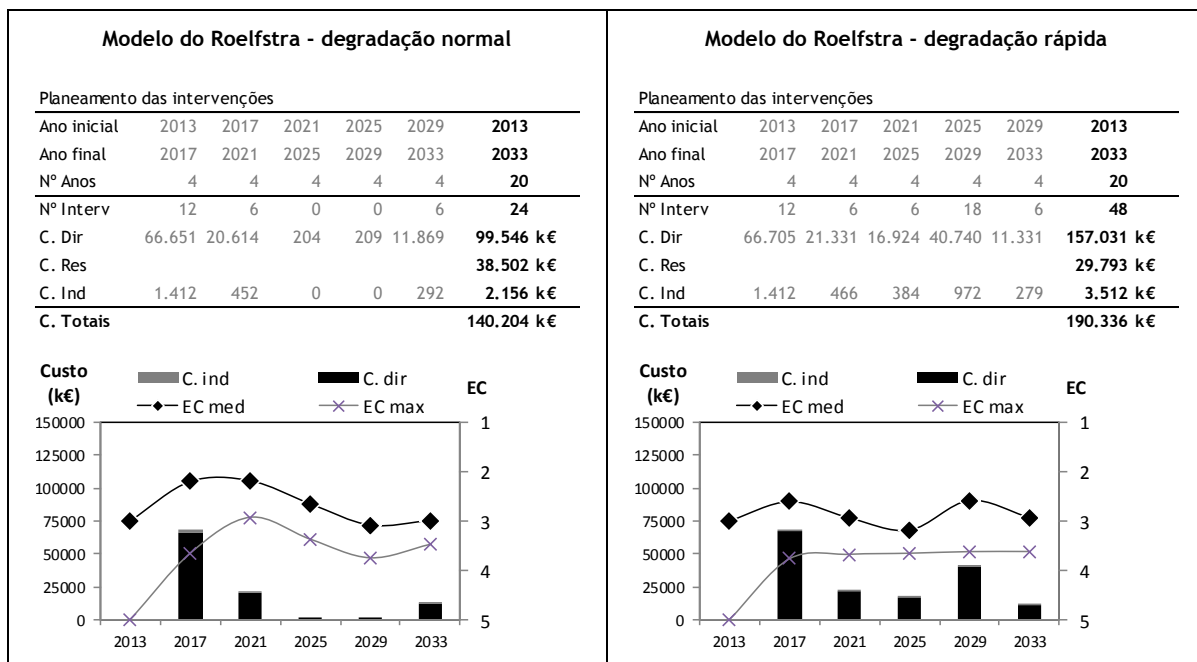
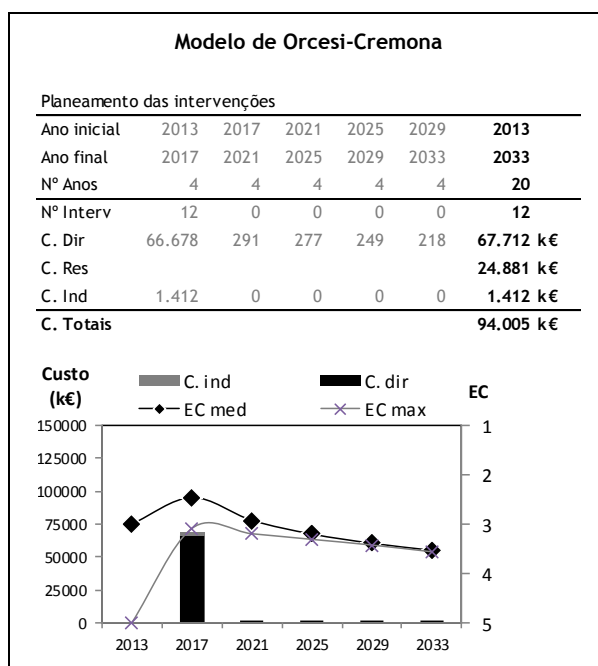


Tabela 6.12 - Resultados obtidos com o modelo de Orcesi-Cremona



A Tabela 6.13 e a Tabela 6.14 apresentam os resultados obtidos com o modelo não estacionário de Devaraj (Devaraj, 2009) para diferentes idades iniciais das pontes, escolhidas de forma a contemplar diferentes combinações dos vários níveis etários considerados por esse autor.

Tabela 6.13 - Resultados obtidos com o modelo de Devaraj para pontes com 0 e 20 anos de idade

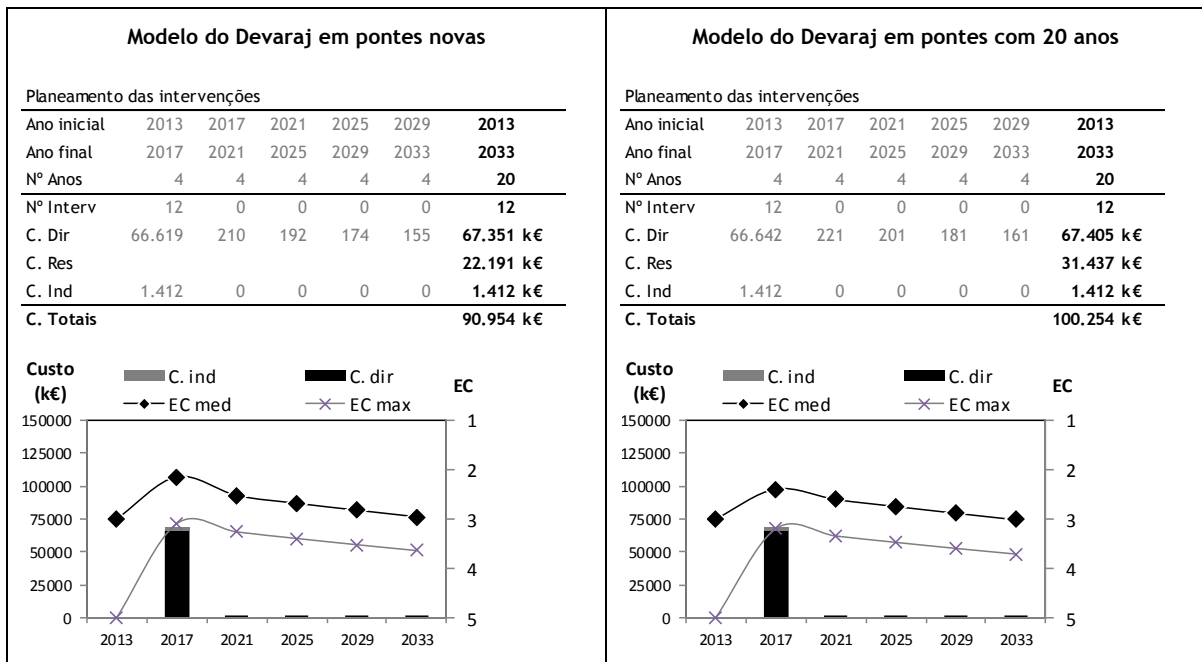
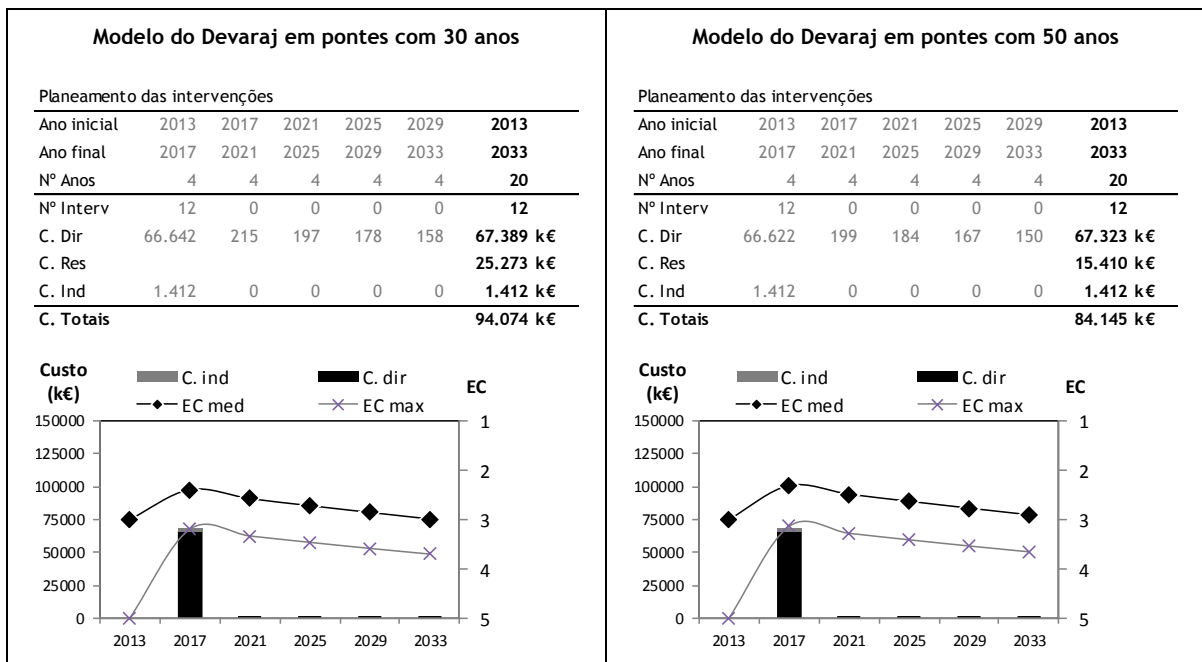


Tabela 6.14 - Resultados obtidos com o modelo de Devaraj para pontes com 30 e 50 anos de idade



Os principais resultados apresentados da Tabela 6.11 à Tabela 6.14 são ainda apresentados na Tabela 6.15, de forma a facilitar a comparação das alterações verificadas quando se consideram

os diferentes modelos de degradação. Como se pode constatar a partir das anteriores, na Tabela 6.15 todas as intervenções indicadas são de reparação.

Tabela 6.15 - Resumo comparativo dos principais resultados obtidos nas 30 pontes rodoviárias padrão quando se usam diferentes modelos de degradação

Modelo de Degradação	Intervenções							Custos (k€)				
	C1	C2	C3	C4	C5	Tot	Δ Tot	C dir	C res	C ind	C tot	Δ Ctot
Roelfstra - deg. lenta	12	0	6	0	0	18		85.361	22.903	1.831	110.095	
Roelfstra - degradação normal	12	6	0	0	6	24	33%	99.546	38.502	2.156	140.204	27%
Roelfstra - degradação rápida	12	6	6	18	6	48	167%	157.031	29.793	3.512	190.336	73%
Orcesi-Cremona	12	0	0	0	0	12	-33%	67.712	24.881	1.412	94.005	-15%
Devaraj - pontes com 0 anos	12	0	0	0	0	12	-33%	67.351	22.191	1.412	90.954	-17%
Devaraj - pontes com 20 anos	12	0	0	0	0	12	-33%	67.405	31.437	1.412	100.254	-9%
Devaraj - pontes com 30 anos	12	0	0	0	0	12	-33%	67.389	25.273	1.412	94.074	-15%
Devaraj - pontes com 50 anos	12	0	0	0	0	12	-33%	67.323	15.410	1.412	84.145	-24%

A partir dessas tabelas, pode verificar-se que no modelo não estacionário de Devaraj, a alteração da idade inicial das pontes de 0 para 20, 30 ou 50 anos, não chega sequer a ter impacto no planeamento ótimo das intervenções. Para além disso, a consideração de idades superiores a essas também conduziria ao mesmo plano de atuação, uma vez que como no modelo não estacionário considerado o último patamar etário se inicia aos 40 anos de idade, os resultados seriam sempre iguais aos obtidos para os 50 anos. De facto, com o modelo de Devaraj, nem mesmo com a consideração de maiores idades, associadas a uma maior propensão para a realização de substituições em detrimento das reparações, por permitirem anular a sua idade, se verifica qualquer alteração do plano de atuação. Em termos de custos, a partir da A Tabela 6.13 e a Tabela 6.14 apresentam os resultados obtidos com o modelo não estacionário de Devaraj (Devaraj, 2009) para diferentes idades iniciais das pontes, escolhidas de forma a contemplar diferentes combinações dos vários níveis etários considerados por esse autor.

Tabela 6.13 e da Tabela 6.14 é possível verificar que a alteração que resulta da alteração da idade inicial das obras de arte é quase exclusivamente no valor do custo residual, uma vez que nos custos diretos e indiretos há apenas pequenos ajustes que resultam de uma previsão ligeiramente diferenciada do estado de condição. Como já se esperava, a partir da análise efetuada no capítulo relativo à previsão da degradação (Capítulo 3), Devaraj prevê uma degradação mais lenta para pontes em estados de condição razoáveis com maiores idades, pelo que os custos totais obtidos nas pontes de 50 anos até são inferiores aos das pontes novas no início da análise (Tabela 6.15). Pode assim dizer-se que, numa análise a 20 anos com o modelo não-estacionário de Devaraj, a variação da idade das pontes não tem qualquer impacto no plano

ótimo de atuação e tem apenas um pequeno impacto na estimativa de custos diretos (a variação entre os resultados obtidos com o modelo de Devaraj para várias idades é da ordem dos 10%). Assim sendo, embora seja preferível considerar que a degradação é variável em função da idade da ponte, a simplificação resultante da consideração de um modelo estacionário, como por exemplo o de Roelfstra, que até permite ter em conta a agressividade ambiental e a vulnerabilidade da estrutura face à degradação, pode ser considerada aceitável.

No modelo de Roelfstra, quando se passa de uma degradação lenta para uma degradação rápida, o número de intervenções mais do que duplica e os custos totais sofrem um aumento de 73%. As variações do plano ótimo de atuação verificam-se sobretudo nas pontes que partem dos melhores níveis de estado de condição inicial, algo que seria de esperar, dado que no capítulo 3 também se verificou uma maior dispersão nas curvas das pontes nessas condições. Contudo, as alterações que resultariam da consideração de um diferente tipo de degradação não podem ser consideradas como incerteza, uma vez que o tipo de degradação associado a cada uma das pontes é, em geral, conhecido.

A consideração do modelo de Orcesi-Cremona conduz a um plano ótimo de atuação igual ao obtido com o modelo de Devaraj, sendo a diferença verificada em termos de custos totais quase exclusivamente resultante da estimativa efetuada para os custos residuais. Em comparação com o modelo de Roelfstra, esses dois modelos estão mais próximos do relativo a uma degradação lenta, havendo no entanto ainda uma diferença do número de intervenções e consequentemente uma diferença em termos de custos totais que ronda os 15%.

Estas observações vêm em correspondência com as diferenças anteriormente observadas em termos das curvas de degradação associadas a esses modelos, apresentadas no capítulo relativo ao modelo de degradação (Capítulo 3). Aliás, pode ainda referir-se que as diferenças verificadas nesse capítulo podem até ser ampliadas, uma vez que, por exemplo, os quase 20% de diferença máxima entre as curvas de previsão do EC do modelo de Roelfstra para degradação normal e do modelo de Orcesi-Cremona se traduzem numa duplicação do número de intervenções que implica uma variação em termos de custos totais superior a 20% (Tabela 6.15).

No entanto, tal como se referiu no capítulo 3, o modelo de Orcesi-Cremona e o modelo de Devaraj poderão não ser os mais adequados ao caso em estudo - o primeiro porque considera uma escala de estado de condição diferente e o segundo por não ser específico para pontes em betão. De qualquer forma, a alteração do modelo de degradação pode sempre induzir alterações significativas do plano ótimo de atuação e, consequentemente, também das várias parcelas de custos consideradas na análise. Na verdade, a incerteza relativa às previsões efetuadas relativamente a instantes futuros estará sempre inerente numa análise de custo de ciclo de vida.

6.3.2. Número de anos por ciclo

Mudar o período de análise pode, por si só, ter impacto no resultado de uma análise de custo de ciclo de vida (InnoTrack, 2007b). Para verificação da metodologia, a alteração que resulta da modificação do número de anos por ciclo será analisada segundo duas perspetivas diferentes: com manutenção do período total de análise e com alargamento do período total de análise.

6.3.2.1. Sem alteração do período de análise

O horizonte temporal escolhido para a análise foi de 20 anos e até ao momento esse período de tempo foi subdividido de forma equitativa pelos 5 ciclos, tendo assim sido considerados 4 anos em cada um deles. Contudo, foram também verificadas as variações correspondentes a diferentes distribuições desses 20 anos ao longo dos vários ciclos temporais da análise. Dada a natureza da análise, nunca foram considerados ciclos temporais com menos de 2 anos.

A Tabela 6.16 compara os resultados da minimização dos custos totais obtidos quando se considera o período de 20 anos igualmente dividido pelos 5 ciclos temporais, com os obtidos quando se consideram intervalos que vão aumentando com o afastamento ao instante presente. Pela sua análise é possível verificar que aos mesmos intervalos temporais corresponde sempre o mesmo número de intervenções - 12 intervenções entre 2013 e 2017, 6 intervenções entre 2021 e 2025 e nenhuma intervenção nos períodos de 2017 a 2021 e de 2025 a 2033. Para além disso, em iguais intervalos temporais, a estimativa relativa às várias parcelas de custos é também muito equivalente, pelo que se pode verificar que a alteração da distribuição do período de análise por cada um dos 5 ciclos temporais praticamente não altera os resultados da análise.

Importa ainda destacar que a subdivisão dos ciclos em biénios vem reforçar a ideia de que não é necessário realizar este tipo de análises numa base de tempo tão curta. Aliás, tal como os próprios modelos de degradação evidenciam, as alterações bianuais do estado de condição das pontes não chegam a ser significativas, aliás, muitas vezes até entre inspeções principais consecutivas, realizadas com intervalos de 4 a 5 anos, não se chega a registar qualquer variação desse parâmetro.

Tabela 6.16 - Resultados da minimização dos custos totais da amostra das 30 pontes rodoviárias padrão com diferentes distribuições do número de anos pelos vários ciclos temporais

Planeamento ótimo das intervenções						
Ano inicial	2013	2017	2021	2025	2029	2013
Ano final	2017	2021	2025	2029	2033	2033
Nº Anos	4	4	4	4	4	20
Nº Interv	12	0	6	0	0	18
Custos atualizados						
C. Dir	66.625	196	18.317	115	107	85.361 k€
C. Res						22.903 k€
C. Ind	1.412	0	419	0	0	1.831 k€
						110.095 k€
Planeamento ótimo das intervenções						
Ano inicial	2013	2015	2017	2021	2025	2013
Ano final	2015	2017	2021	2025	2033	2033
Nº Anos	2	2	4	4	8	20
Nº Interv	12	0	0	6	0	18
Custos atualizados						
C. Dir	66.522	106	196	18.317	214	85.355 k€
C. Res						22.903 k€
C. Ind	1.412	0	0	419	0	1.831 k€
						110.089 k€

6.3.2.2. Com alteração do período de análise

Os 20 anos de período de análise correspondem a um valor já usado na análise deste tipo de infraestruturas (Rodrigues, 2007; Commission, 2008) e que permite considerar um horizonte temporal alargado, sem no entanto se afastar demasiado do tempo presente, para minimizar a incerteza associada a instantes mais longínquos. Contudo, poderá analisar-se também o que acontece quando se altera esse período para 40 anos, que é o tempo sugerido por exemplo no projeto Innotrack (2007b), ou até para outros horizontes temporais.

A Tabela 6.17 mostra o impacto da alteração do período de análise na solução ótima obtida para a amostra das pontes padrão rodoviárias. Nessa tabela, para permitir fazer uma análise independente da taxa de atualização monetária anual, são apresentados não só os custos atualizados ao instante presente, com que é feita a otimização, mas também os custos não atualizados correspondentes.

A partir dos exemplos apresentados é possível verificar que a alteração do período de análise não muda a distribuição das intervenções ótimas ao longo do tempo. Na Tabela 6.17 pode observar-se que entre os anos de 2013 e de 2021 (correspondentes aos 4 primeiros ciclos de tempo na análise

a 10 anos, aos 2 primeiros ciclos na análise a 20 anos e ao primeiro ciclo na análise a 40 anos), qualquer que seja o horizonte temporal analisado, são sempre indicadas 12 intervenções. No ano de 2021 o número de intervenções ótimo determinado também é sempre de 6 e essa correspondência continua a verificar-se para os restantes instantes temporais. Para além disso, pode ainda verificar-se que os custos diretos e indiretos correspondentes também são muito aproximados, pelo que a estimativa das necessidades financeiras e do número de intervenções a realizar não varia com o período de análise considerado.

Em termos de custos residuais importa fazer uma comparação com valores não atualizados, uma vez que, sendo imputados ao último ano de análise, são relativos a instantes temporais muito afastados no tempo. Quando se considera um maior período de análise, os custos atualizados ao instante presente vão diminuindo em resultado do efeito da aplicação da taxa de atualização. Aliás, como é possível perceber através da Figura 4.2, com a taxa de atualização monetária considerada (5%), aos 40 anos o custo atualizado corresponde a apenas 14% do valor estimado e aos 80 anos o custo é praticamente anulado (representando apenas 2% do valor não atualizado). Observando então os custos residuais não atualizados pode verificar-se um acréscimo quando se passa da análise a 10 anos para a análise a 20 anos e quando se passa da análise a 20 anos para a análise a 40 anos. Esse acréscimo resulta do facto de as pontes passarem a estar num pior estado no final da análise, uma vez que, nesses casos, depois dos primeiros 10 anos não estão previstas mais intervenções. Na análise a 80 anos, como já são previstas novas intervenções, o estado das pontes no final da análise já é melhor e o valor dos custos residuais não atualizados volta a descer.

Em termos de custos totais não atualizados na Tabela 6.17 é possível constatar que, como é natural, eles aumentam com o alargamento do período temporal de análise, embora com uma certa diminuição do custo total por ano. Essa diminuição do custo total anual advém sobretudo do facto de, depois de implementar uma gestão otimizada, as pontes passarem a estar sempre em estados de condição bons ou razoáveis e, por isso, necessitarem de menos intervenções. Dessa forma, com a consideração de um período análise mais extenso, em que se considera sempre a realização de intervenções otimizadas, há uma maior diluição dos custos pelo número de anos.

Tabela 6.17 - Resultados da minimização dos custos totais da amostra das 30 pontes rodoviárias padrão considerando diferentes períodos de análise

10 anos							
Planeamento ótimo das intervenções							
Ano inicial	2013	2015	2017	2019	2021	2013	
Ano final	2015	2017	2019	2021	2023	2023	
Nº Anos	2	2	2	2	2	10	
Nº Interv	12	0	0	0	6	18	
Custos atualizados							C. não atualiz.
C. Dir	66.522	106	102	98	18.257	85.085 k€	98.591 k€
C. Res						22.142 k€	36.067 k€
C. Ind	1.412	0	0	0	419	1.831 k€	2.133 k€
						109.058 k€	136.790 k€
							13.679 k€/ano
20 anos							
Planeamento ótimo das intervenções							
Ano inicial	2013	2017	2021	2025	2029	2013	
Ano final	2017	2021	2025	2029	2033	2033	
Nº Anos	4	4	4	4	4	20	
Nº Interv	12	0	6	0	0	18	
Custos atualizados							C. não atualiz.
C. Dir	66.625	196	8.317	115	107	85.361 k€	99.259 k€
C. Res						22.903 k€	60.770 k€
C. Ind	1.412	0	419	0	0	1.831 k€	2.133 k€
						110.095 k€	162.161 k€
							8.108 k€/ano
40 anos							
Planeamento ótimo das intervenções							
Ano inicial	2013	2021	2029	2037	2045	2013	
Ano final	2021	2029	2037	2045	2053	2053	
Nº Anos	8	8	8	8	8	40	
Nº Interv	12	6	0	0	0	18	
Custos atualizados							C. não atualiz.
C. Dir	66.807	18.424	198	165	132	85.726 k€	101.387 k€
C. Res						15.650 k€	110.176 k€
C. Ind	1.412	419	0	0	0	1.831 k€	2.133 k€
						103.207 k€	213.696 k€
							5.342 k€/ano
80 anos							
Planeamento ótimo das intervenções							
Ano inicial	2013	2029	2045	2061	2077	2013	
Ano final	2029	2045	2061	2077	2093	2093	
Nº Anos	16	16	16	16	16	80	
Nº Interv	18	0	0	6	24	48	
Custos atualizados							C. não atualiz.
C. Dir	86.815	340	211	2.780	4.903	95.049 k€	244.449 k€
C. Res						1.107 k€	54.841 k€
C. Ind	1.836	0	0	92	196	2.124 k€	7.608 k€
						98.279 k€	306.898 k€
							3.836 k€/ano

Os resultados apresentados mostram então que a identificação do plano ótimo de intervenção é independente do período de análise. Todavia, dadas as dificuldades de comparação dos custos relativos a diferentes horizontes temporais de análise, é importante manter sempre o mesmo período temporal para realizar análises comparativas de diferentes cenários, pelo que as próximas análises serão sempre relativas a um período de 20 anos. Importa todavia referir que estas constatações vêm em linha com as conclusões do projeto Innotrack (UIC, 2010), onde o horizonte temporal da análise e a taxa de atualização monetária, para além da avaliação do valor residual do investimento, são referidos com sendo dos fatores que mais afetam os resultados das análises de custo de ciclo de vida.

6.3.3. Taxa de atualização monetária

A taxa de atualização monetária, sendo dependente de diversas variáveis económicas difíceis de quantificar, conforme se refere no capítulo 4, será sempre um parâmetro definido com alguma incerteza, pelo que importa analisar o impacto da sua variação nos resultados finais. O projeto InnoTrack, por exemplo, recomenda uma análise de sensibilidade que considere esse valor a variar entre 2 e 6% (InnoTrack, 2007b), mas para um horizonte temporal de análise de 40 anos. Como na análise que se apresenta não se considera um horizonte temporal tão alargado, a taxa de atualização pode ser um pouco mais elevada (ver Figura 4.3), pelo que será analisada a sua variação entre 2% e 8%. A Tabela 6.18 mostra os resultados da análise das 30 pontes padrão rodoviárias, quando se faz uma variação de mais ou menos 3 pontos percentuais da taxa de atualização monetária anual considerada como referência (correspondente à linha sombreada).

Tabela 6.18 - Impacto da variação da taxa de atualização monetária anual nos resultados obtidos para as 30 pontes rodoviárias padrão

Taxa A. Mon.		Intervenções							Custos (k€)					
Valor	Δ Valor	C1	C2	C3	C4	C5	Tot	Δ Tot	C dir	Δ Cdir	C res	C ind	C tot	Δ Ctot
2,0%	-60%	18	0	0	0	5	23	28%	100.316	18%	31.774	2.110	134.201	22%
4,0%	-20%	12	0	6	0	3	21	17%	91.566	7%	23.789	1.896	117.251	6%
5,0%		12	0	6	0	0	18		85.361		22.903	1.831	110.095	
6,0%	20%	12	0	6	0	0	18	0%	83.177	-3%	18.948	1.783	103.908	-6%
8,0%	60%	12	0	6	0	0	18	0%	79.257	-7%	13.038	1.698	93.993	-15%

Com a variação de 2 a 8% da taxa de atualização monetária considerada na Tabela 6.18, os custos podem variar entre +22% e -15%, respetivamente. Contudo, de acordo com o referido

anteriormente no capítulo relativo ao modelo de custos (Capítulo 4), essa variação de 4 pontos percentuais poderá ser um tanto excessiva, sendo mais razoável que essa taxa se situe entre os 4% e os 6%. Dessa forma, a incerteza associada à variação da taxa de atualização monetária que se reflete nos custos finais será de +/-6%. Essa variação resulta não só da alteração dos custos de cada intervenção, mas também da alteração do próprio plano ótimo de intervenções.

Como seria de esperar, com a diminuição da taxa de atualização monetária verifica-se um aumento de custos e, com o aumento dessa taxa, os custos obtidos são menores. Para além disso, quando se aumenta a taxa de atualização monetária também se pode verificar o adiamento de algumas das intervenções que tenham sido previstas, desde que as mesmas não sejam fundamentais para garantir os níveis mínimos de performance estabelecidos. No exemplo apresentado na Tabela 6.18 não se verifica qualquer adiamento das intervenções, precisamente porque esse adiamento não permitiria garantir o estado de condição mínimo considerado na análise. Por outro lado, quando se considera uma diminuição da taxa de atualização monetária, como a redução dos custos relativos a instantes mais longínquos não é tão acentuada, pode haver uma certa tendência para antecipar algumas intervenções da reparação, tal como se verifica na Tabela 6.18.

A título de exemplo, podem analisar-se as alterações do plano ótimo de atuação que se verificam quando que passa de uma taxa de atualização monetária de 5% para 4%. Essa diminuição da taxa fez com que, nas pontes que partem de EC2 e que estão associadas a vias de menor importância (VRA), passe a ser recomendada uma reparação no último ciclo temporal que, como se pode verificar nos exemplos apresentados na Tabela 6.19, permite diminuir os custos totais. Essa reparação extra aparece porque os custos diretos e indiretos dessa intervenção são compensados com a redução do custo residual que decorre de um melhor estado de condição no final da análise, com um conseqüente aumento do tempo de vida remanescente. No entanto, isso já não se verifica quando a via tem maior importância (VRB) devido ao maior aumento dos custos indiretos.

Tabela 6.19 - Comparação de diferentes cenários de atuação, com taxa de atualização monetária de 5% e de 4%, em pontes com vias VRA

Taxa A. Mon.	Refª ponte	EC inicial	Intervenções					EC fim do ciclo					C dir (k€)	C. res (k€)	C. ind (k€)	C. tot (k€)
			C1	C2	C3	C4	C5	C1	C2	C3	C4	C5				
4%	PA-VRA	2	0	0	0	0	1	2,1	2,3	2,5	2,7	1,3	127	22	2	151
4%	PA-VRA	2	0	0	0	0	0	2,1	2,3	2,5	2,7	2,9	3	149	0	152
5%	PA-VRA	2	0	0	0	0	0	2,1	2,3	2,5	2,7	2,9	3	123	0	126
4%	PB-VRA	2	0	0	0	0	1	2,1	2,3	2,5	2,7	1,3	1.270	218	5	1.493
4%	PB-VRA	2	0	0	0	0	0	2,1	2,3	2,5	2,7	2,9	28	1.491	0	1.519
5%	PB-VRA	2	0	0	0	0	0	2,1	2,3	2,5	2,7	2,9	25	1.231	0	1.256
4%	PC-VRA	2	0	0	0	0	1	2,1	2,3	2,5	2,7	1,3	2.541	436	7	2.984
4%	PC-VRA	2	0	0	0	0	0	2,1	2,3	2,5	2,7	2,9	56	2.982	0	3.039
5%	PC-VRA	2	0	0	0	0	0	2,1	2,3	2,5	2,7	2,9	50	2.463	0	2.513

Pela mesma razão, quando que passa de uma taxa de atualização monetária de 4% para 2%, há mais duas pontes que partem de EC2 onde se recomenda a reparação no último ciclo temporal. Dessa forma a reparação no último ciclo temporal passa a ser recomendada para todas as pontes que partem de EC2, exceto no caso da ponte PA-VRB, uma ponte pequena numa via importante, em que, como se pode ver na Tabela 6.20, não se justifica essa alteração.

Tabela 6.20 - Comparação dos resultados obtidos com uma taxa de 2% para a ponte PA-VRB-EC2, considerando ou não a atuação no último ciclo

Taxa A. Mon.	Refª ponte	EC inicial	Intervenções					EC fim do ciclo					C dir (k€)	C. res (k€)	C. ind (k€)	C. tot (k€)
			C1	C2	C3	C4	C5	C1	C2	C3	C4	C5				
2%	PA-VRB	2	0	0	0	0	0	2,1	2,3	2,5	2,7	2,9	4	220	0	223
2%	PA-VRB	2	0	0	0	0	1	2,1	2,3	2,5	2,7	1,3	176	32	47	256

Para além disso, quando se considera a taxa de atualização monetária de 2%, verificam-se ainda alterações no plano de atuação de todas as pontes que partem de EC3, onde a reparação do 3º ciclo temporal é antecipada para o primeiro, de acordo com o que se apresenta na Tabela 6.21. Essa alteração ocorre porque, já não sendo tão barato intervir mais tarde, se torna preferível atuar em melhores níveis de estado de condição onde a realização das intervenções ficará mais barata, quer em termos de custos diretos, quer em termos de custos indiretos.

Tabela 6.21 - Comparação de diferentes cenários de atuação, com taxa de atualização monetária de 2% e de 4%, em pontes que partem de EC3

Taxa A. Mon.	Refª ponte	EC inicial	Intervenções					Custos diretos (k€)					C. res (k€)	C. ind (k€)	C. tot (k€)
			C1	C2	C3	C4	C5	C1	C2	C3	C4	C5			
2%	PA-VRA	3	1	0	0	0	0	331	1	1	1	1	118	5	456
2%	PA-VRA	3	0	0	1	0	0	2	2	381	0	0	80	6	472
4%	PA-VRA	3	0	0	1	0	0	2	1	320	0	0	55	5	383
2%	PA-VRB	3	1	0	0	0	0	331	1	1	1	1	118	77	528
2%	PA-VRB	3	0	0	1	0	0	2	2	381	0	0	80	96	562
4%	PA-VRB	3	0	0	1	0	0	2	1	320	0	0	55	80	459
2%	PB-VRA	3	1	0	0	0	0	3313	5	5	6	6	1.180	10	4.525
2%	PB-VRA	3	0	0	1	0	0	17	17	3814	5	5	804	13	4.674
4%	PB-VRA	3	0	0	1	0	0	15	15	3202	3	3	546	11	3.795
2%	PB-VRB	3	1	0	0	0	0	3313	5	5	6	6	1.180	133	4.647
2%	PB-VRB	3	0	0	1	0	0	17	17	3814	5	5	804	166	4.827
4%	PB-VRB	3	0	0	1	0	0	15	15	3202	3	3	546	139	3.923
2%	PC-VRA	3	1	0	0	0	0	6625	10	11	11	12	2.360	16	9.045
2%	PC-VRA	3	0	0	1	0	0	33	35	7627	9	10	1.609	20	9.343
4%	PC-VRA	3	0	0	1	0	0	31	30	6404	7	6	1.091	17	7.586
2%	PC-VRB	3	1	0	0	0	0	6625	10	11	11	12	2.360	195	9.224
2%	PC-VRB	3	0	0	1	0	0	33	35	7627	9	10	1.609	243	9.566
4%	PC-VRB	3	0	0	1	0	0	31	30	6404	7	6	1.091	204	7.773

Apesar da taxa de atualização monetária anual ser um parâmetro aplicado na correção dos custos, a sua variação, acaba por alterar também o próprio plano ótimo de atuação. Essa constatação está aliás de acordo com a advertência que é feita pela UIC (2010). A taxa de atualização monetária é assim um parâmetro relevante na análise, que pode alterar quer a quantificação dos custos, quer o próprio plano de atuação.

6.3.4. Fatores de condição

Os fatores de condição (FC) associados ao EC previsto, anteriormente apresentados na Tabela 4.31, foram definidos tendo em conta referências bibliográficas e alguns registos históricos relativos a pontes portuguesas (Capítulo 4). No entanto, dado o ainda insuficiente número de registos disponível, importa avaliar bem o impacto da sua variação para ter isso em consideração no âmbito da análise final dos resultados.

Os fatores de condição são considerados tanto na determinação dos custos diretos, como na determinação de custos indiretos, associados a inspeção e manutenção e a intervenções de reparação. Esses fatores servem para ajustar os parâmetros de custos que foram definidos para o

estado de condição 4, o custo diretos unitário e o tempo de duração da reparação (definidos na Tabela 4.32), a outros valores de EC: 2, 3 e 5.

A Tabela 6.22 mostra os resultados obtidos para as 30 pontes rodoviárias padrão quando se considera uma variação dos valores atribuídos aos fatores de condição. A variação experimentada para os fatores de condição foi de mais ou menos 60%, 33% e 10% do valor de referência (o indicado na tabela na linha sombreada), respectivamente para os estados de condição 2, 3 e 5. A variação foi maior quanto menor o estado de condição a que se refere, uma vez que há menos registros relativos a esse tipo de intervenções. Apesar de se ter considerado uma grande variação para o fator de condição relativo a EC2, importa desde já referir que, dado que se impôs que apenas se considerariam intervenções a partir de um estado de condição de 2,5, esse fator é menos usado que os restantes.

Tabela 6.22 - Impacto da variação dos fatores de condição nos resultados obtidos para as 30 pontes rodoviárias padrão

Fator de condição			Intervenções						Custos (k€)						
EC2	EC3	EC5	C1	C2	C3	C4	C5	Tot	Δ Tot	C dir	Δ Cdir	C res	C ind	C tot	Δ Ctot
25%	75%	150%	12	0	6	0	0	18		85.361		22.903	1.831	110.095	
10%	75%	150%	12	0	6	0	5	23	28%	90.501	6%	16.491	1.943	108.935	-1%
40%	75%	150%	12	0	6	0	0	18	0%	85.556	0%	22.903	1.831	110.290	0%
25%	50%	150%	18	0	0	0	5	23	28%	86.366	1%	17.795	1.821	105.982	-4%
25%	100%	150%	12	0	6	0	0	18	0%	86.517	1%	22.903	1.857	111.277	1%
25%	75%	135%	12	0	6	0	2	20	11%	84.079	-2%	19.750	1.747	105.576	-4%
25%	75%	165%	12	0	6	0	0	18	0%	89.753	5%	22.903	1.925	114.581	4%
100%	100%	100%	12	0	6	0	0	18	0%	72.852	-15%	22.903	1.544	97.299	-12%

Os custos diretos e indiretos das reparações são corrigidos tendo em conta o estado de condição da ponte no instante da sua realização e os respetivos coeficientes de correção de custos. Por outro lado, os custos de substituição já são independentes do estado de condição da ponte aquando da sua realização. Assim sendo, pode verificar-se na Tabela 6.22 que os custos residuais, calculados com base nos custos de substituição, só são alterados quando muda o plano de atuação ou quando o EC previsto para cada uma das pontes no final do período de análise se altera, uma vez que nesse caso varia o tempo necessário até ser necessário realizar uma substituição.

Quando os fatores de condição para os estados de condição 2 ou 3 são reduzidos, há uma tendência para antecipar as intervenções, de forma a reduzir os custos da sua realização. Para além disso, são ainda previstas algumas reparações novas no último ciclo temporal, aumentando

dessa forma o número total de intervenções que também são responsáveis por alguma variação nos custos. De qualquer forma, em termos de custos totais essa variação é no máximo de 4%. Quando o fator de correção dos custos de EC2 e de EC3 é aumentado não se verifica qualquer alteração do plano ótimo de atuação e a estimativa de custo sofre apenas um ligeiro aumento que, quer em termos de custos diretos, quer em termos de custos totais, não chega a ultrapassar o ponto percentual.

Quando o fator de correção dos custos de EC5 é reduzido de 150% para 135%, as reparações em piores estados ficam mais baratas e passa a compensar realizar algumas novas intervenções no último ciclo temporal, uma vez que essa despesa será compensada com uma redução dos custos residuais. Quando o fator de correção dos custos de EC5 é aumentado de 150% para 165%, não há alteração do plano ótimo de atuação e apenas se verifica um aumento de 5% nos custos diretos e de 4% nos custos totais.

As alterações dos fatores de condição podem, como se compreende, ter impacto no plano ótimo de atuação. As alterações das intervenções verificam-se em geral no último ciclo temporal, para equilibrar custos diretos e residuais, exceto no fator de correção de custos de EC3, onde há uma alteração mais distribuída ao longo do tempo, que se torna mais relevante uma vez que pode alterar decisões de atuação, antes de uma reanálise da situação global. Quando as alterações são relativas ao último ciclo temporal, essa diferença poderá ainda vir a ser dirimida em revisões posteriores da análise, que aliás devem ser periodicamente previstas para atualizar a análise com os dados correspondentes às inspeções que entretanto se forem realizado. No entanto, importa ter em atenção os casos que possam ter implicações mais imediatas na tomada de decisão. Isso acontecesse por exemplo quando o fator de correção de custos do estado de condição 3 (FC EC3) passa de 75% para 50%, uma vez que, como se pode ver na Tabela 6.23, há uma antecipação das reparações do 3º para o 1º ciclo temporal em todas as pontes que partem de EC3.

Tabela 6.23 - Alterações no plano ótimo de atuação quando FC EC3 passa de 75% para 50%

FC EC3	Refª ponte	EC inicial	Intervenções				
			C1	C2	C3	C4	C5
50%	PA-VRA	2	0	0	0	0	1
	PA-VRB	2	0	0	0	0	0
	PB/PC-VRA/B	2	0	0	0	0	1
	PA/PB/PC-VRA/B	3	1	0	0	0	0
75% ou 100%	PA/PB/PC-VRA/B	2	0	0	0	0	0
	PA/PB/PC-VRA/B	3	0	0	1	0	0

As alterações no plano de atuação têm, naturalmente, consequências nos custos estimados. No exemplo apresentado na Tabela 6.22, em que se faz variar cada um dos fatores de condição, para mais e para menos, de forma isolada para cada um dos estados de condição, o impacto verificado em termos de custos não ultrapassou os 6% dos diretos nem 4% dos totais, pelo que a variação dos custos totais finais não é muito significativa. Na Tabela 6.22 é ainda possível verificar que, mesmo que se torne todos os custos independentes do estado de condição, considerando que todos os fatores de condição são unitários (um cenário pouco real), a variação de custos totais é de 12%. No entanto, uma vez que a sua alteração pode implicar algumas alterações em termos de plano ótimo de atuação e que a incerteza nestes fatores ainda é bastante grande, será de tentar calibrar melhor esses parâmetros em trabalhos futuros, nomeadamente a partir dos dados relativos às obras que entretanto vierem a ser realizadas.

6.3.5. Parâmetros de custos diretos

Os valores unitários considerados na estimativa dos custos diretos foram definidos com base nas análises de registos relativos a intervenções similares, realizadas no passado num conjunto de pontes. No entanto, dada a variabilidade associada a esses valores, importa caracterizar o impacto da sua variação no plano ótimo e na estimativa de custos que resulta da análise com a metodologia de gestão.

6.3.5.1. Custos de inspeção e manutenção

O custo unitário de inspeção e manutenção periódica foi definido no capítulo do módulo de custos (Capítulo 4) com o valor de $1\text{€}/\text{m}^2/\text{ano}$ para pontes em EC 4 (Tabela 4.30). Esse custo é ainda ajustável com os fatores de condição relativos ao EC previsto ao longo do tempo (Tabela 4.31), de forma a traduzir assim uma diminuição dos custos para cenários em que os estados das obras ao longo do tempo são melhores e um agravamento dos mesmos para estados piores. A Tabela 6.24 mostra os resultados obtidos com a variação da parcela relativa aos custos diretos de inspeção e manutenção entre 0 e $1,5\text{€}/\text{m}^2/\text{ano}$, para o conjunto de 30 pontes rodoviárias padrão.

A partir dessa tabela é possível verificar que a alteração de custos de inspeção e manutenção considerada, não chega sequer a provocar qualquer alteração do plano ótimo de atuação. De facto, apenas se verificam ligeiras variações, quer na parcela de custos totais, quer mesmo na parcela de custos diretos. Comparando os resultados obtidos com um custo de inspeção e manutenção nulo com o considerado como referência ($1\text{€}/\text{m}^2/\text{ano}$), pode verificar-se que esse tipo de custos representa menos de 1% dos custos diretos e dos custos totais. De facto, dada a

reduzida importância dos custos de inspeção e manutenção face aos custos das restantes intervenções consideradas, seria de esperar que o impacto da sua variação nos custos totais fosse muito residual. A principal vantagem da consideração dos custos de inspeção e manutenção é sobretudo a possibilidade de efetuar uma previsão mais completa das necessidades orçamentais de cada ciclo temporal.

Tabela 6.24 - Impacto da variação do custo de inspeção e manutenção nos resultados obtidos para as 30 pontes rodoviárias padrão

C. insp. e manut. (€/m ² /ano)	Intervenções								Custos (k€)					
	C1	C2	C3	C4	C5	Tot	Δ Tot		C dir	Δ Cdir	C res	C ind	C tot	Δ Ctot
0,0 -98%	12	0	6	0	0	18	0%		84.627	-0,9%	22.903	1.831	109.361	-0,7%
0,5 -50%	12	0	6	0	0	18	0%		84.994	-0,4%	22.903	1.831	109.728	-0,3%
1,0	12	0	6	0	0	18			85.361		22.903	1.831	110.095	
1,5 50%	12	0	6	0	0	18	0%		85.727	0,4%	22.903	1.831	110.462	0,3%

6.3.5.2. Custos de reparação

No modelo de custos o valor relativo ao custo unitário de reparação foi estabelecido com um valor médio de 900€/m², variável entre 400 e 1500€/m². A Tabela 6.25 mostra os resultados obtidos com a variação do custo de reparação dentro dessa gama de valores, mantendo o custo de substituição igual a 1,7 vezes o custo de reparação. No entanto, importa sublinhar que a variação do custo de reparação foi definida com uma lei de distribuição triangular, pelo que os valores extremos são já muito pouco prováveis.

Tabela 6.25 - Impacto da variação do custo unitário de reparação nos resultados obtidos para as 30 pontes rodoviárias padrão

C. reparação (€/m ²)	Intervenções								Custos (k€)					
	C1	C2	C3	C4	C5	Tot	Δ Tot		C dir	Δ Cdir	C res	C ind	C tot	Δ Ctot
400 -56%	12	0	6	0	0	18	0%		38.346	-55%	10.179	1.831	50.356	-54%
800 -11%	12	0	6	0	0	18	0%		75.958	-11%	20.359	1.831	98.147	-11%
900	12	0	6	0	0	18			85.361		22.903	1.831	110.095	
1.000 11%	12	0	6	0	0	18	0%		94.763	11%	25.448	1.831	122.043	11%
1.500 67%	12	0	6	0	0	18	0%		141.778	66%	38.172	1.831	181.782	65%

A partir da observação da Tabela 6.25 é possível constar que não se verificam alterações do plano ótimo de atuação e que os custos diretos, residuais e totais variam numa percentagem semelhante à considerada na variação do custo unitário de reparação. No caso dos custos diretos, isso acontece porque, a menos dos custos de inspeção e manutenção, muito pouco significativos, os custos associados às intervenções são diretamente proporcionais ao custo unitário de reparação. No caso dos custos residuais, essa relação é mesmo direta porque dependem do custo de substituição que é definido por majoração desse custo unitário de reparação. Os custos indiretos não são afetados com a variação desse parâmetro, no entanto, como são muito pouco expressivos face aos restantes, nos custos totais o impacto também se traduz praticamente de forma direta. Dessa forma, a variação associada à incerteza que foi considerada na definição dos custos de reparação, mesmo não tendo impacto em termos de plano ótimo de atuação, pode afetar os custos em mais de 50% do seu valor. Assim sendo, mesmo que não chegue aos valores extremos analisados, que de facto também não são muito prováveis, a definição desse parâmetro será de grande importância para uma estimativa de custos realista.

6.3.5.3. Custos de substituição

O custo unitário de substituição foi definido, na sequência da análise dos registos históricos efetuada no modelo de custos (Capítulo 4), através de uma majoração de 70% dos custos unitários de reparação. No entanto, há bastante incerteza relativamente a esse parâmetro, pelo que, na Tabela 6.26 se apresentam as alterações que ocorrem nos resultados ótimos finais quando se faz variar esse coeficiente de majoração de 1,7. O coeficiente máximo experimentado foi de 2,0 e o mínimo foi de 1,5, uma vez que para valores inferiores o custo de substituição passaria a ser mais barato que o de algumas reparações, algo que não seria razoável (recorde-se a este propósito que nas pontes no pior estado de condição, EC5, a majoração dos custos unitários de EC4 é feita com a multiplicação pelo fator de 1,5 indicado na Tabela 4.31).

Tabela 6.26 - Impacto da variação do rácio de custos de substituição e reparação nos resultados obtidos para as 30 pontes rodoviárias padrão

C. sub / C. rep	Intervenções								Custos (k€)					
	C1	C2	C3	C4	C5	Tot	Δ Tot	C dir	Δ Cdir	C res	C ind	C tot	Δ Ctot	
1,5 -12%	12	0	6	0	0	18	0%	85.361	0%	20.209	1.831	107.400	-2%	
1,6 -6%	12	0	6	0	0	18	0%	85.361	0%	21.556	1.831	108.748	-1%	
1,7	12	0	6	0	0	18		85.361		22.903	1.831	110.095		
1,8 6%	12	0	6	0	5	23	28%	91.801	8%	17.461	1.966	111.228	1%	
2,0 18%	12	0	6	0	5	23	28%	91.801	8%	19.402	1.966	113.168	3%	

Como se pode observar na Tabela 6.26, a variação experimentada, de mais de 10% do valor de referência considerado para esse coeficiente, não tem no entanto um impacto nos custos totais superior a 3%. Na verdade, uma vez que no caso só se contemplam intervenções de reparação, em termos de custos, quando não há alterações no plano de atuação, a variação deste parâmetro acaba quase por só se refletir na parcela dos custos residuais. Aliás, é precisamente a subida dos custos residuais, resultante do aumento do rácio de custos de substituição e reparação, que implica também as alterações no plano de atuação indicadas na Tabela 6.26 para o último ciclo temporal da análise.

De qualquer forma, a definição deste coeficiente pode ter alguma importância na opção entre intervenções de reparação e substituição. Aliás, relativamente a esta questão, importa ainda referir que a decisão de substituição de uma ponte pode também ser decidida, de forma mais pontual, por outro tipo de razões, como por exemplo as que se prendem com a sua obsolescência funcional. Na verdade, as substituições das pontes são sobretudo decididas com base em análises específicas onde são também ponderados vários outros fatores de decisão. Contudo, esse tipo de análise não pode ser englobado na metodologia que se apresenta. O Sistema de Gestão faz assim o planeamento das intervenções mais correntes, tendo em conta as necessidades de condição para manutenção do nível de segurança desejado, sem prejuízo da implementação de intervenções extraordinárias motivadas por razões de outra índole.

6.3.6. Parâmetros de custos indiretos

Os parâmetros envolvidos na determinação dos custos indiretos são, dada a sua natureza, sempre definidos com uma grande incerteza. No entanto, dada a pequena importância relativa dos custos indiretos nos custos totais, não se espera que essa incerteza possa ter um grande impacto quer no plano ótimo de atuação, quer na estimativa de custos.

A análise de sensibilidade aos parâmetros considerados no cálculo dos custos indiretos será efetuada tendo em consideração a gama de variação esperada para cada um deles, definida com base no que foi referido no capítulo ao modelo de custos (Capítulo 4). Uma vez que os custos indiretos são estimados de forma diferenciadas nas vias rodoviárias e ferroviárias, a análise de sensibilidade será feita para cada um desses tipos de via de forma independente.

6.3.6.1. Pontes rodoviárias

A duração das intervenções de reparação foi definida com base em alguns registos históricos de pontes da EP. Dado a incerteza inerente a essa informação, a sua definição foi feita com um valor médio de 250 dias, para análises determinísticas, e com uma função densidade de probabilidade triangular com um valor mais provável de 240 dias, variável entre 150 e 360 dias (Tabela 4.30), para as análises probabilísticas. Assim, serão analisados os resultados obtidos com os valores extremos dessa função, com o seu valor mais provável e ainda com o seu valor médio para análise determinística (250 dias).

A percentagem de tempo (PER_{c,a}) com diferentes tipos restrições de circulação, para cada tipo de intervenção (a), foi também definida através de distribuições triangulares, com as leis caracterizadas na Tabela 4.32. Tendo essa gama de valores em consideração, na análise de sensibilidade serão consideradas variações desse parâmetro entre os extremos de cada uma dessas funções.

A taxa de variação anual do tráfego (TVT) considerada anteriormente para rodovias foi de 1%, no entanto, dada a incerteza na definição desse valor, também se analisa agora a sua variação entre 0% e 5%. Para além disso, foi ainda estudado o impacto da variação dos custos quilométricos (CK) e dos custos por hora (CH), ambos definidos por tipo de veículo. No custo quilométrico testou-se uma variação de +/-50% em torno do valor de referência. Nos custos por hora já foi considerado um aumento maior, até três vezes o valor de referência, de forma a aproximar esses valores dos referidos no projeto (HEATCO, 2005), de acordo com o que foi discutido no capítulo relativo ao modelo de custos (Capítulo 4).

A Tabela 6.27 apresenta os resultados dessa análise de sensibilidade. A sua observação permite constatar que o plano de atuação nunca se altera e que, por isso, o impacto em termos de custos se verifica unicamente na parcela dos custos indiretos.

Tendo em conta que, de acordo com as expressões apresentadas no capítulo 4 para a estimativa dos custos indiretos, a duração das intervenções (DUR) é diretamente proporcional aos custos indiretos, a sua variação tem um impacto que se traduz de forma direta na estimativa dessa parcela de custos. Relativamente à taxa de variação anual de tráfego pode concluir-se que, mesmo experimentando uma grande variação do seu valor de referência, o impacto nos custos indiretos é pouco significativo.

As percentagens de tempo com condicionamento da circulação (PER) podem ter um impacto relevante nos custos indiretos. Relativamente à percentagem de tempo das reparações com

redução de velocidade (PER1,1), de que também depende a percentagem de tempo com formação de fila (PER1,2), a variação em 75% do seu valor de referência traduz-se num impacto de cerca de 50% dos custos indiretos. Quando se induz uma variação de cerca de 80% na percentagem de tempo com desvio da circulação nas intervenções de reparação (PER3,1), a variação nos custos indiretos já é apenas de 25%. Relativamente à variação da percentagem de tempo com interdição da circulação em substituições (PER3,2), não há qualquer impacto, por apenas terem sido previstas intervenções de reparação.

No custo quilométrico por tipo de veículo (CK), foi possível constatar que mesmo com uma variação bastante elevada, de 50% em relação ao valor considerado como referência, a alteração verificada nos custos indiretos é de apenas 12%. Por outro lado, com uma variação similar da extensão dos custos horários (CH), verifica-se um impacto na parcela de custos indiretos da ordem de grandeza bastante superior (38%). Aliás, tal como se discutiu anteriormente, esses custos poderão ser bastante superiores e caso se tripliquem os valores considerados como referência para CH, pode mesmo registar-se uma variação de cerca de 150% dos custos indiretos.

Tabela 6.27 - Impacto da variação dos parâmetros de custos indiretos nos resultados obtidos para as 30 pontes rodoviárias padrão

Variação analisada			Intervenções						Custos (k€)					
Parâmetro	Valor	Δ V. ref ^a	C1	C2	C3	C4	C5	Tot	C dir	C res	C ind	Δ Cind	C tot	Δ Ctot
Valores de referência			12	0	6	0	0	18	85.361	22.903	1.831		110.095	
DUR	150	-40%	12	0	6	0	0	18	85.361	22.903	1.099	-40%	109.363	-0,7%
	240	-4%	12	0	6	0	0	18	85.361	22.903	1.758	-4%	110.022	-0,1%
	250	0%	12	0	6	0	0	18	85.361	22.903	1.831	0%	110.095	0,0%
	360	44%	12	0	6	0	0	18	85.361	22.903	2.637	44%	110.901	0,7%
Tx var anual de TMD	0%	-100%	12	0	6	0	0	18	85.361	22.903	1.781	-3%	110.045	0,0%
	5%	400%	12	0	6	0	0	18	85.361	22.903	2.062	13%	110.326	0,2%
PER1,1	10%	-75%	12	0	6	0	0	18	85.361	22.903	879	-52%	109.143	-0,9%
	70%	-75%	12	0	6	0	0	18	85.361	22.903	2.783	52%	111.047	0,9%
PER3,1	0,1%	-80%	12	0	6	0	0	18	85.361	22.903	1.381	-25%	109.645	-0,4%
	0,9%	-80%	12	0	6	0	0	18	85.361	22.903	2.281	25%	110.545	0,4%
PER3,2	80%	-11%	12	0	6	0	0	18	85.361	22.903	1.831	0%	110.095	0,0%
	100%	11%	12	0	6	0	0	18	85.361	22.903	1.831	0%	110.095	0,0%
CK	ref x 0,5	-50%	12	0	6	0	0	18	85.361	22.903	1.612	-12%	109.876	-0,2%
	ref x 1,5	50%	12	0	6	0	0	18	85.361	22.903	2.050	12%	110.314	0,2%
CH	ref x 0,5	-50%	12	0	6	0	0	18	85.361	22.903	1.135	-38%	109.399	-0,6%
	ref x 1,5	50%	12	0	6	0	0	18	85.361	22.903	2.527	38%	110.791	0,6%
	ref x 3	200%	12	0	6	0	0	18	85.361	22.903	4.616	152%	112.880	2,5%

Contudo, importa sublinhar que, mesmo tendo induzido uma grande variação em alguns dos parâmetros envolvidos na determinação dos custos indiretos, não se chegaram sequer a verificar alterações em termos da solução ótima. Para além disso, uma vez que a percentagem dos custos indiretos no total dos custos é bastante baixa, a variabilidade de qualquer um desses parâmetros, quase não chega quase a ter expressão em termos de custos finais (o máximo é de 2,5%), não sendo por isso muito relevante que a sua definição seja feita com muita precisão.

6.3.6.2. Pontes ferroviárias

Para analisar o impacto da variação dos parâmetros envolvidos na estimativa de custos indiretos em pontes ferroviárias, foi considerada uma variação da duração das intervenções igual à considerada nas pontes rodoviárias e as percentagens de tempo (PERC,a) com circulação a velocidade reduzida ($c=1$), para os vários tipos de atuações (a), a variar também entre os extremos das respetivas funções densidade de probabilidade (definidas na Tabela 4.38). A taxa de variação anual do tráfego (TVT), que anteriormente foi considerada nula para as ferrovias, será considerada variável entre -1% e 1%.

A análise de sensibilidade considera ainda a variação das valorizações do atraso (VA) consideradas como referência, correspondentes aos valores anteriormente apresentados na Tabela 4.37. De acordo com o que se referiu no capítulo 4, esses valores conduzem a estimativas bastante inferiores às efetuadas considerando os custos de tempo referidos pela HEATCO (2005). Assim sendo, dadas as diferenças observadas, será feita uma análise da variação da solução ótima quando as valorizações do atraso (VA) considerados como referência são aumentadas até 10 vezes. Importa no entanto lembrar, que essa variação está também relacionada com a taxa de ocupação dos comboios, pelo que poderá ser bastante variável.

A Tabela 6.28 apresenta os resultados dessa análise de sensibilidade, permitindo verificar que, tal como nos custos indiretos rodoviários, o plano de atuação nunca se altera e que, por isso, o impacto em termos de custos se verifica exclusivamente na parcela dos custos indiretos.

Tal como nas pontes rodoviárias, a variação provocada na duração das intervenções tem um impacto proporcional na parcela dos custos indiretos. Relativamente à taxa de variação anual de tráfego a conclusão é também coincidente com a relativa às vias rodoviárias, podendo concluir-se que, mesmo experimentando uma grande variação do seu valor de referência, o impacto nos custos indiretos acaba por ser muito pouco significativo.

Tabela 6.28 - Impacto da variação dos parâmetros de custos indiretos nos resultados obtidos para as 30 pontes ferroviárias padrão

Variação analisada			Intervenções						Custos (k€)					
Parâmetro	Valor	Δ V. ref ^a	C1	C2	C3	C4	C5	Tot	C dir	C res	C ind	Δ Cind	C tot	Δ Ctot
Valores de referência			12	0	6	0	6	24	91.906	32.772	778		125.457	
DUR	150	-40%	12	0	6	0	6	24	91.906	32.772	467	-40%	125.146	-0,2%
	240	-4%	12	0	6	0	6	24	91.906	32.772	747	-4%	125.426	0,0%
	250	0%	12	0	6	0	6	24	91.906	32.772	778	0%	125.457	0,0%
	360	44%	12	0	6	0	6	24	91.906	32.772	1.121	44%	125.800	0,3%
Tx var anual de TMD	-1%	-200%	12	0	6	0	6	24	91.906	32.772	750	-4%	125.429	0,0%
	1%	0%	12	0	6	0	6	24	91.906	32.772	809	4%	125.488	0,0%
PER1,1	10%	-71%	12	0	6	0	6	24	91.906	32.772	195	-75%	124.873	-0,5%
	70%	100%	12	0	6	0	6	24	91.906	32.772	1.362	75%	126.041	0,5%
PER1,2	80%	129%	12	0	6	0	6	24	91.906	32.772	778	0%	125.457	0,0%
	100%	186%	12	0	6	0	6	24	91.906	32.772	778	0%	125.457	0,0%
VA	ref x2	100%	12	0	6	0	6	24	91.906	32.772	1.557	100%	126.236	0,6%
	ref x5	400%	12	0	6	0	6	24	91.906	32.772	3.892	400%	128.571	2,5%
	ref x10	900%	12	0	6	0	6	24	91.906	32.772	7.784	900%	132.463	5,6%
	ref x20	1900%	12	0	6	0	6	24	91.906	32.983	15.360	1873%	140.144	11,7%

Em termos das percentagens de tempo com circulação a velocidade reduzida, no caso das reparações (PER1,1), a variação experimentada também se reflete de forma mais ou menos direta nos custos indiretos. Já em termos substituições (PER1,2), uma vez que não se prevê nenhuma dessas intervenções, não se verifica qualquer impacto.

Relativamente às valorizações do atraso (VA) que, conforme se discutiu anteriormente, foram definidas com valores de baixa ordem de grandeza, foi experimentada uma variação muito maior, de forma a contemplar toda a gama de valores que se considera possível. Como seria de esperar, tendo em conta as expressões apresentadas no capítulo 4, ao multiplicar VA por um determinado número, os custos indiretos vêm multiplicados por esse mesmo número. Apesar de na Tabela 6.28 se ter experimentado multiplicar o valor de referência de VA até 20 vezes, o valor máximo esperado, importa recordar que, de acordo com o que se discutiu no capítulo relativo ao modelo de custos (Capítulo 4), essa variação será já pouco provável, pelo que poderá ser mais razoável considerar apenas uma variação até 10 vezes. De qualquer forma, a definição de VA tem, como se esperava, uma grande importância na determinação dos custos indiretos.

Contudo, tal como se referiu relativamente à análise de sensibilidade efetuada para as pontes rodoviárias, não se verificam alterações ao plano ótimo de atuação e, uma vez que a percentagem dos custos indiretos no total dos custos é baixa, a variabilidade experimentada para qualquer um desses parâmetros não deve chegar a ter um impacto em termos de custos finais

superior a 10%. Assim sendo, pode dizer-se que a incerteza associada aos parâmetros envolvidos na estimativa dos custos indiretos é muito pouco relevante.

6.3.7. Identificação dos parâmetros mais relevantes na análise

Na análise de sensibilidade apresentada anteriormente foram analisadas e explicadas as variações do plano ótimo e correspondentes alterações na estimativa de custos, resultantes da variação dos parâmetros com incerteza na amostra das pontes padrão rodoviárias e, apenas no caso dos custos indiretos, também ferroviárias. A partir desses resultados é possível perceber o impacto de cada um desses parâmetros nos resultados finais. No entanto, uma vez que o impacto pode variar de alguma forma com a amostra de pontes considerada, também se apresenta uma síntese da análise dessa mesma variação nas restantes amostras de pontes consideradas.

A Tabela 6.29 apresenta a variação dos resultados correspondentes à amostra de 30 pontes ferroviárias padrão, relativamente aos parâmetros com incerteza não envolvidos no cálculo dos custos indiretos, uma vez que esses já tinham sido apresentados na Tabela 6.28.

Tabela 6.29 - Impacto da variação do conjunto de parâmetros mais relevantes na amostra de pontes padrão ferroviárias

Variação analisada			Intervenções						Custos (k€)					
Parâmetro	Valor	$\Delta V. ref^a$	C1	C2	C3	C4	C5	Tot	C dir	$\Delta Cdir$	C res	C ind	C tot	$\Delta Ctot$
Valores de referência			12	0	6	0	6	24	91.906		32.772	778	125.457	
TA	4%	-20%	12	0	6	0	6	24	95.417	4%	39.685	808	135.910	8,3%
	6%	20%	12	0	6	0	6	24	88.749	-3%	27.113	752	116.614	-7,0%
FC EC2	10%	-60%	12	0	6	0	6	24	90.588	-1%	32.772	769	124.129	-1,1%
	40%	60%	12	0	6	0	6	24	93.224	1%	32.772	788	126.785	1,1%
FC EC3	50%	-33%	18	0	0	0	6	24	86.465	-6%	35.379	733	122.578	-2,3%
	100%	33%	12	0	6	0	6	24	93.450	2%	32.772	791	127.014	1,2%
FC EC5	135%	-10%	12	0	6	0	6	24	87.398	-5%	32.772	740	120.910	-3,6%
	165%	10%	12	0	6	0	6	24	96.415	5%	32.772	817	130.004	3,6%
CDU	400	-56%	12	0	6	0	6	24	41.244	-55%	32.772	778	74.795	-40,4%
	1500	67%	12	0	6	0	6	24	152.701	66%	32.772	778	186.252	48,5%

Na Tabela 6.30 e na Tabela 6.31 são apresentados os resultados da análise de sensibilidade obtidos na amostra de 100 pontes rodoviárias e na amostra de 100 pontes ferroviárias, respetivamente, para avaliar o impacto que a variação desses parâmetros pode ter em situações reais. Nessas tabelas já não são considerados todas as variáveis anteriormente analisadas, porque

se focalizou a análise apenas na variação dos parâmetros que anteriormente mostraram ter mais relevância nos resultados finais: taxa de atualização, fatores de condição, custo direto unitário e custo horário ou valorização do atraso, conforme se trate de pontes rodoviárias ou ferroviárias.

Tabela 6.30 - Impacto da variação do conjunto de parâmetros mais relevantes na amostra de pontes reais rodoviárias

Variação analisada			Intervenções						Custos (k€)					
Parâmetro	Valor	$\Delta V. ref^a$	C1	C2	C3	C4	C5	Tot	C dir	$\Delta Cdir$	C res	C ind	C tot	$\Delta Ctot$
Valores de referência			3	10	4	6	1	24	29.917		47.424	764	78.105	
TA	4%	-20%	3	10	4	6	27	50	61.441	105%	27.535	1.072	90.047	15,3%
	6%	20%	3	10	4	6	1	24	27.809	-7%	39.234	717	67.761	-13,2%
FC EC2	10%	-60%	3	10	4	6	52	75	56.880	90%	14.662	1.240	72.783	-6,8%
	40%	60%	3	10	4	6	1	24	30.215	1%	47.424	764	78.403	0,4%
FC EC3	50%	-33%	23	0	0	0	41	64	52.335	75%	18.075	956	71.366	-8,6%
	100%	33%	3	10	4	6	1	24	32.356	0%	47.424	830	80.610	3,2%
FC EC5	135%	-10%	3	10	4	6	25	48	51.976	74%	24.541	931	77.448	-0,8%
	165%	10%	3	10	4	6	1	24	30.435	2%	47.424	775	78.634	0,7%
CDU	400	-56%	3	10	4	6	1	24	13.991	-53%	21.077	764	35.832	-54,1%
	1.500	67%	3	10	4	6	1	24	49.029	64%	79.040	764	128.833	64,9%
CH	ref x3	200%	3	10	4	6	1	24	29.917	0%	47.424	1.850	79.191	1,4%

Os resultados obtidos na amostra de pontes reais rodoviárias, apresentados na Tabela 6.30, mostram que o custo direto unitário (CDU) é o parâmetro com mais impacto na estimativa de custos totais, embora esse parâmetro não tenha impacto no número de intervenções. Por outro lado, a taxa de atualização monetária (TA) e os fatores de condição (FC), usados para corrigir o custo em função do estado da ponte nos instantes previstos para as intervenções, mostram ter uma influência significativa na determinação do plano ótimo de atuação. Os resultados obtidos com a amostra das pontes rodoviárias reais vêm assim confirmar o que tinha sido constatado anteriormente através dos resultados da amostra das pontes rodoviárias padrão, embora com alterações ao plano de atuação mais acentuadas. Porém, essas alterações ao plano de atuação verificam-se quase sempre no último ciclo temporal, precisamente para ajustar o equilíbrio entre os custos diretos e os custos residuais, pelo que, dado que se deve prever uma reanálise periódica da situação, esses casos não afetarão muito as decisões. O único parâmetro cuja variação implica alterações do plano de atuação nos ciclos temporais anteriores é o fator de correção de custos para EC3 (FC EC3), pelo que a sua determinação mais precisa se torna mais relevante. A variação do custo horário (CH) apenas afeta a estimativa dos custos indiretos, pelo que quase não tem impacto nos resultados finais.

Tabela 6.31 - Impacto da variação do conjunto de parâmetros mais relevantes na amostra de pontes reais ferroviárias

Variação analisada			Intervenções						Custos (k€)					
Parâmetro	Valor	$\Delta V. ref^a$	C1	C2	C3	C4	C5	Tot	C dir	$\Delta Cdir$	C res	C ind	C tot	$\Delta Ctot$
Valores de referência			2	3	10	3	70	88	60.317		21.020	243	81.580	
TA	4%	-20%	2	3	10	3	70	88	68.646	13,8%	25.454	278	94.378	15,7%
	6%	20%	2	3	10	3	70	88	53.155	-11,9%	17.390	213	70.758	-13,3%
FC EC2	10%	-60%	2	3	10	3	70	88	54.957	-8,9%	21.020	217	76.194	-6,6%
	40%	60%	2	3	10	3	70	88	65.677	8,9%	21.020	269	86.966	6,6%
FC EC3	50%	-33%	15	0	0	3	70	88	53.122	-11,9%	23.358	217	76.697	-6,0%
	100%	33%	2	3	10	3	70	88	63.977	6,1%	21.020	260	85.258	4,5%
FC EC5	135%	-10%	2	3	10	3	70	88	59.021	-2,1%	21.020	238	80.280	-1,6%
	165%	10%	2	3	10	3	70	88	61.612	2,1%	21.020	248	82.880	1,6%
CDU	400	-56%	2	3	10	3	70	88	27.396	-54,6%	9.342	243	36.981	-54,7%
	1.500	67%	2	3	10	3	70	88	99.822	65,5%	35.034	243	135.098	65,6%
VA	ref x10	900%	2	3	10	3	65	83	59.936	-0,6%	21.779	1.943	83.658	2,5%

Através dos resultados da análise de sensibilidade obtidos com as pontes ferroviárias reais (Tabela 6.31) é possível constatar que os parâmetros com maior impacto na estimativa dos custos totais são o custo direto unitário (CDU) e a taxa de atualização monetária (TA), tal como também já se constata anteriormente com os resultados obtidos para as pontes ferroviárias padrão (Tabela 6.29). Nas pontes ferroviárias o impacto das variações experimentadas no plano de atuação já não é tão relevante como nas pontes rodoviárias, algo que resulta do número de intervenções obtido com os valores de referência para o último ciclo temporal da análise já ser mais elevado, precisamente para minimizar os elevados custos residuais. De facto, nas pontes ferroviárias apenas há alteração do plano de atuação quando a valorização do atraso (VA) é multiplicada por 10, uma vez que algumas das intervenções previstas para o último ciclo nas pontes com maior importância funcional acabam por deixar de ser indicadas, por implicarem um grande acréscimo de custos indiretos que já não é compensado com a redução dos custos residuais. Porém, importa ainda destacar que, nas pontes ferroviárias, o fator de correção de custos relativo às intervenções em pontes no estado de condição 3 (FC EC3), apesar de não alterar o número total de intervenções, também altera o planeamento das intervenções, como se pode observar tanto na Tabela 6.31, relativa à amostra de pontes reais, como na Tabela 6.29, relativa à amostra de pontes padrão. Por essa razão, apesar de os fatores de condição em função do EC da ponte no instante da intervenção terem um impacto inferior a 10% dos custos totais, em trabalhos futuros será importante tentar calibrar os seus valores, particularmente o relativo ao EC3 (FC EC3). A variação da valorização do atraso (VA), uma vez que apenas afeta a estimativa dos custos indiretos, acaba por quase não ter impacto nos resultados finais.

Para permitir uma comparação dos resultados da análise de sensibilidade realizada recorrendo às várias amostras, a Tabela 6.32 sintetiza os resultados apresentados nas tabelas anteriores, bem como os registados na análise das pontes rodoviárias padrão.

Tabela 6.32 - Comparação do impacto da variação dos principais parâmetros nas várias amostras

Parâmetro	Variação analisada Valor $\Delta V. ref^a$		Δ Número de Intervenções				Δ Custos Diretos				Δ Custos Totais			
			Pontes rodoviárias		Pontes ferroviárias		Pontes rodoviárias		Pontes ferroviárias		Pontes rodoviárias		Pontes ferroviárias	
			Padrão	Reais	Padrão	Reais	Padrão	Reais	Padrão	Reais	Padrão	Reais	Padrão	Reais
TA	4%	-20%	17%	108%	0%	0%	7%	105%	4%	14%	6%	15%	8%	16%
	6%	20%	0%	0%	0%	0%	-3%	-7%	-3%	-12%	-6%	-13%	-7%	-13%
FC EC2	10%	-60%	28%	213%	0%	0%	6%	90%	-1%	-9%	-1%	-7%	-1%	-7%
	40%	60%	0%	0%	0%	0%	0%	1%	1%	9%	0%	0%	1%	7%
FC EC3	50%	-33%	28%	167%	0%	0%	1%	75%	-6%	-12%	-4%	-9%	-2%	-6%
	100%	33%	0%	0%	0%	0%	1%	0%	2%	6%	1%	3%	1%	5%
FC EC5	135%	-10%	11%	100%	0%	0%	-2%	74%	-5%	-2%	-4%	-1%	-4%	-2%
	165%	10%	0%	0%	0%	0%	5%	2%	5%	2%	4%	1%	4%	2%
CDU	400	-56%	0%	0%	0%	0%	-55%	-53%	-55%	-55%	-54%	-54%	-40%	-55%
	1.500	67%	0%	0%	0%	0%	66%	64%	66%	66%	65%	65%	49%	66%
CH	ref x3	200%	0%	0%	---	---	0%	0%	---	---	3%	1%	---	---
VA	ref x10	900%	---	---	0%	-6%	---	---	0%	-1%	---	---	6%	3%

A partir da análise da Tabela 6.32 podem verificar-se algumas diferenças entre os resultados obtidos nas amostras de pontes reais e de pontes padrão com o mesmo tipo de utilização. A diferença entre esses dois tipos de amostras ocorre sobretudo nas pontes rodoviárias e resulta principalmente da alteração do número de intervenções previsto para o último ciclo temporal, como foi anteriormente explicado. Comparando as amostras de pontes padrão de pontes rodoviárias e ferroviárias pode concluir-se que as variações estudadas podem ter um impacto diferente em termos de plano de atuação mas acabam por ter um impacto muito similar em termos de custos.

A partir do resumo relativo aos resultados da análise de sensibilidade obtidos com as várias amostras de pontes rodoviárias e ferroviárias, apresentado na Tabela 6.32, pode concluir-se que o custo unitário de reparação (CDU), que não tem qualquer impacto no planeamento das intervenções, tem uma grande importância na estimativa dos custos totais. O CDU é o parâmetro mais relevante em termos do impacto nos custos. A variação desse parâmetro reflete-se diretamente nos custos diretos de reparação e nos custos residuais. Para além disso, como a alteração do valor desse parâmetro só não interfere nos custos indiretos e nos custos de

manutenção e inspeção, parcelas de custo de muito pequena importância face às restantes, a variação de CDU acaba por se refletir também, de forma praticamente direta, nos custos totais. Assim sendo, para que se possa fazer uma estimativa mais rigorosa das necessidades financeiras futuras, será importante tentar definir o custo unitário de reparação de forma mais precisa. Porém, importa sublinhar que a variação desse parâmetro não implica qualquer alteração ao plano ótimo de atuação

A seguir ao custo unitário de reparação (CDU) o parâmetro cuja variação mostrou maior impacto em termos de custos totais (cerca de 15%) foi a taxa de atualização (TA), algo que se esperava, uma vez que essa taxa é habitualmente referida como relevante nas análises de custo de ciclo de vida. No entanto, dada a natureza desse parâmetro, o seu valor será sempre definido com alguma incerteza.

Os parâmetros que interferem apenas nos custos indiretos, como CH e VA, apesar de poderem alterar consideravelmente esse parcela de custos, acabam por quase não ter impacto nos resultados da análise. Como os custos indiretos avaliados são muito menos expressivos que os diretos, os vários fatores envolvidos na sua estimativa, apesar de terem sido definidos com uma incerteza muito grande, acabam por quase não ter reflexo, nem em termos do plano de atuação ótimo, nem em termos dos resultados finais. Assim sendo, a definição mais rigorosa desses parâmetros acaba por não ser muito importante.

Dos resultados da análise de sensibilidade efetuada com os diferentes tipos de pontes e as várias amostras pode concluir-se então que, para o futuro, importa sobretudo caracterizar melhor CDU e os fatores de condição, já que será sempre difícil reduzir a incerteza associada à taxa de atualização monetária. O custo unitário (CDU) é importante sobretudo para melhorar a estimativa do investimento necessário e os fatores de condição, principalmente o relativo a EC3, para uma definição mais precisa do plano ótimo de atuação. Nesse sentido, será necessário continuar a observar os registos relativos às obras que entretanto vierem a ser realizadas.

6.4. Análise probabilística

A análise determinística de sensibilidade apresentada considera a variação de cada parâmetro isoladamente. Para avaliar o impacto resultante da variação simultânea do conjunto de parâmetros considerado, essa análise determinística pode ser complementada com uma análise probabilística do problema que permita avaliar a incerteza que poderá estar associada aos resultados, de acordo aliás com o que é referido na norma (NIST, 1995).

Dada a natureza da metodologia em desenvolvimento, especialmente no que respeita aos dados envolvidos na previsão de cenários futuros, há incertezas associadas a vários dados considerados na análise, pelo que será prevista a definição por meio de funções densidade de probabilidade (FDP) dos parâmetros considerados mais relevantes. Tendo em conta a forma de definição da variabilidade associada a cada um dos parâmetros, terão que ser consideradas funções densidade de probabilidade simples. Assim sendo, serão apenas adotadas funções uniformes, em que se requer apenas uma estimativa dos valores extremos (mínimo e máximo), e triangulares, que para além desses valores requerem também a indicação do valor mais provável.

A quantificação da variabilidade que poderá estar associada aos resultados da análise nas pontes reais, será então realizada com uma análise probabilística em que os parâmetros com maior incerteza serão definidos por meio das funções de densidade de probabilidade indicadas na Tabela 6.33. Uma vez que a maioria das funções de densidade de probabilidade são triangulares, os valores extremos considerados na análise de sensibilidade para os vários parâmetros não têm grande probabilidade de ocorrência e a variabilidade dos resultados associada à variação de cada um dos parâmetros tende a ser menor do que a que a caracterizada em resultado da análise determinística apresentada.

Tabela 6.33 - Funções densidade de probabilidade consideradas na análise de pontes rodoviárias

Sigla	Variável	Valor an. determ.	Função dens. prob.	Valor mínimo	Valor mais provável	Valor máximo
TA	Taxa de atualização monetária	5%	Triangular	4%	5%	6%
FC EC2	Fator de condição relativo a EC2	25%	Triangular	10%	25%	40%
FC EC3	Fator de condição relativo a EC3	75%	Triangular	50%	75%	100%
FC EC5	Fator de condição relativo a EC5	150%	Triangular	135%	150%	165%
CDU _{a=1}	Custo direto unitário de reparação para pontes de betão em EC4 (€/m ²)	900	Triangular	400	800	1500
DUR _{a=1}	Duração das reparações de pontes de betão em EC4 (dias)	250	Triangular	150	240	360
FMCH	Rodovias - Fator de multiplicação dos custos horários (CH)	1	Uniforme	1	---	3
FMVA	Ferrovias - Fator de multiplicação da valorização do atraso (VA)	1	Uniforme	1	---	10

Definida a variabilidade dos parâmetros da análise, irá recorrer-se ao método de Monte Carlo para caracterizar a incerteza relativa aos resultados. Nesse método são efetuadas várias simulações de cenários independentes, onde para cada um deles são escolhidos os valores a adotar para cada uma das variáveis definidas pelas funções densidade de probabilidade, tendo em conta a respetiva probabilidade de ocorrência. Em cada um desses cenários é feita a determinação do plano ótimo de intervenção, sem qualquer restrição global, e é feito o registo dos custos correspondentes. O número de simulações a considerar foi estabelecido em 1000 depois de se ter verificado que não se observavam diferenças significativas entre os resultados de 500 e de 1000 simulações. A incapacidade para prever situações futuras poderá assim ser traduzida numa caracterização probabilística da variabilidade que poderá estar associada aos resultados obtidos nessas simulações, apresentando-os através das respetivas leis de distribuição.

6.4.1. Pontes reais rodoviárias

Considerando a amostra das 100 pontes reais rodoviárias, anteriormente caracterizada, a análise pelo método de Monte Carlo devolveu os resultados que se passam a apresentar. A partir dessa análise é possível quantificar a variabilidade que poderá estar associada aos resultados e confirmar a influência relativa de cada uma das variáveis nos resultados finais.

6.4.1.1. Quantificação da variabilidade

No período de 20 anos considerado, os custos totais das 100 pontes rodoviárias obtidos nas simulações realizadas com a aplicação do Método de Monte Carlo, são os apresentados na Figura 6.1. A distribuição dos resultados de custos totais que se ilustra tem uma forma aproximadamente triangular, algo que seria de esperar, uma vez que os custos dependem diretamente das variáveis com incerteza que foram, na sua maioria, definidas com funções densidade de probabilidade desse tipo (Tabela 6.33). Como se pode observar na Figura 6.1, a média dos custos totais que resulta das simulações efetuadas é de 78M€, tal como na análise determinística. O respetivo desvio padrão (20M€) corresponde a 25% do valor médio observado. Considerando uma gama de variação entre a média menos o desvio padrão e a média mais o desvio padrão, poderá dizer-se que o custo total se situará entre os 58M€ e os 97M€. De acordo com a Figura 6.1, os custos totais têm percentis de 5% e 95%, de 48M€ e 113M€, respetivamente. No entanto, se se considerar apenas a variação entre o quartil inferior (percentil 25%) e o quartil superior (percentil 75%), a gama de variação reduz para cerca de 60M€ a 90M, como se pode verificar na Figura 6.3.

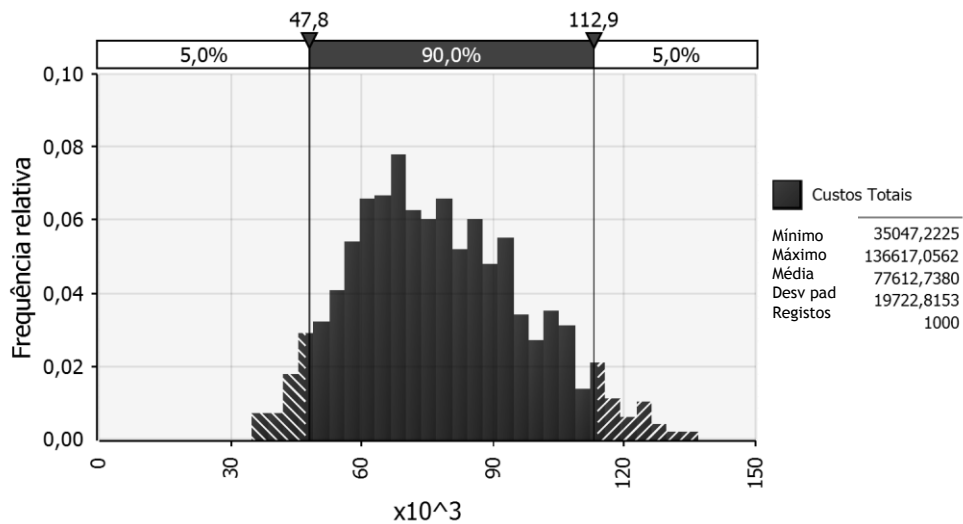


Figura 6.1 - Custos totais (k€) para as 100 pontes rodoviárias

A Figura 6.2 e a Figura 6.3 mostram a variabilidade associada a cada uma das parcelas de custos considerada na determinação dos custos totais, a primeira através dos histogramas e a segunda através de um gráfico que indica os seus percentis 5%, 25%, 75% e 95%, para além da média. Relativamente a cada uma dessas parcelas, pode verificar-se com os valores apresentados na Figura 6.2 que o desvio padrão representa cerca de 42%, 34% e 48% do valor médio, respetivamente para os custos diretos, indiretos e residuais. Comparando esses coeficientes de variação com o obtido a partir da Figura 6.1 para os custos totais (25%), pode verificar-se que, tal como na análise de sensibilidade, a variação dos custos totais é inferior à variação observada em cada uma das parcelas consideradas na sua determinação. A variabilidade desses custos parcelares supera a dos custos totais porque, como o objetivo da otimização é a minimização dos custos totais, quando são previstas mais intervenções os custos da sua realização (diretos e indiretos) aumentam e os custos residuais diminuem e, por outro lado, quando são previstas menos intervenções os seus custos diminuem, mas aumentam os custos residuais. Importa assim referir que, no caso de se optar pela minimização de apenas uma das parcelas de custos, por exemplo a dos custos diretos, a variabilidade desses custos diminui, uma vez que os mesmos deixam de ser ponderados em conjunto com os residuais.

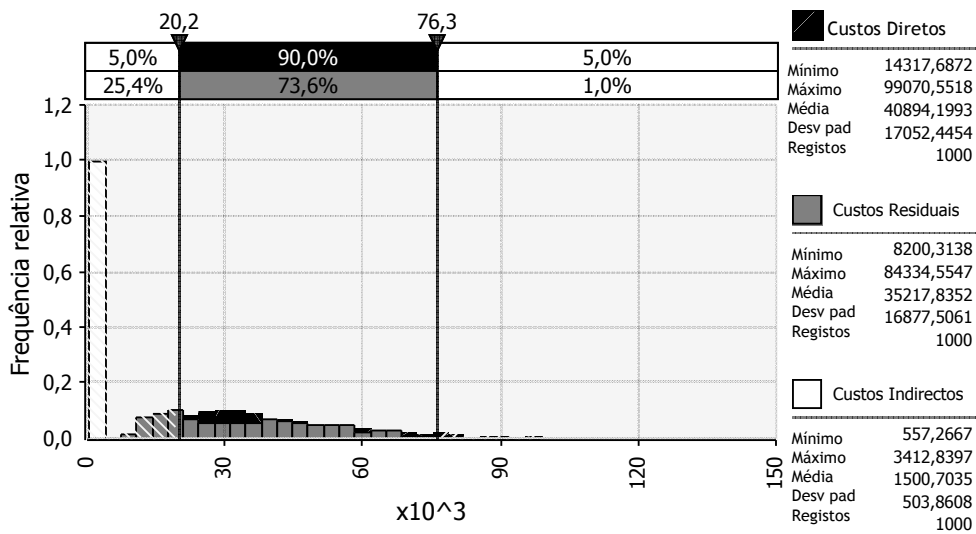


Figura 6.2 - Custos parcelares (k€) para as 100 pontes rodoviárias

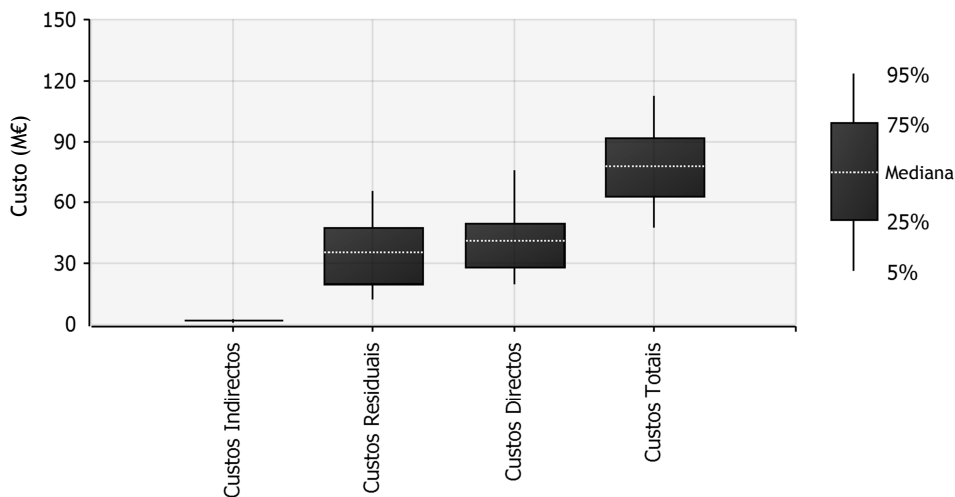


Figura 6.3 - Variação dos custos parcelares e totais nas 100 pontes rodoviárias

A variabilidade dos resultados não é constante ao longo dos vários instantes temporais da análise, tendendo a ser maior para o final do período de análise. Para o ilustrar, a Figura 6.4 mostra a variação dos custos diretos nos cinco ciclos temporais considerados. A sua análise permite constatar que a variação desses custos em torno da média é de facto maior para o último ciclo, onde pode ou não haver necessidade de prever intervenções que permitam melhorar o estado das pontes e assim diminuir a estimativa de custos residuais. De qualquer forma, nos dois primeiros ciclos também há alguma variação dos custos diretos, certamente associada ao facto de a variação dos fatores de condição para os vários estados de condição tender a prever atuações

mais cedo ou mais tarde, dentro do intervalo de tempo em que poderem ser previstas para cumprir as restrições de performance estabelecidas.

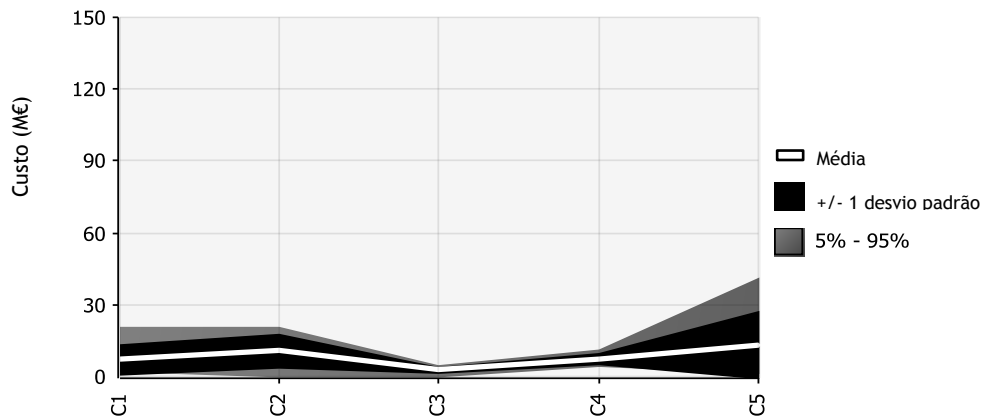


Figura 6.4 - Custos diretos nos vários ciclos temporais para as 100 pontes rodoviárias

6.4.1.2. Verificação da influência de cada uma das variáveis

Para complementar a análise de sensibilidade anteriormente apresentada, pode ainda analisar-se a influência de cada uma das variáveis, definidas na Tabela 6.33, nos resultados da análise probabilística. Uma vez que a correlação pode não ser linear, essa influência foi medida através do coeficiente de correlação de Spearman, que considera a ordem das observações em vez do valor observado. Na Figura 6.5, na Figura 6.6 e na Figura 6.7 são apresentados os gráficos com os coeficientes de correlação de Spearman entre cada uma dessas variáveis e o número total de intervenções, a estimativa dos custos totais e a estimativa dos custos diretos, respetivamente. Para a análise dessas figuras importa ter em consideração que os coeficientes de correlação de Spearman variam entre -1 e 1 e que quanto mais o seu valor absoluto se aproximar da unidade, maior será a associação entre a variável e o resultado analisado. Os casos em que os coeficientes de correlação de Spearman são negativos indicam que quando o valor da variável aumenta o valor do resultado diminui e que quando o valor da variável diminui o valor do resultado aumenta.

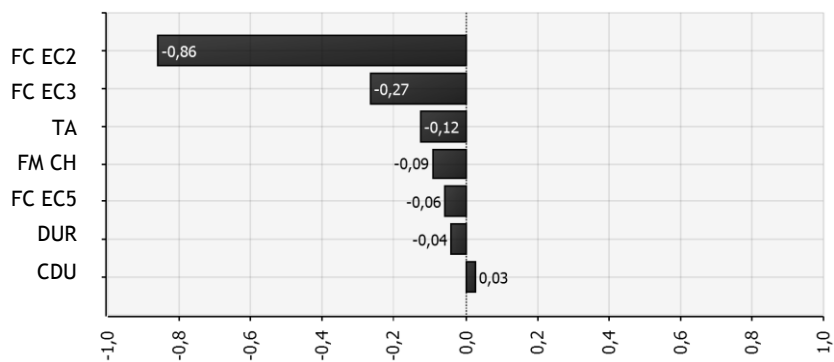


Figura 6.5 - Correlação entre as variáveis e o número total de intervenções

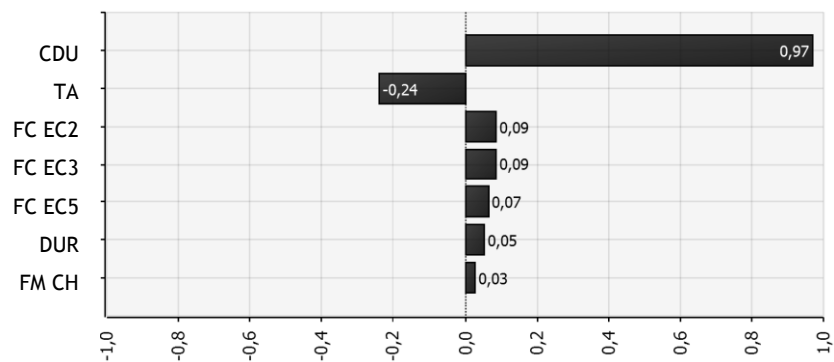


Figura 6.6 - Correlação entre as variáveis e os custos totais (k€)

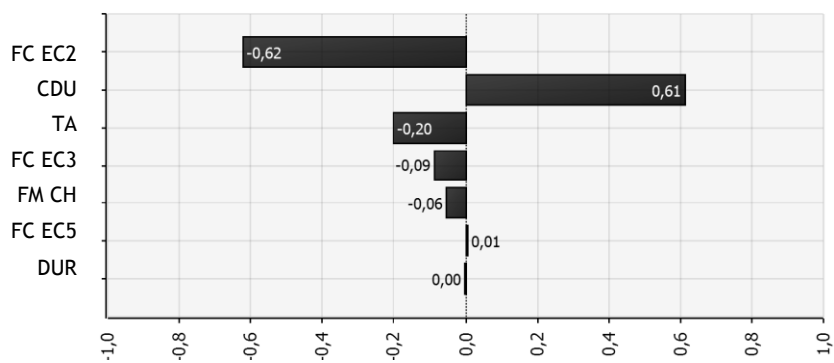


Figura 6.7 - Correlação entre as variáveis e os custos diretos (k€)

A observação dessas figuras permite confirmar as principais conclusões da análise de sensibilidade. O plano de atuação é sobretudo condicionado pelos fatores de condição para EC2 e para EC3, ou seja pela relação do custo de realização de uma reparação quando a ponte está nesses estados, em relação ao mesmo custo quando a ponte está em EC4. Por outro lado, a

estimativa dos custos diretos e totais está muito condicionada pelo valor do custo direto unitário de reparação (CDU). Para além desse parâmetro, as variáveis que mais influenciam os custos diretos são o fator de condição para o estado 2 (FC EC2) e a taxa de atualização monetária (TA). Nos custos totais, os parâmetros com mais influência são o custo unitário e a taxa de atualização monetária (TA), uma variável que aliás já é habitualmente referida como relevante em análises de custos de ciclo de vida.

A Figura 6.8 mostra a relação entre o número de intervenções por ciclo (C1 a C5) e as duas variáveis que mais influenciam a sua definição - FC EC2 e FC EC3 - os fatores de condição usados para corrigir os custos das intervenções de ponte no estado de condição 4 para os estados de condição 2 e 3, respetivamente. Nesses gráficos os ciclos estão numerados por ordem cronológica, de C1 até C5. Na sua análise pode constatar-se que a variabilidade do número de intervenções é sobretudo significativa no último ciclo e é menor nos ciclos intermédios, em correspondência com a variação caracterizada anteriormente em termos de custos diretos na Figura 6.4. A grande variabilidade do número de intervenções do último ciclo temporal da análise (C5) ocorre para equilibrar os custos residuais com os restantes, pelas razões já anteriormente referidas, contudo, a reanálise periódica da estratégia de atuação acaba por obviar essa questão. Por outro lado, dada a variabilidade que ainda se verifica no número de intervenções nos primeiros ciclos, especialmente nos dois primeiros, importa determinar de forma mais precisa os fatores de condição. Futuramente, com um maior número de dados de intervenções realizadas em pontes com estado de condição conhecidos, espera vir-se a conseguir reduzir a incerteza relativa aos fatores de condição. Essa redução da variabilidade relativa aos fatores de condição, particularmente a inerente a FC EC3, pode então reduzir consideravelmente a variabilidade nesses primeiros ciclos, uma vez que, como se pode observar na Figura 6.8, quando esse fator de condição é superior a pouco mais de 70%, o número de intervenções nos dois primeiros ciclos (C1 e C2) deixa de ser variável.

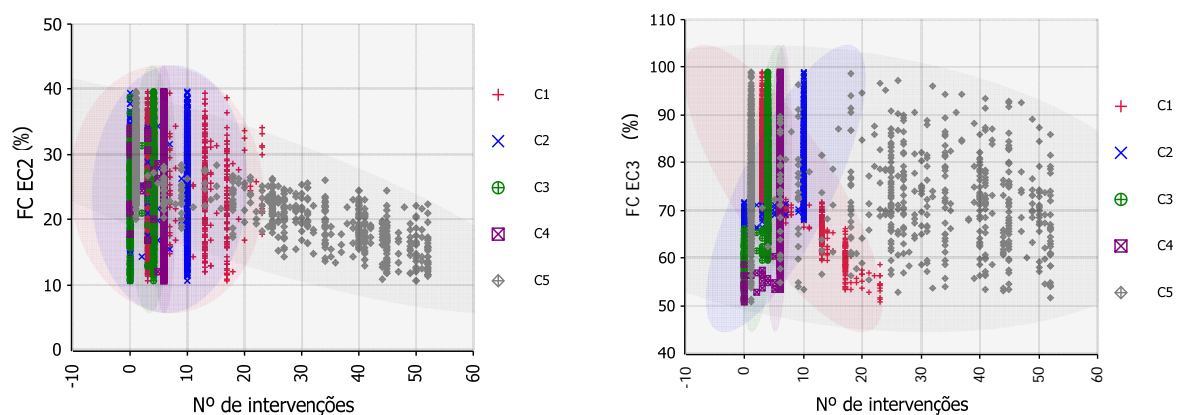


Figura 6.8 - Relação dos fatores de condição EC2 e EC3 com as intervenções por ciclo (C1 a C5)

Na Figura 6.9 pode observar-se a relação dos custos diretos e totais com os dois parâmetros que, nos gráficos da Figura 6.7 e da Figura 6.6, foram identificados como sendo os que neles têm maior impacto. Como já se esperava, o custo unitário de reparação (CDU) tem uma relação muito direta com os custos diretos e totais. Aliás, como o seu valor também afeta os custos residuais e os custos indiretos são muito pouco significativos, a correlação é mais forte até em termos de custos totais do que em termos de custos diretos. Relativamente aos restantes parâmetros, pode constatar-se que, enquanto entre o fator de correção de custos de EC2 e o custo direto ainda se nota de facto alguma relação linear, entre os custos totais e a taxa de atualização monetária, essa relação já se torna pouco evidente. Assim, pode concluir-se que para os restantes parâmetros, onde o coeficiente de correlação é ainda inferior, a relação será pouco significativa.

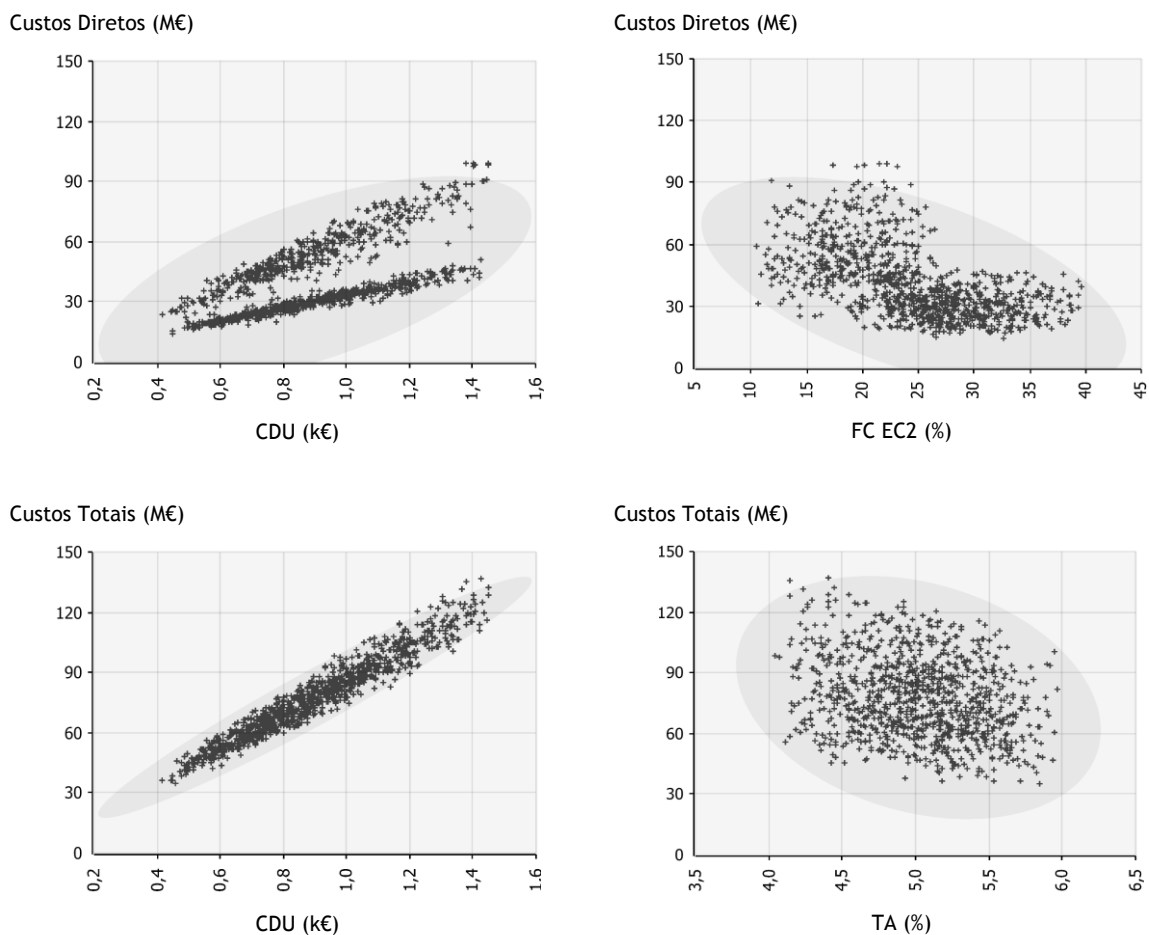


Figura 6.9 - Relação dos custos diretos e dos custos totais das pontes rodoviárias com os parâmetros com que mais se correlacionam

6.4.2. Pontes reais ferroviárias

Na amostra das 100 pontes reais ferroviárias, anteriormente caracterizada, os resultados obtidos são os que se passam a apresentar. Tal como para as pontes rodoviárias, a quantificação da variabilidade associada a esses resultados e da importância de cada uma das variáveis é efetuada em seguida.

6.4.2.1. Quantificação da variabilidade

Os resultados da análise probabilística da amostra das pontes ferroviárias são apresentados em termos de custos totais na Figura 6.10. Tal como se verificou para as pontes rodoviárias, a distribuição desses custos tem uma forma aproximadamente triangular que resulta de a generalidade das variáveis terem sido definidas com funções densidade de probabilidade desse tipo (Tabela 6.33). A média dos custos totais que resulta das simulações efetuadas é da ordem dos 82M€, tal como a estimava efetuada na análise determinística. O desvio padrão (21M€) corresponde a 26% do valor médio. Considerando uma gama de variação para os custos totais entre a média menos o desvio padrão e a média mais o desvio padrão, poderá dizer-se que o valor se situará entre os 61M€ e os 103M€. Aliás, de acordo com a Figura 6.12, os custos totais têm um quartil inferior (percentil 25%) e superior (percentil 75%) de cerca de 65M€ e 95M€, respetivamente. Se em vez dos percentis 25% e 75% se procurar as fronteiras correspondentes aos percentis 5% e 95%, a variação alarga-se entre os 51M€ e os 121M€ (Figura 6.10 e Figura 6.12).

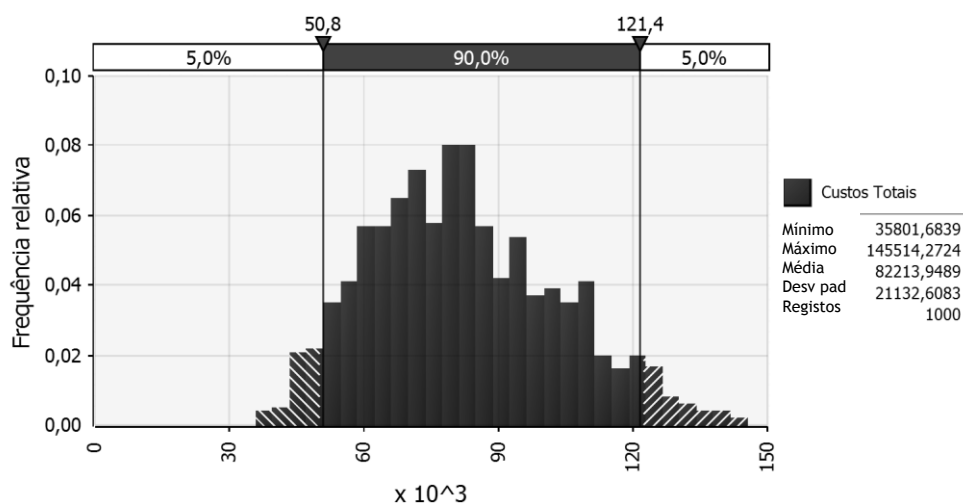


Figura 6.10 - Custos totais (k€) para as 100 pontes ferroviárias

A Figura 6.11 apresenta os histogramas de frequência relativa relativos aos vários tipos de custos e a Figura 6.12 apresenta um gráfico com os seus principais percentis, permitindo assim caracterizar a variabilidade associada aos valores parcelares que conduziram à determinação dos custos totais. Através dos valores apresentados na Figura 6.11 pode verificar-se que o desvio padrão representa 26%, 47% e 26% da média, respetivamente para os custos diretos, indiretos e residuais. Assim, apesar de essa leitura não ser possível no gráfico, a variabilidade considerada traduz-se sobretudo numa grande variação de custos indiretos. Porém, como essa parcela é pouco expressiva em relação às restantes, a variabilidade dos custos totais, ilustrada na Figura 6.10, advém sobretudo da variação dos custos diretos.

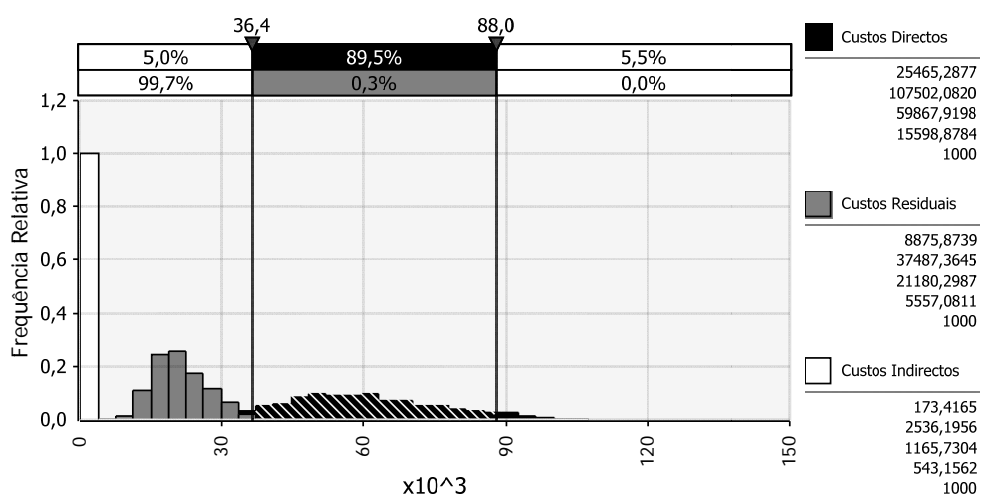


Figura 6.11 - Custos parcelares (k€) para as 100 pontes ferroviárias

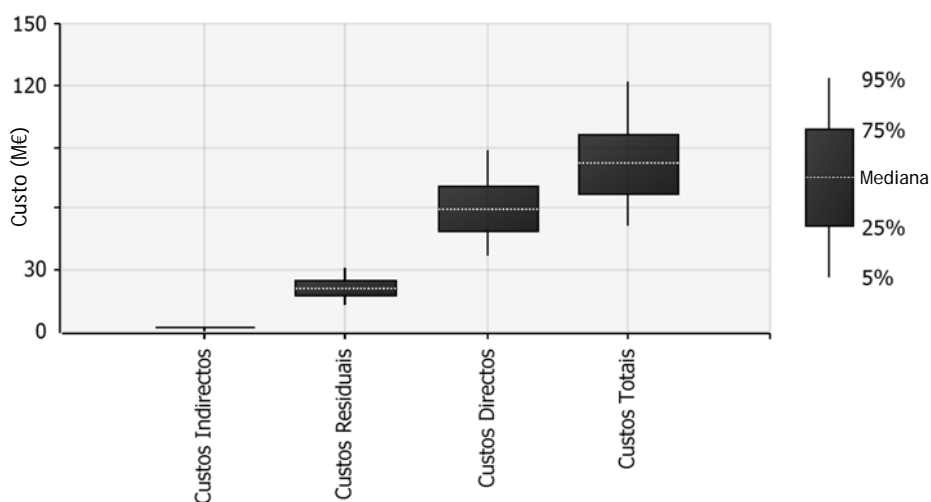


Figura 6.12 - Variação dos custos parcelares e totais nas 100 pontes ferroviárias

Conforme já se referiu, a variabilidade dos resultados não é igualmente distribuída ao longo do tempo. A Figura 6.13 mostra uma variabilidade dos custos diretos, em torno do seu valor médio, que é tendencialmente crescente para instantes de tempo mais longínquos, onde o número de intervenções acabada por ser mais incerto.

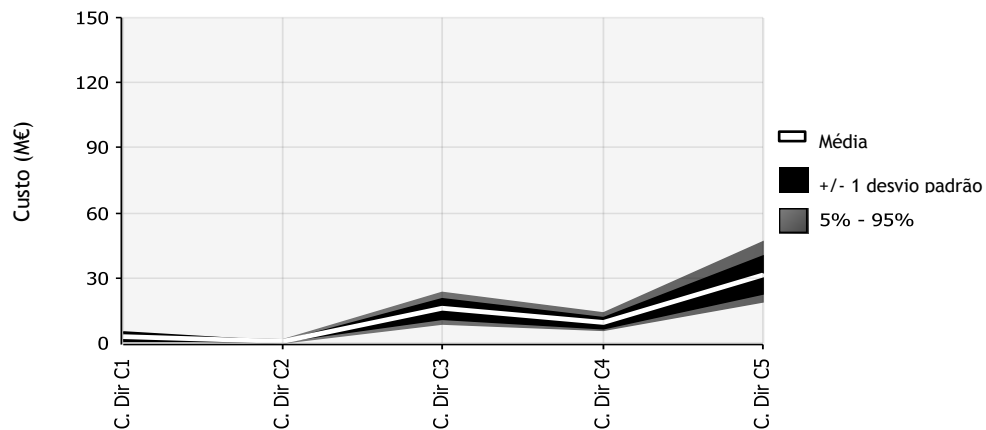


Figura 6.13 - Custos diretos nos vários ciclos temporais para as 100 pontes ferroviárias

6.4.2.2. Verificação da influência de cada uma das variáveis

A partir dos resultados da análise probabilística das 100 pontes ferroviárias pode ainda tentar identificar-se as variáveis com maior impacto nos resultados da análise. Na Figura 6.14 pode ver-se o gráfico com o coeficiente de correlação de Spearman entre as variáveis consideradas e o número total de intervenções planeadas. O parâmetro com maior influência no número total de intervenções previstas para as 100 pontes ferroviárias é, tal como na análise de sensibilidade (Tabela 6.31), o fator multiplicativo da valorização do atraso (FM VA). No entanto, esse fator multiplicativo afeta apenas o número de intervenções no último ciclo temporal, que são sobretudo indicadas quando os custos da sua realização não são muito elevados e acabam por ser compensados com a redução dos custos residuais. Os parâmetros que afetam o número de intervenções no último ciclo são então diferentes dos que afetam as intervenções previstas para os primeiros ciclos. Contudo, como o número de intervenções no último ciclo é superior aos restantes, a Figura 6.14 acaba por refletir sobretudo a influência no número de intervenções nesse ciclo. Para o ilustrar, na Figura 6.15 e na Figura 6.16 mostram-se os gráficos com o coeficiente de correlação de Spearman entre as variáveis consideradas e o número total de intervenções no 3º e no 5º ciclos, respetivamente. Pela observação das figuras, pode concluir-se que nos primeiros ciclos o parâmetro que mais interfere no número de intervenções é o fator de

condição para o estado 3 (FC EC3) e que no último ciclo as intervenções dependem sobretudo do fator multiplicativa da valorização do atraso (FM VA) e também do custo direto unitário (CDU).

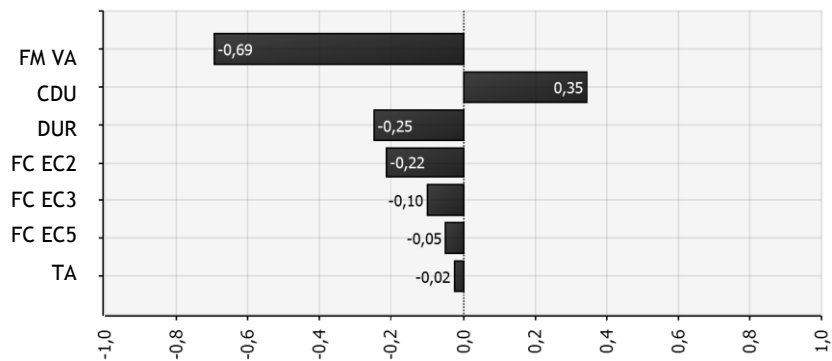


Figura 6.14 - Correlação entre as variáveis e o número total de intervenções

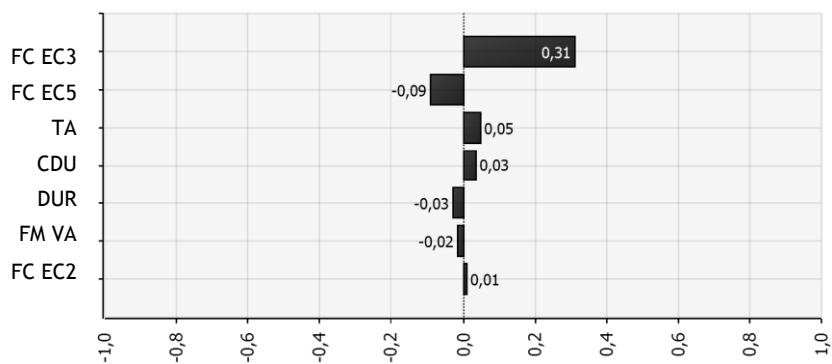


Figura 6.15 - Correlação entre as variáveis e o número de intervenções no 3º ciclo temporal

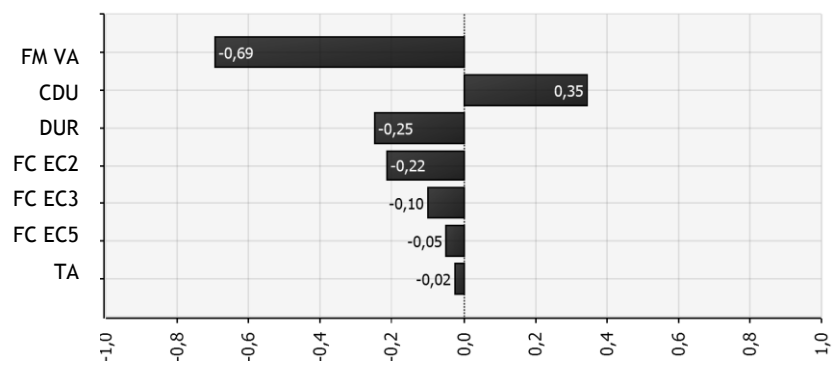


Figura 6.16 - Correlação entre as variáveis e o número de intervenções no 5º ciclo temporal

Nos gráficos apresentados na Figura 6.17 pode analisar-se a relação dos fatores de condição com o número de intervenções em todos os ciclos temporais (numerados de C1 a C5 por ordem cronológica).

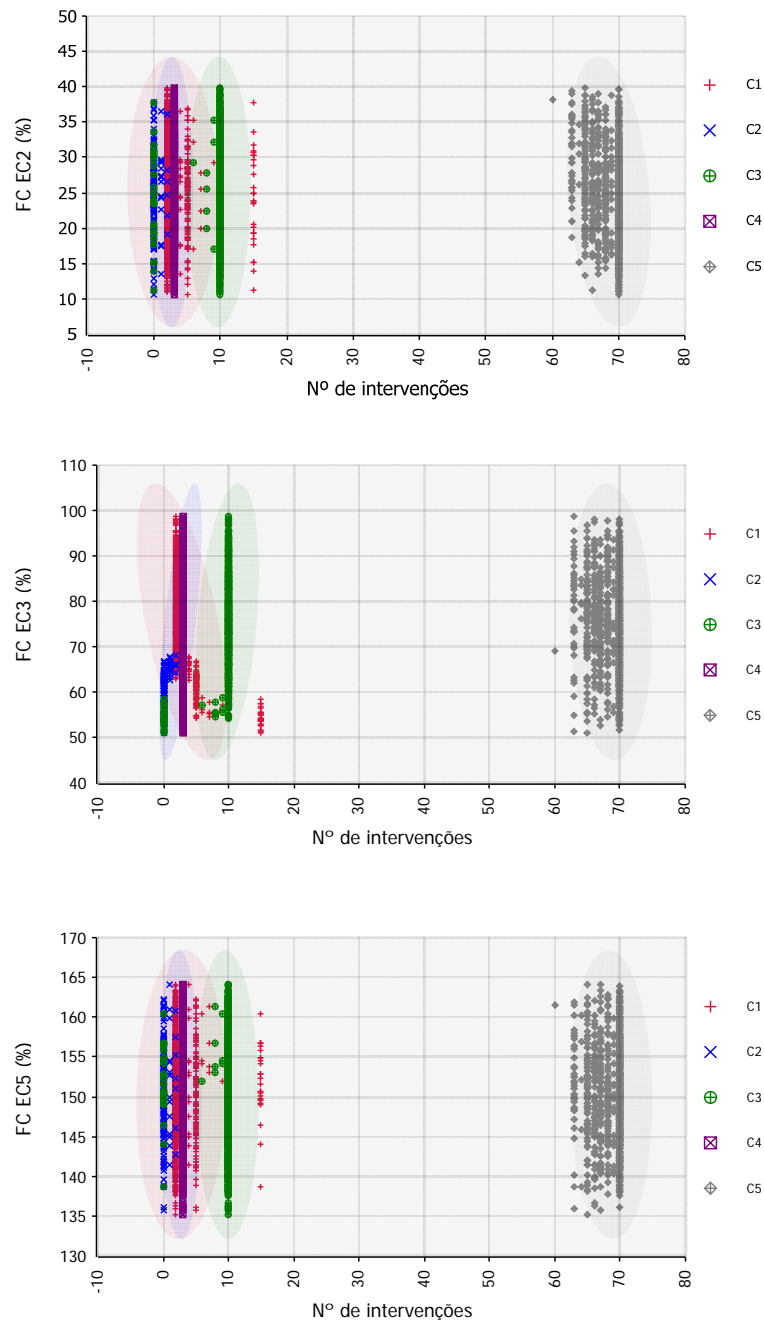


Figura 6.17 - Relação dos fatores de condição com as intervenções por ciclo (C1 a C5)

A partir da observação da Figura 6.17 pode constatar-se que, mais uma vez, de entre os vários fatores de condição o que tem maior influência no número de intervenções é o relativo ao estado 3 (FC EC3), cuja interferência se nota sobretudo no 1º e no 3º ciclos temporais, onde a variação experimental pode implicar saltos mais bruscos no número de intervenções previstas. A Figura 6.17 permite ainda verificar que a variação observada no número de intervenções se verifica para as várias gamas de percentagens dos restantes fatores de condição (FCEC2 e FC EC5), pelo que, tal como se verificara nas figuras anteriores, a correlação dessas variáveis com esse tipo de resultados não é significativa.

Relativamente ao número de intervenções previstas para o último ciclo temporal, as variáveis com mais influência são então a valorização do atraso e o valor estabelecido para o custo direto unitário, cujas relações se ilustram na Figura 6.18. Nessa figura pode constatar-se que para menores fatores multiplicativos da valorização do atraso (FM VA) podem ser previstas mais intervenções no último ciclo da análise, porque, não sendo muito elevados os custos da sua realização, podem acabar por ser vantajosas para diminuição dos custos residuais. Porém, para fatores multiplicativos menores, algumas dessas intervenções no final do período de análise podem já não compensar e o número máximo de intervenções nesse ciclo já é menor.

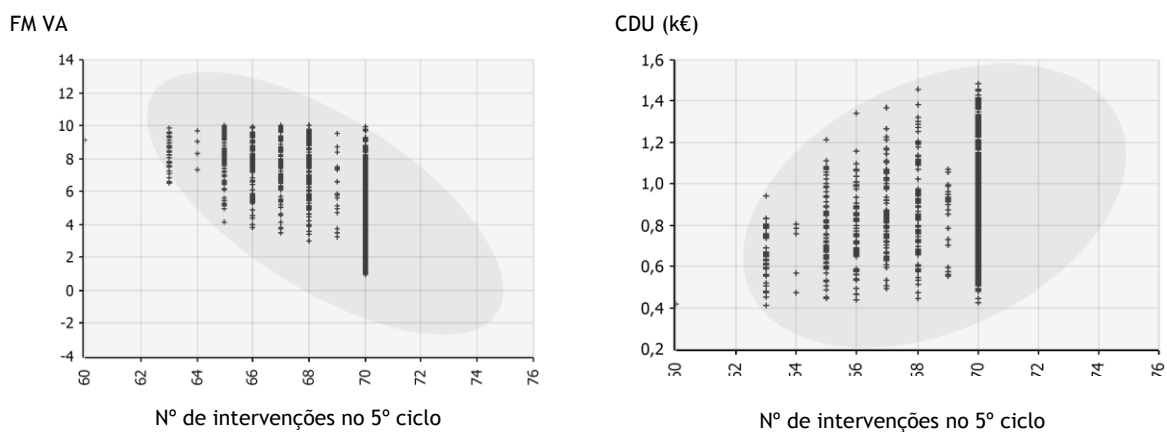


Figura 6.18 - Relação do fator multiplicativo da valorização do atraso (FM VA) e do custo direto unitário (CDU) com o número de intervenções no 5º ciclo

Relativamente ao custo direto unitário (CDU), a Figura 6.18 também denota alguma correlação com o número de intervenções previsto para o último ciclo, embora pouco expressiva. Quando o valor de CDU é menor, o custo de substituição também é menor e, por isso, os custos residuais reduzem. Nesse caso, como se pode ver na Figura 6.18, a necessidade de prever intervenções para o final do período de análise não é tão premente, e o número de intervenções no último

ciclo não é tão grande. Assim, o custo direto unitário (CDU), que em geral não tem influência no número de intervenções previstas, pode também, em casos como este, afetar ligeiramente o plano de atuação ótimo.

Na Figura 6.19 e na Figura 6.20 apresentam-se os gráficos com o coeficiente de correlação de Spearman entre as variáveis consideradas e os custos totais e os custos diretos, respetivamente. A sua leitura permite, tal como anteriormente, confirmar as principais conclusões da análise de sensibilidade apresentada. Nos custos o parâmetro com maior impacto é o custo direto unitário de reparação (CDU), seguido da taxa de atualização monetária (TA), variável já habitualmente referida como relevante em análises de custos de ciclo de vida. Em seguida regista-se o impacto dos fatores de condição e só depois as variáveis envolvidas na estimativa dos custos indiretos - a duração das reparações (DUR) e a multa estabelecida para valorização do atraso (VA).

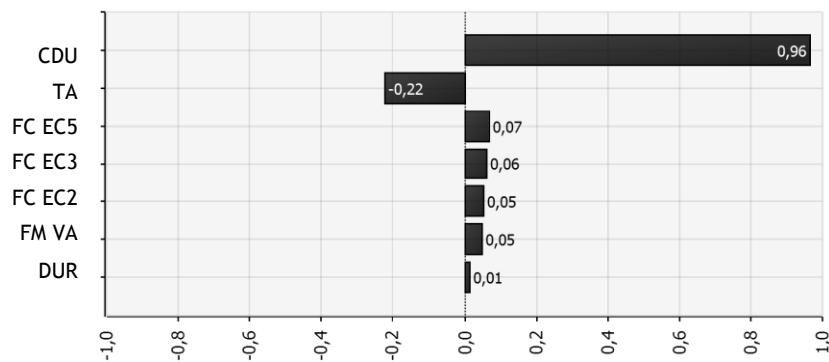


Figura 6.19 - Correlação entre as variáveis e os custos totais (k€)

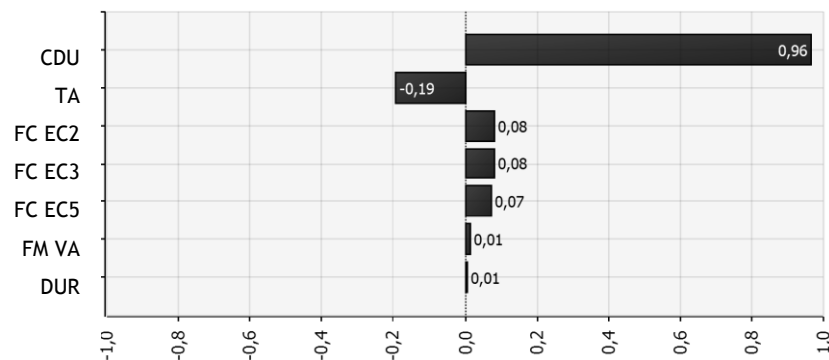


Figura 6.20 - Correlação entre as variáveis e os custos diretos (k€)

A forte correlação entre o custo unitário de reparação (CDU) e os custos diretos e totais está ilustrada nos gráficos apresentados na Figura 6.21. Uma vez que esse parâmetro, para além de interferir nos custos diretos, se encontra também envolvido na estimativa dos custos residuais, na medida em que o custo de substituição é definido por majoração desse, o impacto de CDU nos custos totais é ainda mais evidente nos custos totais. Relativamente à taxa de atualização monetária, o segundo parâmetro com mais correlação com os custos (Figura 6.19 e Figura 6.20), pode verificar-se que a relação entre ambos não se identifica na Figura 6.21, pelo que, nos restantes parâmetros, onde o coeficiente de correlação é ainda inferior, a relação não é relevante.

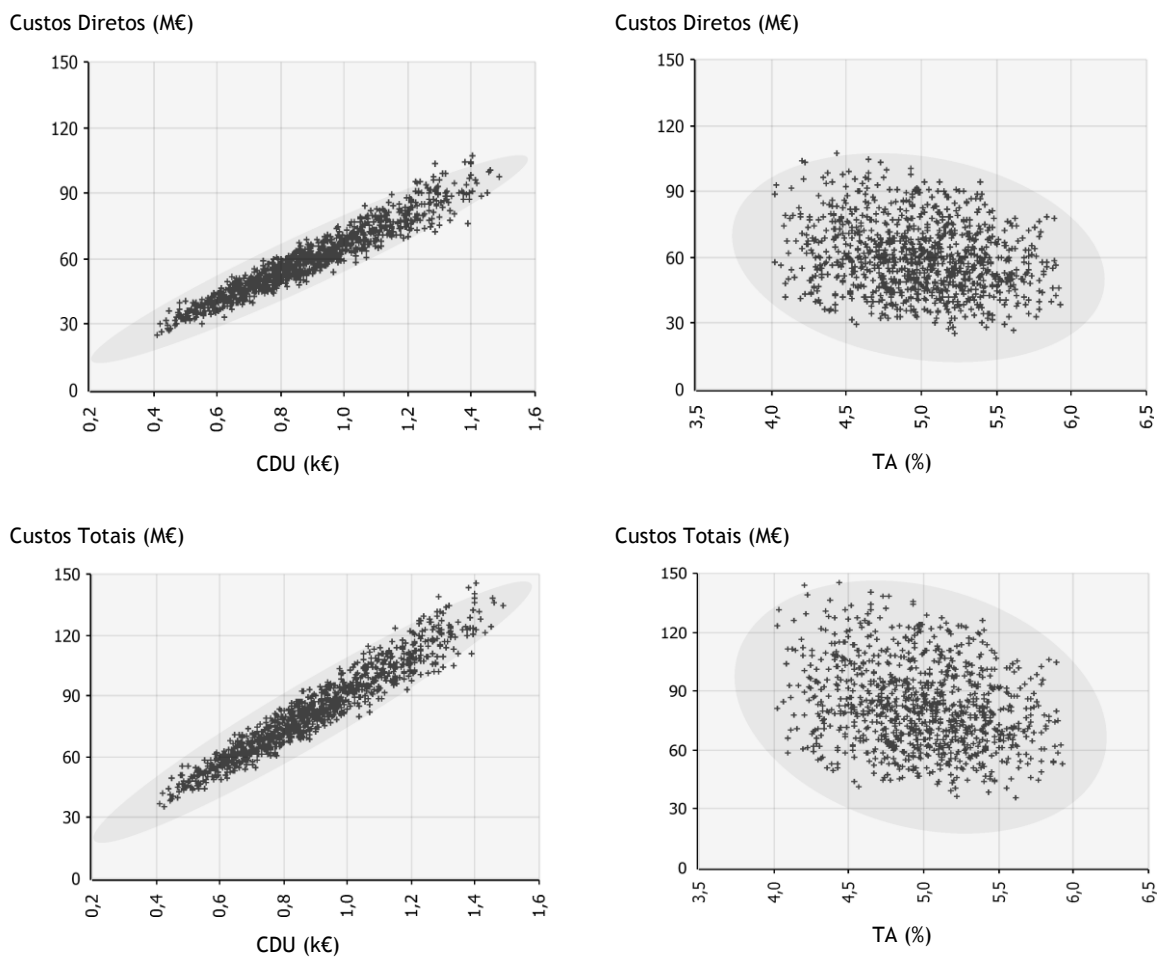


Figura 6.21 - Relação dos custos diretos e dos custos totais das pontes ferroviárias com os parâmetros com que mais se correlacionam

6.5. Potencialidades do Sistema de Gestão de Pontes

Algumas das potencialidades do Sistema de Gestão de Pontes já foram anteriormente evidenciadas, como a possibilidade de escolher o período de análise e o modelo de degradação, ou até de comparar os resultados da análise com diferentes opções. Para além disso, também já se demonstrou a possibilidade de diferenciação do nível de performance desejado para cada uma das obras de arte ao longo do tempo e a capacidade para antecipar necessidades técnico-financeiras futuras, bem como para caracterizar a variabilidade associada aos resultados da análise. Não obstante, para caracterizar melhor o Sistema de Gestão, serão apresentadas neste ponto algumas outras vantagens da implementação do sistema na gestão de pontes.

6.5.1. Escolha dos custos a minimizar

O modelo de custos apresentado prevê a estimativa de três parcelas de custos: custos diretos, custos residuais e custos indiretos. Em princípio, haverá interesse em minimizar o custo total, correspondente ao somatório dessas três parcelas de custos, opção considerada nos exemplos anteriormente apresentados. No entanto, também é possível ao decisor optar por minimizar apenas uma ou duas dessas parcelas de custos. A Tabela 6.34 e a Tabela 6.35 mostram os resultados obtidos para as amostras de 100 pontes reais, respetivamente rodoviárias e ferroviárias, em situações em que se minimiza apenas uma ou algumas dessas parcelas de custos, de forma a ilustrar outro tipo de análises que o decisor pode pretender fazer.

Tabela 6.34 - Impacto da alteração do tipo de custos minimizado nos resultados obtidos para as 100 pontes rodoviárias

Custos otimizados	Intervenções							Custos (k€)					
	C1	C2	C3	C4	C5	Tot	Δ Tot	C dir	Δ Cdir	C res	C ind	C tot	Δ Ctot
Dir + Ind + Res	3	10	4	6	1	24		29.917		47.424	764	78.105	
Dir	3	10	4	6	0	23	-4%	28.401	-5%	49.142	763	78.306	0,3%
Ind	13	0	4	6	0	23	-4%	28.601	-4%	49.680	754	79.035	1,2%
Dir + Res	3	10	4	6	1	24	0%	29.917	0%	47.424	764	78.105	0,0%
Dir + Ind	3	10	4	6	0	23	-4%	28.401	-5%	49.142	763	78.306	0,3%

Tabela 6.35 - Impacto da alteração do tipo de custos minimizado nos resultados obtidos para as 1000 pontes ferroviárias

Custos otimizados	Intervenções							Custos (k€)					
	C1	C2	C3	C4	C5	Tot	Δ Tot	C dir	Δ Cdir	C res	C ind	C tot	Δ Ctot
Dir + Ind + Res	2	3	10	3	70	88		60.317		21.020	243	81.580	
Dir	2	3	10	3	0	18	-80%	29.116	-51,7%	83.503	88	112.706	38,2%
Ind	2	3	10	3	0	18	-80%	29.116	-51,7%	83.503	88	112.706	38,2%
Dir + Res	2	3	10	3	70	88	0%	60.317	0,0%	21.020	243	81.580	0,0%
Dir + Ind	2	3	10	3	0	18	-80%	29.116	-51,7%	83.503	88	112.706	38,2%

A partir da análise das tabelas anteriores pode verificar-se que a consideração ou não dos custos residuais pode alterar significativamente o número de intervenções previstas para o último ciclo temporal da análise. Essa alteração resulta de uma tentativa de equilibrar os custos residuais com as restantes parcelas de custos, de acordo com o referido anteriormente para vários outros exemplos.

Neste caso, os resultados da minimização só dos custos diretos ou da minimização dos custos diretos e indiretos são iguais, pelo facto de haver alguma proporcionalidade entre ambos e dos indiretos serem muito menos expressivo que os diretos. Contudo, na Tabela 6.34 pode verificar-se que quando apenas se considera a minimização dos custos indiretos, o plano de atuação é alterado. Para além disso, na análise de sensibilidade anteriormente apresentada já se havia verificado que quando os custos indiretos passam a ser mais significativos, podem passar a implicar uma alteração no plano de atuação (Tabela 6.31). De qualquer forma, os custos indiretos devem ser considerados nas análises de custo de ciclo de vida porque, mesmo nos casos em que não têm grande influência no planeamento das intervenções, são importantes para sensibilizar os decisores para o impacto das suas decisões na vida dos utilizadores das pontes.

6.5.2. Análise de cenários e avaliação da poupança do planeamento otimizado

O Sistema de Gestão proposto permite analisar os diversos cenários de atuação que o decisor pretender equacionar. Na impossibilidade de quantificar a poupança relativa ao plano de ação implementado no passado relativamente a um planeamento otimizado, por insuficiência dos registos históricos disponíveis, será feito um exercício de comparação da solução ótima com a de outros cenários não otimizados que possam eventualmente ser considerados por gestores que não usem um Sistema de Gestão de Pontes.

A Tabela 6.36 apresenta os resultados ótimos obtidos para as pontes rodoviárias e para as pontes ferroviárias com a aplicação do Sistema de Gestão, sem impor qualquer restrição global. Nessa tabela, o plano de atuação A foi obtido impondo uma minimização de todas as parcelas de custos, pelo que corresponde aos resultados anteriormente apresentados na Tabela 6.8, e o plano de atuação B foi obtido apenas com a minimização da parcela dos custos diretos.

Para comparar os planos de atuação ótimos da Tabela 6.36 com outras situações, a Tabela 6.37 e a Tabela 6.38 apresentam a análise efetuada com o Sistema de Gestão de obras de arte a 4 planos de atuação não otimizados, designados com letras de C até F, que simulam cenários que podem ser equacionados pelos gestores através de estratégias de atuação baseadas na urgência de intervenção que atribuem a cada um dos vários níveis de estados de condição (EC). Esses 4 planos de atuação foram definidos tendo em conta a classificação atual do estado de condição de cada uma das pontes, de acordo com a seguinte descrição:

- Plano C: reparações das pontes que partem de EC5, EC4 e EC3 a curto prazo;
- Plano D: reparações do plano C mais reparações das pontes que partem de EC2 a longo prazo;
- Plano E: reparações das pontes que partem de EC5 e EC4 a curto prazo e das pontes que partem de EC3 a médio prazo;
- Plano F: reparações do plano E mais reparações das pontes em EC2 a longo prazo.

Na Tabela 6.37 e na Tabela 6.38, as reparações a curto prazo foram associadas ao primeiro ciclo temporal, as reparações a médio prazo foram associadas ao ciclo temporal intermédio e as reparações a longo prazo foram associadas ao último ciclo temporal. De acordo com essas estratégias, os planos C e E correspondem, para cada uma das amostras, a um igual número total de intervenções, uma vez que preveem reparações em todas as pontes com estado de condição igual ou pior que 3. Nos planos de intervenção D e F, também ambos com igual número de intervenções, para além das reparações previstas nos planos C e E são ainda previstas reparações em todas as pontes classificadas com um estado de condição igual ou superior a 2.

Importa referir que quando se analisam os planos E e F (Tabela 6.38) tendo em conta a previsão de evolução do EC ao longo do tempo prevista no Sistema de Gestão, ao contrário do que acontece nos planos C e D (Tabela 6.37), não se verificam os limites de performance estabelecidos para cada uma das obras de arte tendo em conta a respetiva classe de vulnerabilidade.

Tabela 6.36 - Custos obtidos para as 100 pontes rodoviárias e ferroviárias reais com planos de atuação de menor custo direto e de menor custo total

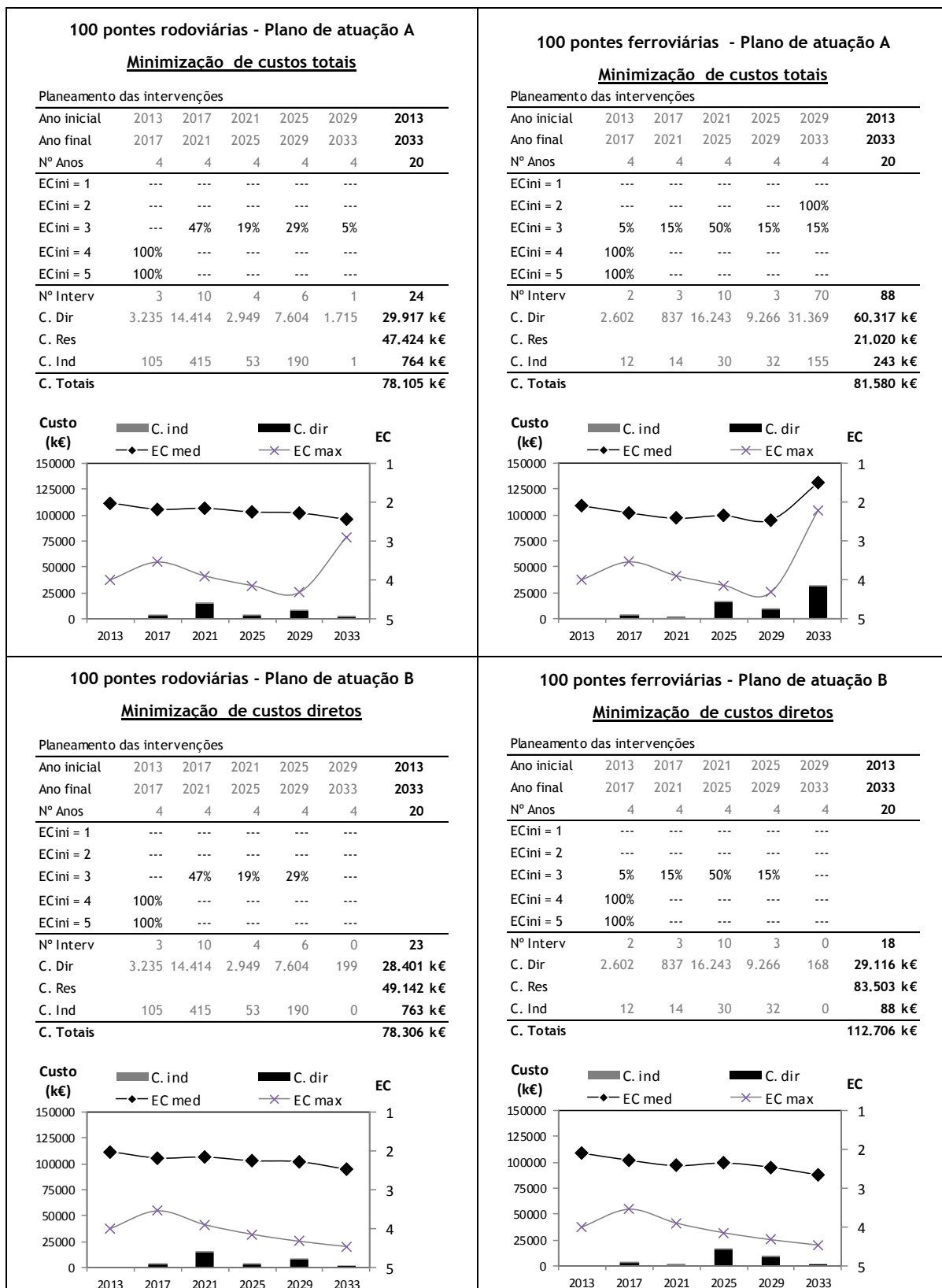


Tabela 6.37 - Custos obtidos para as 100 pontes rodoviárias e ferroviárias reais com planos de atuação pré-definidos que cumprem os limites de performance

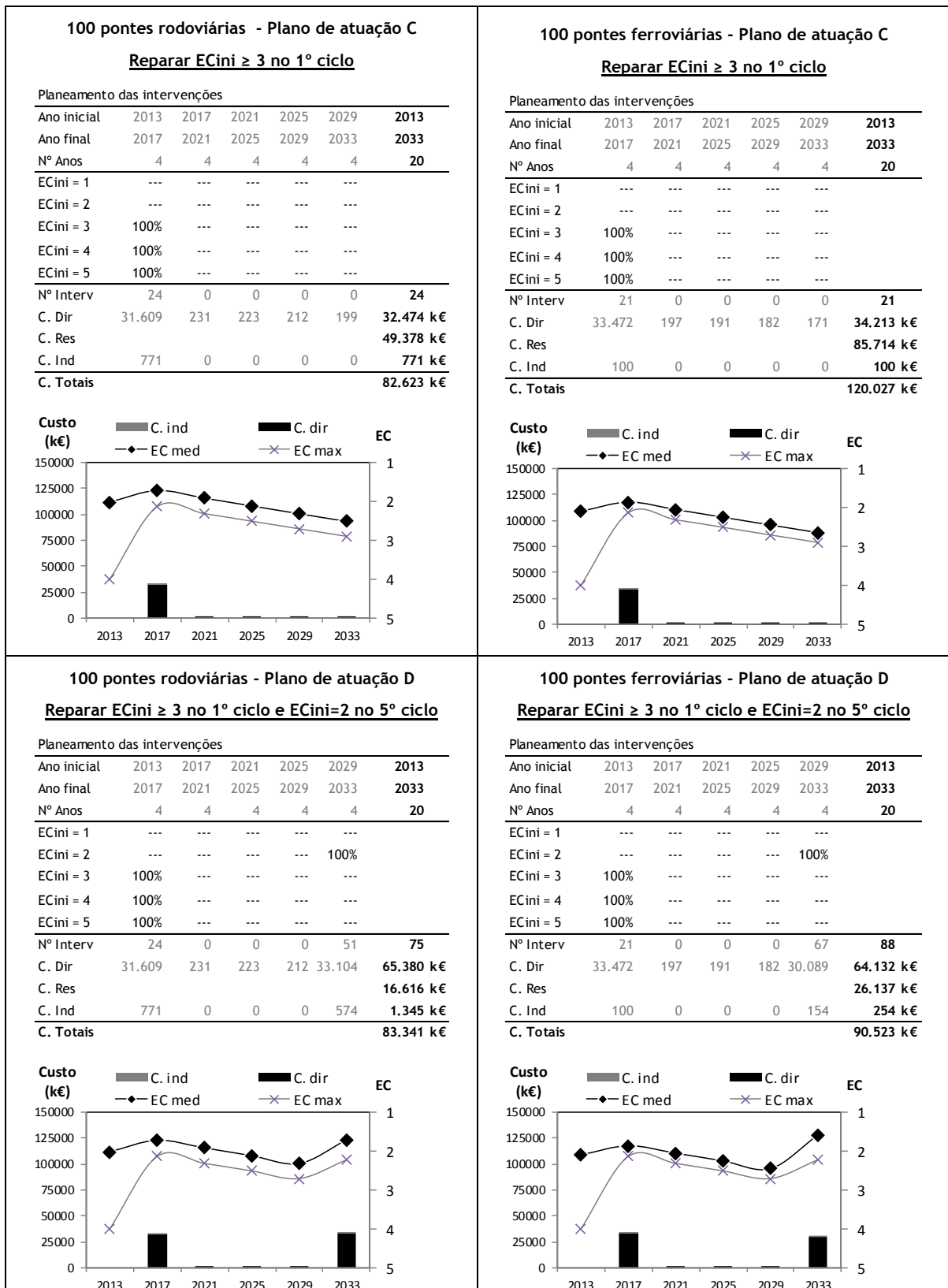
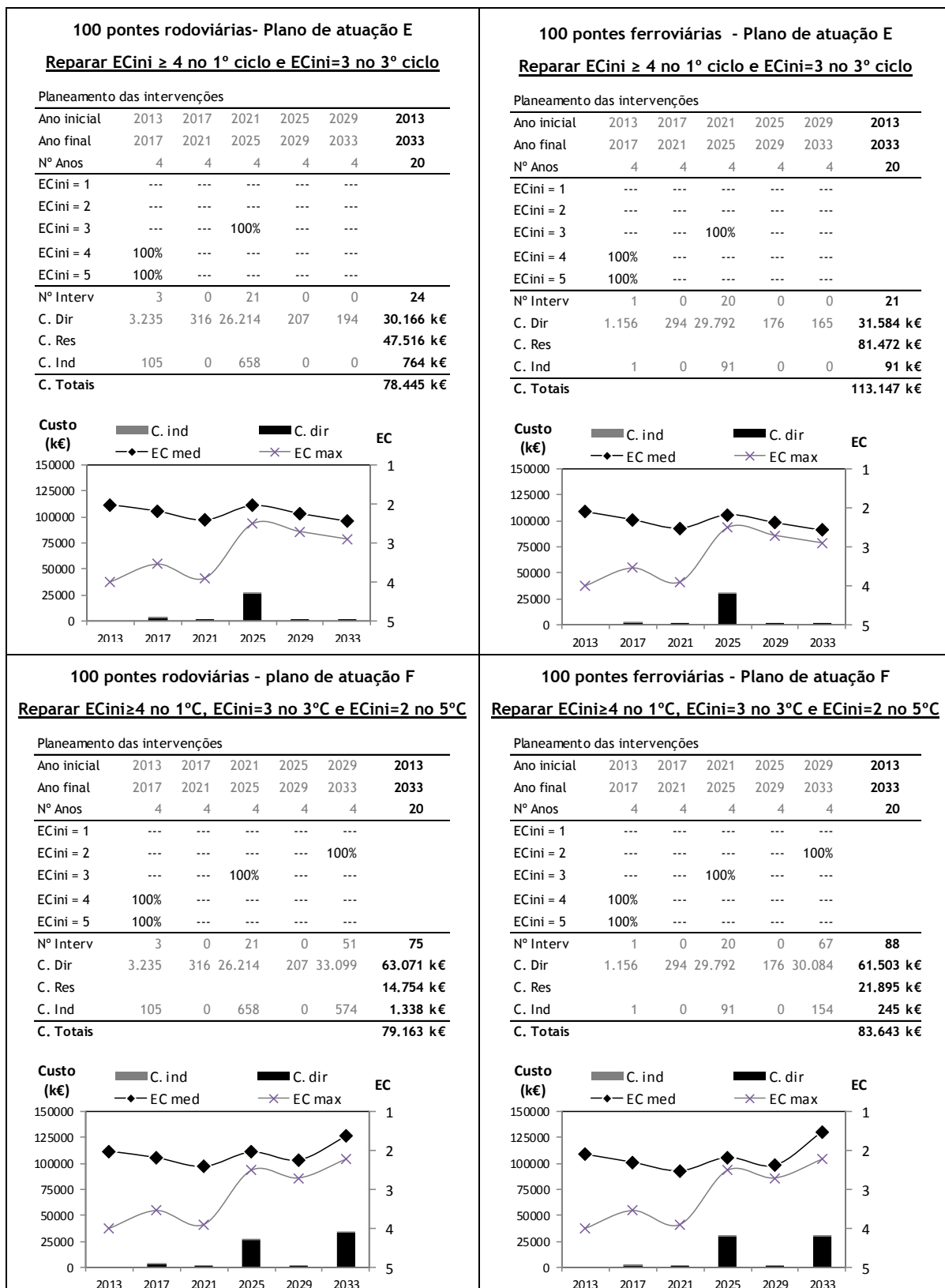


Tabela 6.38 - Custos obtidos para as 100 pontes rodoviárias e ferroviárias reais com planos de atuação pré-definidos que não cumprem os limites de performance



Na Tabela 6.36, a principal diferença entre os gráficos de previsão da evolução do estado de condição ao longo do tempo dos planos de atuação A e B, respectivamente relativos ao plano de mínimo custo total e ao plano de mínimo custo direto, é relativa ao último ciclo temporal. Quando se tem em conta todos os custos de ciclo de vida há a preocupação de manter o património num nível de performance mais regular, algo que não é tido em consideração quando apenas se minimizam os custos diretos a suportar num período temporal específico. Assim, no plano A as pontes das amostras terminam com um menor estado de condição máximo, correspondente a um nível de performance melhor que no plano B, onde o objetivo é minimizar os custos despendidos com as pontes ao longo dos 20 anos da análise. Do plano C para o plano D e do plano E para o plano F, as diferenças são relativas a uma melhoria do estado de condição final, quer em termos de valor máximo, quer em termos de valor médio, que resulta também das intervenções adicionais previstas no último ciclo temporal.

Comparando as tabelas anteriores pode ainda verificar-se que os planos otimizados, para além de garantirem o nível de performance pretendido, apresentam uma distribuição de custos mais uniforme ao longo do tempo, uma vez que as suas políticas de atuação não são definidas apenas tendo em consideração os níveis de estado de condição presentes da pontes e a correspondentes urgência de intervenção.

Para facilitar a comparação dos custos apresentados nas duas tabelas anteriores com os custos ótimos apresentados na Tabela 6.36, a Tabela 6.39 e a Tabela 6.40 apresentam ainda um resumo dos custos obtidos com os vários planos de atuação analisados, respectivamente relativos às amostras de pontes rodoviárias e ferroviárias. Nessas tabelas os valores a vermelho correspondem a resultados obtidos considerando a minimização dos custos totais e os valores a verde correspondem a resultados obtidos considerando a minimização dos custos diretos. De acordo com o indicado anteriormente, esses planos correspondem às seguintes situações:

- Plano A: plano otimizado que resulta da minimização dos custos totais;
- Plano B: plano otimizado que resulta da minimização dos custos diretos;
- Planos C e D: planos não otimizados que verificam os limites de performance;
- Planos E e F: planos não otimizados que não verificam os limites de performance.

Tabela 6.39 - Comparação dos custos dos diferentes planos de atuação em pontes rodoviárias

Custos (k€)	Planos ótimos		Outros planos de intervenção											
	A	B	C	ΔA	ΔB	D	ΔA	ΔB	E*	ΔA	ΔB	F*	ΔA	ΔB
C. Dir	29.917	28.401	32.474	9%	14%	65.380	119%	130%	30.166	1%	6%	63.071	111%	122%
C. Res	47.424	49.142	49.378	4%	0%	16.616	-65%	-66%	47.516	0%	-3%	14.754	-69%	-70%
C. Ind	764	763	771	1%	1%	1.345	76%	76%	764	0%	0%	1.338	75%	75%
C. Tot	78.105	78.306	82.623	6%	6%	83.341	7%	6%	78.445	0%	0%	79.163	1%	1%

* não verifica as restrições por ponte

A partir da tabela anterior, relativa a pontes rodoviárias, pode verificar-se que mesmo investindo mais dinheiro que o correspondente à solução ótima, pode não se conseguir verificar as restrições relativas ao nível de performance, como acontece nos planos E e F. Em relação aos planos em que se cumprem as restrições de performance, a solução ótima de mínimo custo total corresponde a uma poupança que no global ronda os 6% e que em termos de custos diretos corresponde a 9% e 119%, respetivamente para os planos C e D. Em comparação com a solução de mínimo custo direto, as soluções não otimizadas apresentam um diferencial de custos diretos ainda maior, de 14% e 130%, respetivamente para os planos C e D. Assim, a solução ótima, em relação ao plano D, corresponde a reduzir os custos diretos a menos de metade e os custos totais em cerca de 5 milhões de euros.

Tabela 6.40 - Comparação dos custos dos diferentes planos de atuação em pontes ferroviárias

Custos (k€)	Planos ótimos		Outros planos de intervenção											
	A	B	C	ΔA	ΔB	D	ΔA	ΔB	E*	ΔA	ΔB	F*	ΔA	ΔB
C. Dir	60.317	29.116	34.213	-43%	18%	64.132	6%	120%	31.584	-48%	8%	61.503	2%	111%
C. Res	21.020	83.503	85.714	308%	3%	26.137	24%	-69%	81.472	288%	-2%	21.895	4%	-74%
C. Ind	243	88	100	-59%	14%	254	5%	189%	91	-63%	3%	245	1%	178%
C. Tot	81.580	112.706	120.027	47%	6%	90.523	11%	-20%	113.147	39%	0%	83.643	3%	-26%

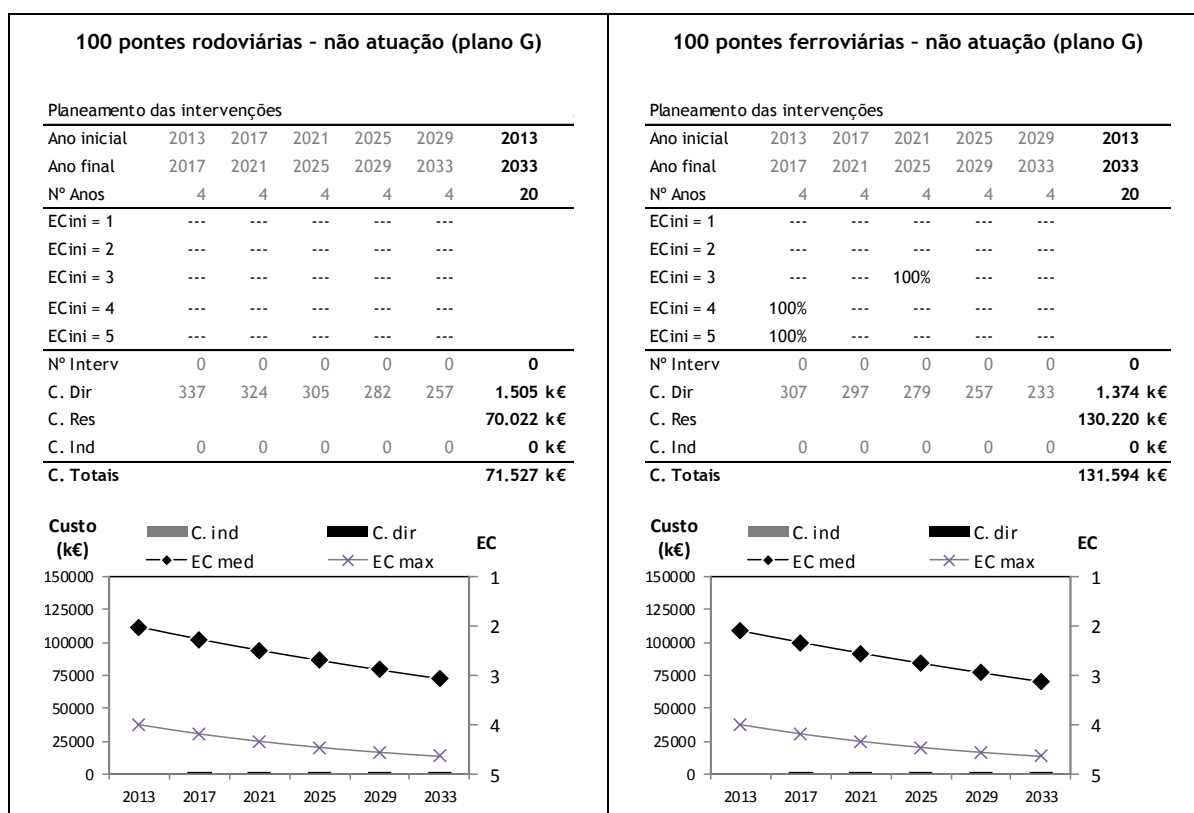
* não verifica as restrições por ponte

Nas pontes ferroviárias, tal como nas pontes rodoviárias, mesmo planeando investir mais dinheiro, sem recurso a um Sistema de Gestão pode não haver garantia de verificação das exigências de performance ao longo de um horizonte temporal de médio/longo prazo, como se pode verificar com os exemplos correspondentes aos planos E e F. Nas pontes ferroviárias, relativamente à solução de menor custo total, os planos de atuação correspondentes às várias políticas de atuação experimentadas representam um acréscimo de custos ainda mais significativo que nas rodoviárias. No plano C verifica-se uma variação de 47% dos custos totais associado ao acréscimo de custos residuais que resulta do estado das pontes no final do período analisado. Em termos apenas da minimização dos custos diretos suportados pela entidade

administradora, a solução ótima representa uma poupança de 5 milhões de euros, em comparação com o plano C, e de 35 milhões de euros em comparação com o plano D.

Para além dos cenários anteriores, podem ainda analisar-se os cenários sem intervenções ao longo do todo o período da análise (plano G), cujos resultados se apresentam na Tabela 6.41. A análise desses cenários é importante nomeadamente para ilustrar o que pode acontecer às pontes se nenhuma decisão for tomada relativamente ao seu acompanhamento. Como seria de esperar, nesse cenário de não atuação, os custos das intervenções são nulos e os custos residuais aumentam. Dessa forma, os custos totais sofrem um aumento ligeiro nas pontes rodoviárias e um aumento mais significativo nas pontes ferroviárias. No entanto, não prevendo intervenções, as pontes atingem estados de condição muito gravosos (próximos do último nível da escala) e, por essa razão, aos custos estimados terão ainda que ser somados os custos correspondentes ao risco de rotura. Esses custos de rotura, que podem ser calculados tendo em conta os potenciais danos humanos e materiais, certamente superarão de forma significativa o decréscimo de custos diretos e indiretos.

Tabela 6.41 - Resultados da não atuação nas 100 pontes rodoviárias e ferroviárias



A possibilidade de comparação de diferentes cenários permite assim avaliar as vantagens e desvantagens de uns em relação a outros. Para além disso, a inclusão do processo de otimização tem como vantagem poupar o tempo de uma análise comparativa dos diversos planos de atuação possíveis, permitindo identificar logo o que tem menor custo, de entre os que cumprem as restrições impostas. Evidencia-se dessa forma uma vantagem da metodologia de gestão que se apresenta em relação à de projetos como o LIFECON, onde apenas se comparam os custos de um conjunto de diferentes políticas de atuação, sem envolver um processo de otimização propriamente dito. Na verdade, quando se trata de custos envolvidos na gestão de um parque de pontes a médio ou longo prazo, uma pequena percentagem de redução do seu valor pode significar uma poupança de muito dinheiro, pelo que a sua minimização será sempre vantajosa.

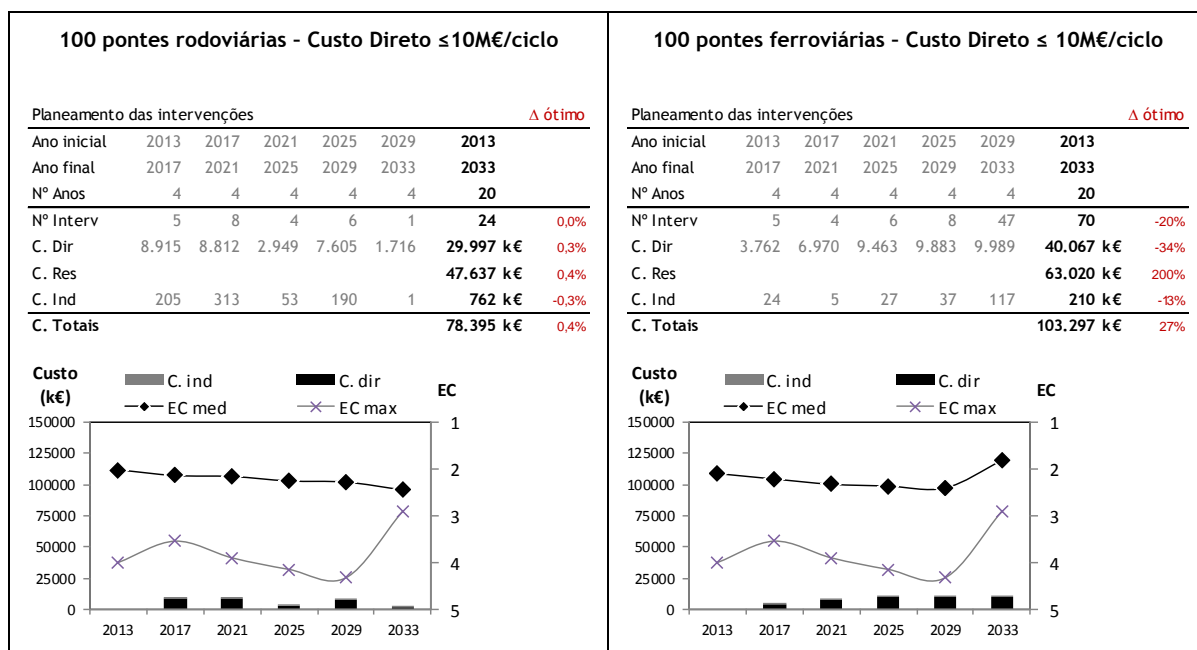
6.5.3. Consideração de restrições técnico-financeiras

O Sistema de Gestão permite ainda estabelecer restrições globais para o conjunto das obras de arte, por ciclo temporal ou para a totalidade do período de análise. Essas restrições podem limitar o número de intervenções ou qualquer uma das parcelas de custos considerada, de forma a permitir traduzir questões relacionadas com os recursos técnico-financeiros da entidade gestora. Para além disso, o utilizador pode ainda escolher o tipo de intervenção que pretende equacionar.

Para simular situações reais de gestão, a Tabela 6.42 apresenta os resultados obtidos quando apenas se permitem intervenções de reparação e se impõe uma restrição relativa a questões orçamentais. A restrição orçamental considerada corresponde à limitação dos custos diretos a 10 milhões de euros por ciclo temporal e foi imposta com o intuito de uniformizar o investimento ao longo do tempo.

No exemplo apresentado na Tabela 6.42, pode até verificar-se que a uniformização de custos até pode ser possível sem grande aumento dos custos totais, como acontece no caso das pontes rodoviárias. Nessas pontes, a solução ótima obtida sem restrições apenas ultrapassa os 10 milhões de euros de custo direto num dos ciclos temporais (Tabela 6.8), pelo que, para acomodar a restrição imposta, apenas foi necessário um pequeno ajuste das ações planeadas para os dois primeiros ciclos temporais, sem no entanto se alterar o número total de intervenções. Assim, esse ajuste apenas significa um acréscimo dos custos totais inferior a um ponto percentual, resultante de igual acréscimo dos custos residuais.

Tabela 6.42 - Resultados obtidos nas 100 pontes rodoviárias e nas 100 pontes ferroviárias quando se impõe um limite de custo direto por ciclo de 10M€



No caso das pontes ferroviárias a solução ótima sem restrições já ultrapassava os 10 milhões de euros de custo direto em mais ciclos temporais e com um maior valor (Tabela 6.8). Dada essa diferença, verifica-se quer uma alteração do número total de intervenções, quer uma alteração mais significativa da estimativa de custos. A diferença mais significativa resulta da diminuição do número de intervenções no último ciclo temporal, que visavam minimizar os custos residuais. Dessa forma, os custos diretos e indiretos até diminuem, mas os custos residuais quase que triplicam. Assim, sobretudo pelo fato de o limite orçamental imposto apenas permitir realizar algumas das reparações previstas para o último ciclo da análise na solução ótima, o custo total sofre um acréscimo de 27%.

O Sistema de Gestão apresentado permite assim ajustar os resultados às condicionantes inerentes à implementação prática das ações de condição das pontes a realizar ao longo do tempo. Nos exemplos apresentados o custo total de todo o período de análise sofreu, naturalmente, algum acréscimo em relação ao custo mínimo sem restrições, mas tornou possível uma distribuição muito mais regular do investimento nas pontes ao longo dos vários ciclos temporais considerados. Porém, importa também referir que, caso esses limites sejam estabelecidos de forma muito restritiva, poderá não ser possível encontrar uma solução que os verifique.

Nos casos apresentados, foi conseguida a homogeneização pretendida. Essa homogeneização é muitas vezes referida como importante pelas entidades gestoras, na medida em que depois de um período de menor investimento, pode ser difícil justificar um grande aumento da dotação orçamental. Para além disso, caso a entidade gestora tenha por exemplo que recorrer a um reforço de financiamento quando ultrapassa um determinado limite, o aumento de custo pode até ser compensado com a dispensa do recurso a esse tipo de operações financeiras.

6.5.4. Realização de uma otimização biobjetivo

A otimização adotada na metodologia de gestão permite considerar vários tipos de restrições de performance para cada uma das obras de arte. Essas restrições podem ser definidas em termos da limitação do estado de condição e, em conjunto ou em alternativa, da máxima probabilidade de estar em cada um dos dois piores níveis de estado de condição (EC4 e EC5). Assim sendo, calculando os custos mínimos para diferentes limites de performance é possível construir uma fronteira Pareto com dois objetivos - o custo e a performance. O Sistema de Gestão permite assim considerar uma otimização biobjetivo que tenha em conta a minimização dos custos e a maximização do nível de performance em simultâneo. Essas fronteiras Pareto poderão ajudar o decisor a escolher a situação que lhe é conveniente do ponto de vista desses dois importantes objetivos, que são de difícil compatibilização.

Para exemplificar as análises biobjetivo que poderão ser consideradas serão apresentados dois exemplos de determinação de fronteiras Pareto custo-performance. O primeiro exemplo mostra os resultados de uma otimização em que se minimiza o custo total para vários níveis de estado de condição, considerando ainda a sua diferenciação tendo em consideração a classe de vulnerabilidade de cada uma das pontes. O segundo exemplo apresenta os menores custos totais para diferentes limites de probabilidade máxima de estar no pior estado de condição (EC5), estabelecidos para o conjunto das pontes, sem diferenciação por classe de vulnerabilidade.

6.5.4.1. Custo total e estado de condição

Os resultados anteriormente apresentados consideravam um estado de condição (EC) máximo de 4 para a classe de vulnerabilidade intermédia, ajustável para cada ponte em função do respetivo nível de risco, de acordo com o apresentado na Tabela 5.11. No entanto, para conhecer melhor o impacto dessa limitação de performance nos resultados obtidos, pode experimentar-se a variação desse limite de EC4 relativo a níveis de risco médios, mantendo idênticos os ajustes para as restantes classes de vulnerabilidade.

Para cada um dos limites impostos para EC foram então obtidos os custos relativos às soluções ótimas que se apresentam na Figura 6.22 e na Figura 6.23, respetivamente para as pontes rodoviárias e para as pontes ferroviárias. Nessas figuras, para cada uma das colunas (cada coluna corresponde à imposição de um limite diferente de EC), é também indicado o maior EC (max EC) e a máxima probabilidade de estar no pior estado de condição (prob max EC5) registados ao longo do período de análise no conjunto de todas as pontes. O grupo de 7 colunas apresentado à esquerda nessas figuras indica os menores custos que permitem assegurar diferentes níveis de performance, correspondendo assim à fronteira *Pareto* de uma otimização em que se pretende minimizar o custo e maximizar a performance (minimizando os estados de condição). A coluna indicada mais à direita no gráfico indica ainda o resultado correspondente a um cenário de não atuação que, como se pode verificar, devido aos elevados custos residuais, nem sequer corresponde à solução de menor custos para esse nível de performance.

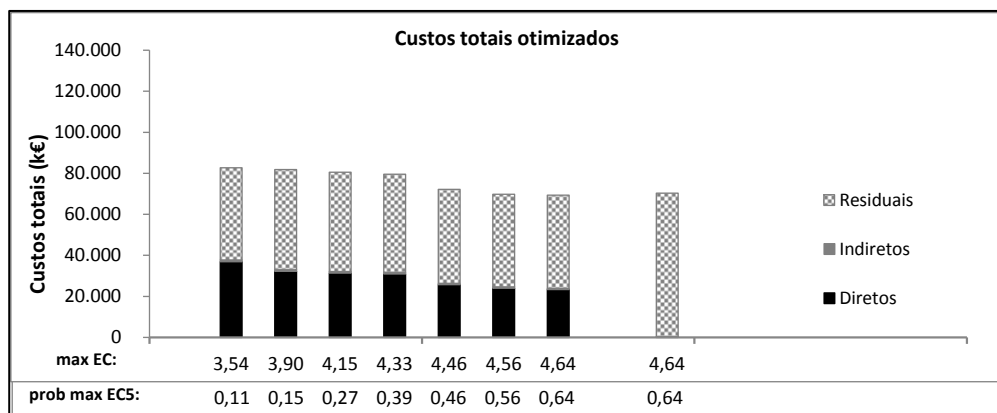


Figura 6.22 - Resultados ótimos para diferentes limites de EC - amostra de 100 pontes rodoviárias

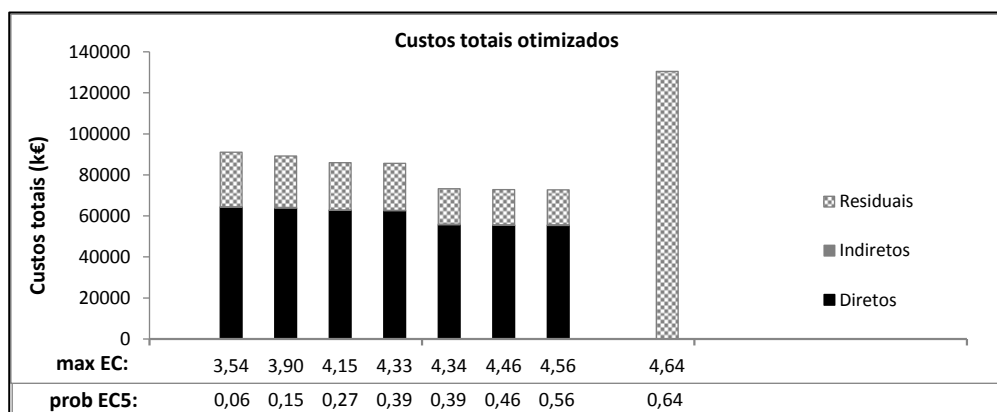


Figura 6.23 - Resultados ótimos para diferentes limites de EC - amostra de 100 pontes ferroviárias

A partir da análise dos gráficos da Figura 6.22 e da Figura 6.23 pode constatar-se que os custos diretos sobem quando se consideram maiores exigências de performance, por ser necessário prever mais intervenções. A partir dessas figuras é ainda possível comparar os custos necessários nas pontes rodoviárias e ferroviárias para garantir idênticos níveis de performance, podendo verificar-se que os segundos tendem a ser superiores aos primeiros, tal como se verificara também anteriormente.

Nas pontes rodoviárias (Figura 6.22) o incremento mais significativo dos custos totais observa-se quando se passa de um estado de condição máximo de 4,46 para 4,33 e nas pontes ferroviárias (Figura 6.23) isso acontece na passagem de um EC máximo de 4,34 para 4,33. Nesses casos, caso o gestor não consiga suportar esse diferencial de custos, essas fronteiras poderão ser definidoras do limite de performance a considerar. Para além disso, os gráficos apresentados também permitem detetar situações em que, com um pequeno aumento do orçamento, é possível ter um ganho significativo em termos de performance. Na Figura 6.22, relativa às pontes rodoviárias, pode observar-se que para reduzir o EC máximo de 4,15 para 3,90 e reduzir a máxima probabilidade de estar no pior estado de condição de 27% para 15% apenas é necessário aumentar os custos diretos em cerca de 3% e os totais em cerca de 2%. De forma similar, para as pontes ferroviárias, pode constatar-se que praticamente não há diferença entre o investimento necessário para garantir um EC máximo de 4,15 em vez de 4,33 (Figura 6.23). O decisor passa assim a dispor de ferramentas que o ajudam a tomar decisões relativas a questões como essas, relacionadas com ligeiros incrementos do valor de investimento, bem como a justificar as suas opções. Dessa forma o decisor poderá adotar o limite de performance que entender mais conveniente, tendo em conta as suas capacidades financeiras e a garantia de um melhor binómio custo-benefício.

6.5.4.2. Custo total e máxima probabilidade de estar em EC5

A fronteira de Pareto correspondente ao mínimo custo total para diferentes probabilidades de estar no pior estado de condição (EC5) é a apresentada na Figura 6.24. Essa fronteira foi definida através do estudo de diferentes cenários, com limites máximos para essa probabilidade a variar entre 5% e 64%. O limite superior foi estabelecido tendo em conta a máxima probabilidade de EC5 quando não há qualquer intervenção ao longo de todo o período de análise. O limite inferior foi escolhido tendo em conta a máxima probabilidade de estar em EC5 que se verifica com o máximo número de reparações por ciclo, tendo em conta que se definiu que apenas se permitem intervenções a partir de um estado de condição de 2,5.

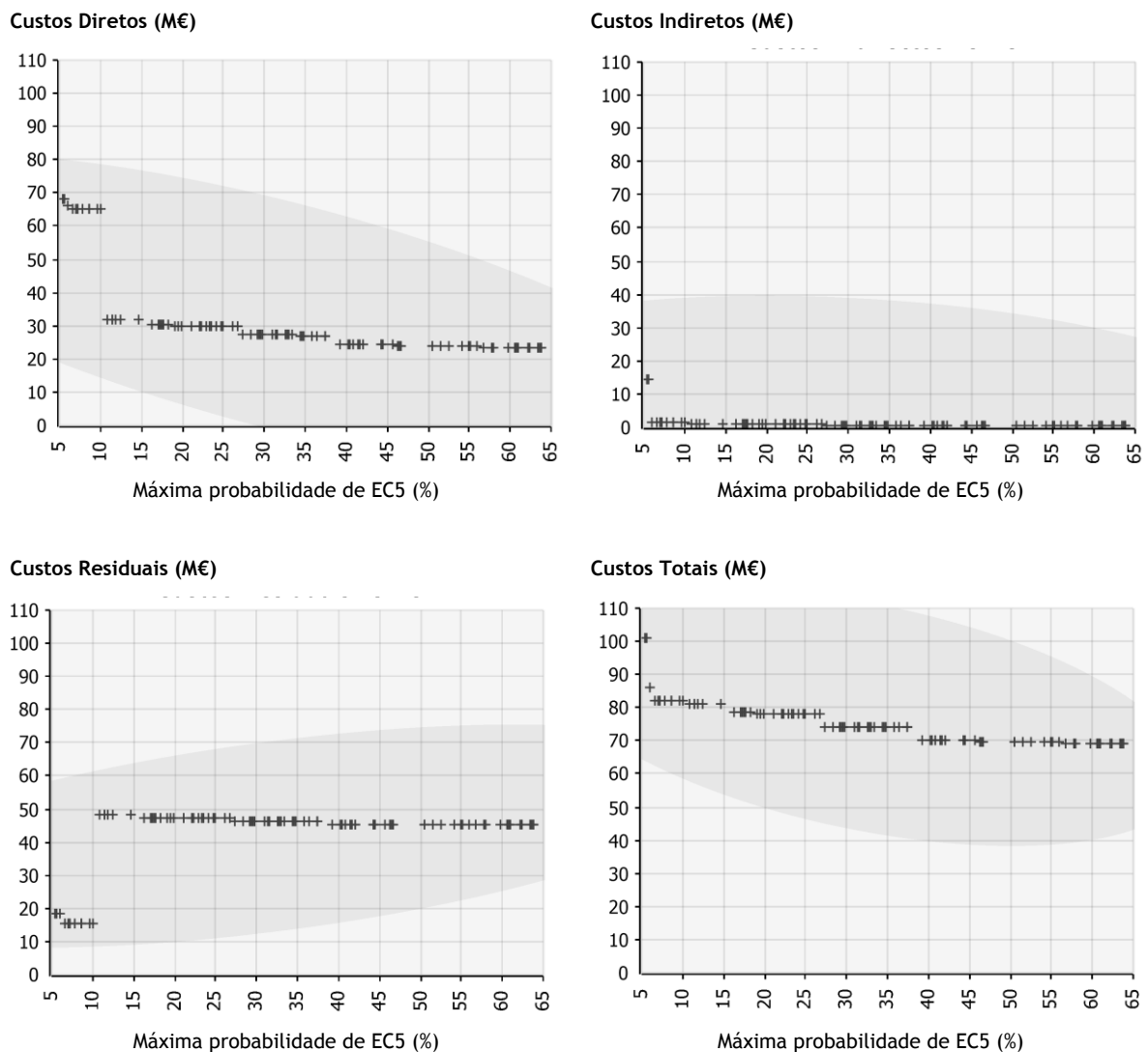


Figura 6.24 - Relação entre a máxima probabilidade de estar em EC5 e as várias parcelas de custos que resultam da minimização dos custos totais na amostra das 100 pontes rodoviárias

Na Figura 6.24 pode verificar-se que a diminuição da máxima probabilidade de estar em EC5 conduz a um aumento dos custos diretos e indiretos, por vezes acompanhado de uma diminuição dos custos residuais, uma vez que o estado das pontes passa a ser melhor. O aumento dos custos totais para níveis mais exigentes de performance (ilustrado no gráfico do canto inferior direito da Figura 6.24) apresenta alguns patamares, que permitem ao decisor perceber qual a menor probabilidade máxima de estar em EC5 em cada um dos níveis de custo. A partir da sua análise é possível constatar que o nível de custos correspondente a cerca de 40% de probabilidade de EC5 é sensivelmente o mesmo de probabilidades maiores, pelo que não será sensato considerar limites ligeiramente superiores a esse. Para além disso, percebe-se que por volta dos 38%, dos 27% e dos

15% de probabilidade máxima de estar em EC5, com um ligeiro aumento de custos pode ser possível reduzir a máxima probabilidade de estar em EC5 e diminuir o risco associado às obras de arte. Por volta dos 10% de probabilidade de EC5, pode verificar-se que, embora a diferença em termos de custos totais não seja notória, verifica-se um grande aumento do custo direto que poderá corresponder a um investimento que a administração das pontes pode não conseguir suportar - nesse caso, os custos totais só não variam muito porque o aumento dos custos diretos é em grande parte compensado com a redução da estimativa efetuada para os custos residuais, resultante da melhoria do nível de performance das obras de arte no final do período em análise. Próximo dos 5% de máxima probabilidade de EC5 também se verifica um aumento expressivo dos custos indiretos, uma vez que passam também a ser previstas algumas substituições. Assim, tal como era de esperar e se pode observar por volta desses 5%, quando se é muito exigente em termos de performance, os custos diretos, indiretos e totais evidenciam um incremento significativo.

6.6. Considerações finais

A apresentação dos resultados obtidos para os parques de pontes reais permitiu demonstrar a aplicabilidade do Sistema de Gestão, bem como evidenciar as principais vantagens da sua utilização. A metodologia de gestão foi aplicada a duas amostras de 100 pontes, em betão, atualmente em funcionamento em Portugal. As pontes incluídas nessas duas amostras foram escolhidas de forma a serem representativas do universo das pontes rodoviárias da EP e das pontes ferroviárias da REFER, pelo que se espera que os resultados obtidos possam traduzir situações reais desses dois tipos de obras de arte. Para além disso, na análise de sensibilidade, para testar e perceber os resultados obtidos em cada um dos vários tipos de ponte possíveis, com diferentes dimensões e tipos de vias, foram ainda considerados algumas outras pontes, designadas por padrão. As amostras de pontes padrão, cuja definição foi feita a partir das amostras de pontes reais, permitiram então verificar os resultados relativos a cada um dos vários tipos de ponte possíveis, com uma probabilidade idêntica.

Tendo em conta a recomendação da União Europeia para análises de custo benefício (Commission, 2008), o período temporal escolhido para análise foi de 20 anos. Uma análise a 20 anos permite considerar um horizonte temporal de médio prazo, sem no entanto se afastar demasiado do tempo presente, de forma a evitar considerar dados relativos a instantes onde a incerteza pode ser demasiado grande. Esses 20 anos foram distribuídos equitativamente pelos cinco ciclos temporais. Dessa forma, os 4 anos de cada ciclo correspondem sensivelmente ao intervalo de tempo adotado entre as inspeções principais das pontes. De qualquer forma, foi

possível constatar que a alteração da distribuição do período total de análise pelos vários ciclos não tem impacto nos resultados da análise. Por outro lado, com a alteração do período temporal total considerado já se verificam alterações significativas. Quando se experimentou alargar a análise para 40 anos, foi possível constatar que, conforme é referido no projeto Innotrack (2007b), mudar o horizonte temporal pode ter um impacto significativo nos resultados.

Nas análises efetuadas, os custos estimados para as pontes ferroviárias foram ligeiramente superiores aos estimados para as pontes rodoviárias. Por se dispor de um número muito reduzido de registos históricos relativo a intervenções realizadas num passado recente em pontes ferroviárias de betão portuguesas, essa estimativa foi efetuada considerando iguais custos unitários nos dois tipos de pontes. Porém, a diferença observada resulta de se ter considerado que nas pontes ferroviárias, onde a interdição da via para substituição da ponte não pode ser equacionada, os custos de substituição são maiores. Dessa forma, os custos residuais são maiores nas pontes ferroviárias do que nas pontes rodoviárias e há necessidade de prever mais intervenções, particularmente no final do período de análise, razão pela qual os custos totais acabam por ser maiores.

Relativamente aos vários custos estimados, pode dizer-se que os custos diretos são em geral a parcela mais expressiva. Contudo, nos casos em que o estado das obras de arte previsto para o final do período de análise não é muito bom, os custos diretos podem ser superados pelos custos residuais. Na parcela de custos diretos, conforme se esperava, os custos de manutenção são desprezáveis em relação aos custos de intervenção. No entanto, a consideração dos custos de manutenção na análise deve manter-se uma vez que permite efetuar uma previsão mais completa das necessidades financeiras futuras. Analisando os custos diretos obtidos, pode verificar-se que o valor médio anual ronda os 6€/m²/ano para as pontes rodoviárias e aumenta para 15€/m²/ano nas pontes ferroviárias, pelo que corresponderá a 5 e 14 vezes o custo de inspeção e manutenção, respetivamente. Considerando que o valor patrimonial das obras de arte poderá rondar os 1000€/m², os gastos anuais de inspeção, manutenção e reparação obtidos para as pontes rodoviárias correspondem a 0,6% desse montante, situando-se assim dentro da gama referida nos projetos BRIME e COST (0,4% a 1,3%), anteriormente apresentada no capítulo 4. Com uma maior velocidade de degradação esse valor tende a aumentar mas mantém-se ainda dentro da gama referida nas publicações desses projetos. Todavia, nas pontes ferroviárias essa percentagem já é superior. Relativamente aos custos médios por intervenção observou-se uma grande variação, em função das dimensões da obra de arte e do estado de condição previsto para o instante da intervenção, pelo que não é possível identificar o valor mais frequente.

Os custos indiretos da realização das intervenções, correspondentes sobretudo ao tempo extra que os passageiros despendem ao passar sobre as pontes em obras, serão de pequena importância

relativa face às restantes parcelas de custos. De facto, como os custos indiretos são sobretudo significativos nas substituições e as intervenções previstas são quase sempre de reparação, não seria de esperar que esses custos chegassem a representar mais do que alguns pontos percentuais dos custos totais. No entanto, os custos indiretos não devem ser desprezados porque, para além de ser importante que os decisores tenham em consideração os impactos colaterais das suas ações, podem vir a ter algum impacto na identificação da solução ótima de atuação. De acordo com o que se mostrou anteriormente, a inclusão ou exclusão dos custos indiretos no conjunto de parcelas de custos a minimizar, pode fazer adiar ou antecipar alguns anos algumas das intervenções planeadas (Tabela 6.31). Para além disso, como se referiu no capítulo relativo ao modelo de custos, o decisor pode até pretender considerar essa parcela de custos de forma ampliada, por exemplo com a multiplicação por um coeficiente de majoração, para traduzir outros tipos de custos indiretos, como os ambientais, que possam ser diretamente relacionáveis com os custos de utilização estimados. Assim, particularmente nesses casos, a consideração dos custos indiretos pode ter impacto nos resultados da análise.

Os custos residuais traduzem de forma inversa o valor das pontes no final da análise, pelo que permitem evitar que as pontes possam estar em piores estados nos últimos ciclos temporais. Os custos residuais acabam por ser mais preponderantes nas pontes ferroviárias uma vez que, dadas as condicionantes de interdição da circulação nesse tipo de vias, são considerados custos de substituição maiores. Por essa razão, nas pontes ferroviárias são previstas mais intervenções no último ciclo temporal. De facto, sobretudo nas pontes ferroviárias, os custos residuais podem ser bastante expressivos na análise e, quando se pretende minimizar os custos totais, podem mesmo acabar por influenciar significativamente o plano ótimo de atuação.

A previsão do comportamento das pontes ao longo do tempo será sempre envolta em alguma incerteza, não só pela complexidade associada a estruturas como as pontes, mas também pela dificuldade de definição de algumas variáveis e pela imprevisibilidade inerente à antecipação de ocorrências futuras. Para além disso, essa incerteza aumenta quanto maior o afastamento ao instante presente, pelo que se deve prever uma revisão periódica da análise, que permita ir fazendo uma atualização com a informação que entretanto for sendo recolhida. Aliás, na própria estimativa de custos de ciclo de vida há também algumas variáveis de difícil definição, de que pode redundar também alguma variabilidade dos resultados da análise. Para perceber a influência que essas variáveis podem ter nos resultados da análise foi efetuada uma análise de sensibilidade, cujos principais resultados se resumem na Tabela 6.43. Essa tabela classifica o máximo impacto que a variação espectável para cada uma das variáveis com incerteza teve nos resultados da análise, em termos de número de intervenções previstas e em termos de cada uma das parcelas de custos, para além de fazer ainda uma classificação das mesmas relativamente ao seu impacto global. Essa classificação do impacto global de cada uma das variáveis foi atribuída

tendo sobretudo em conta a sua preponderância para a determinação do número de intervenções, para da sua influência na estimativa nos custos totais, por serem os resultados mais relevantes da análise.

Tabela 6.43 - Resultados da análise de sensibilidade

Variável	Impacto máximo nos resultados					Global
	Int.	CD	CI	CR	CT	
Mod. Degradação	Pequeno	Pequeno	Pequeno	Pequeno	Pequeno	Pequeno
Período de análise	Pequeno	Pequeno	Pequeno	Pequeno	Pequeno	Pequeno
Distribuição por ciclos	Pequeno	Pequeno	Pequeno	Pequeno	Pequeno	Pequeno
Taxa de atualização monetária (TA)	Muito elevado	Muito elevado	Pequeno	Pequeno	Pequeno	Pequeno
Redução de custos para EC2 (FC EC2)	Muito elevado	Pequeno	Pequeno	Pequeno	Pequeno	Pequeno
Redução de custos para EC3 (FC EC3)	Muito elevado	Pequeno	Pequeno	Pequeno	Pequeno	Pequeno
Aumento de custos para EC5 (FC EC5)	Pequeno	Pequeno	Pequeno	Pequeno	Pequeno	Pequeno
Custos de inspeção e manutenção	Pequeno	Pequeno	Pequeno	Pequeno	Pequeno	Pequeno
Custo direto unitário (CDU)	Pequeno	Pequeno	Pequeno	Pequeno	Pequeno	Pequeno
Custo de substituição	Pequeno	Pequeno	Pequeno	Pequeno	Pequeno	Pequeno
Duração de uma reparação (DUR)	Pequeno	Pequeno	Pequeno	Pequeno	Pequeno	Pequeno
Tempo com condicionamento da circulação (PER)	Pequeno	Pequeno	Pequeno	Pequeno	Pequeno	Pequeno
Taxa de variação de tráfego (TVT)	Pequeno	Pequeno	Pequeno	Pequeno	Pequeno	Pequeno
Custo horário (CH) - rodovias	Pequeno	Pequeno	Pequeno	Pequeno	Pequeno	Pequeno
Custo por quilómetro (CK) - rodovias	Pequeno	Pequeno	Pequeno	Pequeno	Pequeno	Pequeno
Valorização do atraso (VA) - ferrovias	Pequeno	Pequeno	Pequeno	Pequeno	Pequeno	Pequeno

Int. - Nº de intervenções	Insignificante
CD - Custo direto	Pequeno
CI - Custo indireto	Médio
CR - Custo residual	Elevado
CT - Custo total	Muito elevado

Conforme se pode verificar através da análise da Tabela 6.43, a variável que mostrou ter maior influência nos resultados foi a taxa de atualização monetária (TA), um parâmetro já habitualmente considerado relevante em análises de custos de ciclo de vida. Essa taxa tem um impacto muito elevado não só na estimativa dos custos diretos, como na determinação das intervenções a realizar, pelo que pode ter uma influência muito considerável na decisão. Contudo, uma vez que essa taxa depende da inflação e de outras variáveis económicas difíceis de definir, o seu valor será sempre uma fonte de incerteza, pelo que importa informar o decisor relativamente à variabilidade que daí poderá advir.

Com a aplicação do Sistema de Gestão de Pontes apresentado foi também possível constatar que, tal como se antecipara no capítulo 3, a escolha do modelo de degradação pode ter um impacto

significativo nos resultados da análise. Esse impacto é particularmente relevante na medida em que se pode refletir no número de intervenções a implementar, como se pode constatar a partir da Tabela 6.43. É, no entanto, de ressaltar que os vários modelos de degradação considerados são diferentes em vários aspectos. Os três modelos de degradação comparados - Orcesi-Cremona, Roelfstra e Devaraj - consideram escalas distintas para o estado de condição, pelo que, apesar de se ter considerado uma conversão para o mesmo número de níveis, poderá ainda haver pequenas diferenças relacionadas com esse facto. Para além disso, o modelo de Devaraj não engloba apenas pontes de betão, algo que será natural que tenha influência no tipo de degradação. Verificou-se ainda que, como seria de esperar, a diferenciação dos modelos tendo em conta a agressividade ambiental da ponte tem uma enorme importância em termos da previsão da degradação e, conseqüentemente, também em termos de previsão das necessidades financeiras. Por outro lado, no modelo não-estacionário considerado, a idade já não parece ter uma influência muito significativa na previsão do estado de condição. De qualquer forma, importa ainda desenvolver mais investigação no sentido de encontrar modelos de degradação adequados aos diversos tipos de pontes, uma vez que, conforme se mostrou, as variações na previsão da degradação podem afetar significativamente os resultados obtidos. Entretanto, na escolha do modelo de degradação deve então procurar-se a maior similaridade possível entre o tipo de análise que se pretende efetuar e os pressupostos inerentes ao desenvolvimento do próprio modelo de degradação, particularmente no que diz respeito ao tipo de agressividade ambiental.

O período temporal escolhido para a análise de custo de ciclo de vida tem também alguma importância nos resultados obtidos. O número de anos considerado pode afetar significativamente a estimativa de custos, contudo, o seu impacto na determinação do planeamento ótimo das intervenções seja muito pouco relevante. Para além disso, também foi possível constatar que a distribuição do período temporal escolhido para análise pelos cinco ciclos temporais não tem influência nos resultados.

A análise de sensibilidade mostrou ainda que o custo direto unitário (CDU) é das variáveis com maior relevância nos custos diretos e residuais. Para além disso, como os custos indiretos são muito pouco significativos, a variação desse parâmetro traduz-se praticamente de forma direta na variação dos custos totais, onde o seu impacto acaba por ser também muito relevante. No entanto, a variação do CDU não tem praticamente influência no plano ótimo de atuação, pelo que a sua definição de forma mais precisa é sobretudo importante para diminuir a variabilidade associada à estimativa das necessidades financeiras futuras.

Para além desses parâmetros, importa ainda ter em atenção as variações associadas aos fatores de condição (FC EC) usados para corrigir os custos de intervenções quando o estado de condição é diferente de 4. Esses fatores, embora tenham pouco impacto em termos de custos totais, podem

implicar algumas alterações do plano ótimo de atuação, particularmente no último ciclo temporal. Contudo, uma vez que se recomenda uma atualização periódica da análise, as alterações das intervenções previstas para o último ciclo temporal não são muito relevantes. Porém, em alguns casos, a variação do fator de correção de custos para EC3 (FC EC3) também mostrou ter impacto nas ações planeadas para ciclos anteriores. Por essa razão, em trabalhos futuros, será importante tentar calibrar melhor esse e também os restantes fatores de condição.

A variabilidade inerente aos custos de inspeção e manutenção é pouco relevante pelo facto desses custos assumirem valores com uma ordem de grandeza muito inferior à dos restantes custos envolvidos. Uma vez que a maioria das intervenções previstas são reparações, os custos de substituição acabam por ter apenas alguma influência nos custos residuais e, conseqüentemente, também alguma influência no número de intervenções, sem que no entanto isso se traduza num impacto muito significativos nos resultados globais da análise.

Os restantes parâmetros definidos com alguma incerteza são os envolvidos na determinação dos custos indiretos e acabam por ser aqueles onde a variabilidade associada à definição do seu valor pode ser maior. No entanto, uma vez que a parcela dos custos indiretos representa apenas uma pequena parte da globalidade dos custos, essa variabilidade acaba por não ter grande impacto nem no número de intervenções, nem na estimativa dos custos totais.

Foi também realizada uma análise probabilística, que se apresenta, que permitiu confirmar e complementar os resultados obtidos na análise de sensibilidade determinística, para além de informar o decisor relativamente à variabilidade que poderá estar associada às previsões efetuadas. Essa análise permitiu verificar que a variação conjunta dos vários parâmetros com incerteza, se traduz numa incerteza menor que a resultante do somatório das variações positivas ou negativas obtidas na análise de sensibilidade parâmetro a parâmetro. Esse efeito já era esperado, até porque, como a maioria das funções densidade de probabilidade consideradas são do tipo triangular, a ocorrência dos valores extremos é muito menos provável que a dos valores centrais. O coeficiente de variação dos resultados das simulações efetuadas pelo Método de Monte Carlo, obtido quer para a amostra das pontes rodoviárias, quer para a amostra das pontes ferroviárias, foi de 25%. De qualquer forma, investindo numa caracterização mais precisa das variáveis identificadas como sendo mais relevantes para a análise será possível, em análises futuras, reduzir essa gama de variação dos resultados. Para tal, importa continuar a observar os registos relativos às obras que entretanto vierem a ser realizadas, tentando definir de forma mais precisa o valor de CDU e os fatores de condição, uma vez que a incerteza associada à taxa de atualização monetária será sempre algo difícil de mitigar.

A aplicação do Sistema de Gestão aos casos de estudo permite evidenciar as suas potencialidades no apoio à decisão. O sistema consegue encontrar o melhor plano de atuação, tendo em conta a realidade do gestor, e permite fundamentar a escolha dessa solução através de informação objetiva, demonstrando também as suas vantagens em relação a outros planos de atuação. Através da otimização biobjetivo, a metodologia permite analisar as melhores soluções em termos de custos e benefícios, simultaneamente, para que o gestor possa escolher o limite de desempenho a adotar. O nível de performance pretendido pode ser definido de forma diferenciada para cada uma das obras de arte, tendo por exemplo em consideração a sua classe de vulnerabilidade perante um determinado risco. Para além disso, o Sistema de Gestão permite comparar diversos cenários de atuação, incluindo o de não-atuação, de forma a evidenciar as vantagens da solução escolhida. A procura da solução ótima pode ainda ser feita tendo em conta os vários tipos de restrições, de natureza técnica ou financeira, definidos pelo utilizador por ciclo temporal ou para a globalidade do período de análise. Dessa forma, para além de ser possível assegurar um determinado nível de segurança nas pontes, pode por exemplo conseguir-se garantir uma certa uniformidade do investimento ao longo do tempo.

O sistema permite identificar o planeamento das intervenções que corresponde ao menor custo de ciclo de vida, permitindo poupar quantias consideráveis relativamente a outros cenários de atuação estabelecidos de forma não otimizada. A possibilidade de estimar, com bastante antecedência, as necessidades de investimento futuras é outra das vantagens da aplicação do Sistema de Gestão. Como se trata de uma previsão relativa a instantes futuros, envolta portanto em alguma incerteza, essa estimativa pode ainda ser apresentada de forma probabilística para alertar desde logo para a sua tendência de variação.

A finalizar reforça-se que as aplicações do Sistema de Gestão permitiram evidenciar a sua utilidade na gestão de um parque de pontes em funcionamento, num horizonte temporal de médio ou longo prazo, nomeadamente aos seguintes níveis: garantia do nível de segurança pretendido para as diversas pontes, entre outras restrições técnico-financeiras; apoio à tomada de decisão e à fundamentação das opções adotadas; planeamento otimizado das intervenções e previsão probabilística do investimento necessário ao longo do tempo.

CAPÍTULO 7.

CONCLUSÕES

O acompanhamento das pontes ao longo do tempo é uma tarefa de elevada complexidade e responsabilidade. O Sistema de Gestão de Pontes apresentado foi desenvolvido com o intuito de assessorar as entidades responsáveis por esse tipos de infraestruturas na garantia da segurança e na otimização de recursos a médio ou longo prazo.

O Sistema de Gestão desenvolvido processa a informação habitualmente disponível em relação aos parques de obras de arte em funcionamento para identificar a melhor estratégia de atuação. Esse processamento envolve um modelo de previsão de degradação e um modelo probabilístico de estimativa de custos, integrados numa metodologia de otimização que permite identificar o planeamento das intervenções de menor custo de ciclo de vida.

A aplicação do Sistema de Gestão de Pontes aos casos de estudo foi feita com sucesso, evidenciando a sua facilidade de implementação e as suas vantagens no apoio à decisão e à fundamentação das opções escolhidas. O Sistema de Gestão permite identificar o plano de intervenções de mínimo custo de ciclo de vida que respeita as condicionantes relativas ao parque de pontes, tendo em conta os critérios que são mais relevantes para a entidade administradora. Dessa forma, o Sistema de Gestão desenvolvido pode contribuir para melhorar a prática de gestão em países como Portugal.

7.1. Conclusões finais

A gestão de pontes é uma temática de grande relevância e atualidade. O Sistema de Gestão de Pontes apresentado foi desenvolvido após o estudo do estado da arte das diversas áreas de investigação que se relacionam com o assunto, das ferramentas existentes para apoio à decisão e das práticas correntes de gestão de pontes em Portugal. Tendo em conta as necessidades identificadas, o Sistema de Gestão foi estruturado de forma a permitir uma análise estratégica, a médio ou longo prazo, de um parque de obras de arte rodoviário ou ferroviário.

Tendo presente os objetivos traçados, o indicador de desempenho considerado foi o estado de condição das pontes, um parâmetro habitualmente registado nas inspeções periódicas das pontes. A sua evolução ao longo do tempo foi estudada com recurso a modelos de degradação probabilísticos baseados em matrizes de Markov. Para escolher o modelo de degradação a adotar na aplicação aos casos de estudo, foi feito um estudo comparativo de propostas de diferentes autores. Dada a grande complexidade inerente à previsão da degradação de estruturas com tão grande diversidade, nesse estudo comparativo foi possível observar algumas diferenças entre os vários modelos, permitindo observar a grande importância da agressividade ambiental na degradação e constar que a influência da idade da ponte na evolução do estado de condição já não é tão relevante. Embora o sistema permita considerar tanto as matrizes de Markov estacionárias como as não-estacionárias, o estudo efetuado permitiu concluir que a consideração de matrizes de Markov estacionárias pode ser uma simplificação aceitável.

No modelo de custos foram avaliados os custos associados às diversas intervenções nas pontes. Nesse modelo foram considerados tanto os custos diretos, a suportar pela administração da ponte, como alguns custos indiretos. Os custos indiretos considerados traduzem o impacto da realização dessas intervenções para os utilizadores das vias associadas às obras de arte, para que possam ser tidos em conta no processo de decisão. Uma vez que o período temporal da análise não engloba todo o período de vida das pontes, foram ainda estimados alguns custos residuais, tendo em conta a idade e o estado de condição previsto para cada uma das pontes no final da análise, de forma a traduzir a maior ou menor urgência de intervenções posteriores.

Para conseguir estimar as diversas parcelas de custos foi necessário realizar um estudo relativo aos custos de ciclo de vida das pontes, elaborado com base em informação bibliográfica, em registos históricos e ainda em informação definida por *expert judgement*. A recolha dessa informação não foi fácil devido à insuficiência de fontes e de dados de custos, resultante quer de algumas reservas na disponibilização desse tipo de informação, quer de uma prática de recolha de informação pouco sistemática. No entanto, conseguiu-se estabelecer uma colaboração com a

EP e com a REFER que, para além de permitir conhecer mais de perto as práticas de gestão, também tornou possível a conjugação dos valores de custos referidos na bibliografia com os valores habitualmente praticados em casos reais. O tratamento estatístico dos dados reunidos permitiu concluir que embora o custo de intervenção por área de tabuleiro seja bastante variável nas obras de arte de pequeno comprimento, esse parâmetro acaba por apresentar alguma regularidade para comprimentos maiores. Com o estudo foi possível caracterizar, para pontes de betão, as principais variáveis envolvidas na estimativa dos custos de ciclo de vida. A aplicação desses valores aos casos de estudo permitiu verificar que os resultados obtidos são coerentes com os habitualmente referidos na bibliografia.

A conservação de pontes ao longo do tempo envolve avultados custos que importa minimizar. Nesse sentido, para além do modelo de previsão da degradação e do modelo de estimativa de custos de ciclo de vida, a metodologia recorre a um processo de otimização. No módulo de otimização reúne-se toda a informação proveniente dos restantes módulos, para comparar diversos cenários de intervenção possíveis e determinar o plano de intervenção de menor custo de ciclo de vida. Nesses cenários podem ser equacionados diversos tipos de reparação, de natureza mais preventiva ou corretiva, para além de substituições, caso o gestor pretenda também englobar esse tipo de considerações na análise. O módulo de otimização foi desenvolvido com base em algoritmos genéticos que, no âmbito do respetivo processo de validação e calibração, se mostraram adequados para a resolução do problema em questão. Uma das vantagens do processo de otimização adotado é a possibilidade de consideração de vários tipos de restrições técnico-financeiras que permitem ajustar a análise às condicionantes específicas da entidade gestora. Para além disso, a metodologia adotada possibilita uma otimização biobjetivo, que pode ter simultaneamente em conta a minimização do custo e a maximização da performance. Dessa forma, podem obter-se diversas soluções ótimas, para diferentes níveis de exigência, definindo uma fronteira de Pareto que poderá ajudar o gestor a decidir relativamente ao nível de performance a adotar. O módulo de otimização permite então apoiar os gestores na tomada de decisões e na fundamentação das suas opções.

A aplicação do Sistema de Gestão que resulta do presente trabalho de investigação foi testada em parques de pontes portuguesas. Para considerar tanto pontes rodoviárias, como ferroviárias, foram escolhidas 100 pontes da EP e 100 pontes da REFER, todas elas em betão e atualmente em funcionamento em Portugal. Para além dessas, foram ainda consideradas algumas pontes rodoviárias e ferroviárias designadas por padrão, com o intuito de permitir a análise de pontes de dimensões variadas, nos diferentes níveis de estado de condição e localizadas em diversos tipos de via.

O Sistema de Gestão de Pontes foi aplicado com sucesso aos casos de estudo. A análise desses conjuntos de obras de arte, relativamente a um período de 20 anos, permitiu determinar o planeamento ótimo das intervenções a realizar ao longo desse horizonte temporal e estimar as necessidades financeiras inerentes à sua implementação. O número de intervenções previsto e os custos estimados foram maiores nas pontes ferroviárias do que nas pontes rodoviárias. Porém, importa lembrar que, uma vez que o número de registos históricos relativo a intervenções realizadas em pontes ferroviárias de betão era muito reduzido, a estimativa dos parâmetros de custos nesse tipo de obras de arte foi efetuada considerando os mesmos valores das pontes rodoviárias. Por essa razão, a diferença observada resulta sobretudo de se ter considerado que nas pontes ferroviárias as condicionantes de interdição das vias associadas são maiores. Dessa forma, os custos de substituição são maiores e os custos residuais tornam-se mais relevantes. O modelo fica assim preparado para estimar os custos nesses dois tipos de pontes, porém, melhores comparações só serão possíveis quando, em análises futuras, se conseguir caracterizar de forma mais precisa os parâmetros de custos relativos a pontes ferroviárias.

Relativamente às várias parcelas de custos estimadas pode concluir-se que as mais significativas são as relativas aos custos diretos e aos custos residuais, sendo em geral a primeira a maior das duas. Como nos casos estudados não foi necessário prever intervenções de substituição, a estimativa de custos indiretos foi pouco expressiva em relação aos restantes custos. Os custos indiretos avaliados, relativos aos custos extraordinários de circulação e de tempo associados às intervenções nas pontes, não chegam a representar mais do que alguns pontos percentuais dos custos diretos associados. Todavia, tratando-se de infraestruturas associadas à prestação de um serviço de interesse público, esses custos devem ser tidos em consideração.

Dada a natureza preditiva da análise, haverá sempre alguma incerteza associada aos dados considerados e aos resultados obtidos. Para informar o decisor relativamente à probabilidade de variação dos resultados recorreu-se a uma análise probabilística. As variáveis com mais incerteza foram definidas através de funções densidade de probabilidade e a caracterização da variabilidade dos resultados foi feita com recurso ao método de Monte Carlo. Quer na amostra das pontes rodoviárias, quer na amostra das pontes ferroviárias, os resultados obtidos com a análise probabilística apresentam um coeficiente de variação de cerca de 25%. Para obviar essa variabilidade, que tende a ser maior nos instantes mais afastados do tempo presente, a análise deve ser periodicamente revista, considerando uma atualização dos dados de acordo com a informação que entretanto se for conhecendo.

Para identificar as variáveis onde é mais importante investir numa caracterização mais precisa foi efetuada uma análise de sensibilidade dos resultados à variação dos parâmetros definidos com maior incerteza. Tal como se esperava na sequência do estudo comparativo de vários modelos de

degradação, foi possível constatar que a escolha do modelo de degradação pode ter um grande impacto nos resultados da análise de custo de ciclo de vida. Para além disso, uma vez que a definição da taxa de atualização monetária depende de vários fatores económicos difíceis de definir, a diminuição da variabilidade dos resultados da análise pode ser conseguida com uma determinação mais precisa dos fatores de condição e dos custos unitários.

A aplicação do Sistema de Gestão aos parques de pontes portuguesas permitiu evidenciar as suas principais potencialidades. A metodologia adotada é adequada tanto para parques de pontes rodoviárias como para parques de pontes ferroviárias, permitindo fazer análises comparativas de diversos cenários, tendo em conta as preocupações do decisor. Para tal, o utilizador pode definir o período de análise a considerar, o tipo de custos a minimizar e se pretende ou não equacionar intervenções de substituição. O nível de performance a respeitar pode ser escolhido e até diferenciado tendo em conta outros critérios de decisão, como por exemplo a classe de vulnerabilidade da ponte. Para além disso, o sistema permite considerar diversos tipos de restrições técnicas e financeiras, definidas através da imposição de limites de intervenções e de custos, por ciclo temporal ou para a globalidade do período de análise. Dessa forma, para além das preocupações relativas a cada uma das pontes, podem ainda ser consideradas as preocupações relativas à rede em que se inserem.

Como os resultados da previsão da degradação nem sempre são conjugados com os custos, a combinação desses dois tipos de previsão, num horizonte temporal de médio ou longo prazo, é uma das principais mais-valias do sistema apresentado. Para além disso, os principais aspetos diferenciadores do processamento efetuado no âmbito da metodologia de gestão adotada são (i) a possibilidade de orientar a escolha da solução ótima tendo em consideração as preocupações da rede, (ii) a otimização simultânea do tipo e do instante de intervenção, (iii) a comparação de resultados obtidos com diferentes modelos de degradação e (iv) a capacidade de considerar uma otimização biobjetivo. Outro dos contributos do trabalho apresentado é a publicação dos resultados obtidos relativamente a redes de pontes rodoviárias e ferroviárias em funcionamento, uma vez que nem sempre se faz a divulgação desse tipo de informação.

A concluir pode então dizer-se que a implementação do Sistema de Gestão é útil nomeadamente para: (i) garantir o nível de segurança pretendido; (ii) considerar as restrições técnico-financeiras do parque de obras de arte; (iii) apoiar na tomada de decisão; (iv) fundamentar as opções adotadas; (v) prever o investimento necessário ao longo do tempo; (vi) planear atempadamente as intervenções a realizar e (vii) minimizar os custos de ciclo de vida, permitindo significativas economias face a cenários não otimizados.

7.2. Perspetivas de desenvolvimentos futuros

Dada a importância das ferramentas de apoio à decisão na área da gestão de pontes é natural e até desejável que o sistema apresentado venha a ter vários desenvolvimentos futuros. O seu funcionamento modular foi escolhido precisamente com o intuito de facilitar a adaptação de determinados modelos e a incorporação de *plug-ins* com novas funcionalidades, de acordo com o que for sendo considerado mais adequado após implementação. No momento, os principais desenvolvimentos que se perspetivam para investigações futuras englobam, para além da definição mais precisa dos parâmetros que mostraram ser mais relevantes para a análise, a inclusão de novos critérios de apoio à decisão.

Dada a complexidade inerente à previsão da degradação de pontes com o tempo importa reunir, de forma sistemática e continuada, informação que permita ajudar na escolha dos modelos mais adequados para o efeito. Neste âmbito, pode referir-se que o projeto Duratinet está a criar uma base de dados com a informação relativa a diversas pontes de países situados na zona Atlântica, tendo particularmente em vista uma análise da sua degradação (Salta, 2011). Dados como esses poderão vir a servir para o desenvolvimento de novos modelos de previsão da degradação de pontes como as portuguesas ou para validação e calibração de alguns dos existentes, de forma a permitir que possam ser incorporados na análise.

Relativamente ao módulo de custos, importa continuar a reunir informação relativa a intervenções realizadas em pontes com estado de condição conhecido. A partir daí deverá apostar-se na definição, de forma precisa, dos fatores de condição e do custo direto unitário, os parâmetros que na análise de sensibilidade mostraram ser mais relevantes nos resultados. Para permitir que a aplicação do Sistema de Gestão se possa vir a generalizar a diversos parques de pontes falta ainda definir os parâmetros de custos relativos a pontes ferroviárias e a pontes com outros materiais estruturais. Para além dos custos para o utilizador considerados no modelo de estimativa de custos apresentado, pode ainda vir a avaliar-se outros custos indiretos, como os relativos aos impactos ambientais, políticos e sociais das intervenções. Os custos ambientais poderão ser estimados com base na quantidade de poluentes resultantes dos vários tipos de intervenção, seguindo por exemplo a proposta apresentada no projeto ETSI (Brattebø, 2012). Tal como foi efetuado nesse mesmo projeto (Salokangas, 2009), podem ainda ser tidos em consideração os valores estético-culturais de cada uma das obras, nomeadamente no âmbito de uma análise multicritério.

Outros critérios de apoio à decisão que podem vir a ser conjugados na metodologia apresentada são os relativos ao funcionamento da rede viária que está associada ao parque de obras de arte.

Numa análise de rede poderão também ser consideradas as sinergias resultantes de uma maior ou menor redundância no funcionamento da rede, para além do impacto de eventuais alterações da própria estrutura viária. No sistema apresentado já são consideradas algumas restrições relativas à globalidade do parque de obras de arte, todavia, poderá passar a englobar-se ainda outros fatores de rede como os inerentes à consideração da alteração de custos diretos e indiretos resultantes da realização simultânea de intervenções situadas na mesma zona. Contudo, a consideração dos parâmetros de rede deve ser estudada de forma a não inviabilizar a sua aplicação em grandes conjuntos de pontes, um dos principais objetivos do sistema apresentado, uma vez que vários dos autores que o consideraram fazem advertências relativas às dificuldades de processamento que podem advir de modelos de maior complexidade (Radomski, 2002; Liu & Frangopol, 2005b; Bocchini, Frangopol *et al.*, 2011; Frangopol & Bocchini, 2011).

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

A

AASHTO (1994). Manual for Condition Evaluation of Bridges. Washington, D.C.

Adams, T. M. & J. F. Barut (2007). "Establishing MR&R Costs for a Network-Level Bridge Management System." *Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board* 1642(98-095): 11-20.

Adey, B. T. & R. Hajdin (2008). Methodology for determination of financial needs of gradually deteriorating bridges. *Bridge Maintenance, Safety, Management, Health Monitoring and Informatics*, Koh & Frangopol (eds).

Adey, B. T., L. Klatter & J. S. Kong (2010). The IABMAS Bridge Management Committee overview of existing Bridge Management Systems.

Adey, B., R. Hajdin & E. Bruhwiler (2003). "Supply and Demand System Approach to Development of Bridge Management Strategies." *Journal of Infrastructure Systems* 25: 903-912.

Adey, B., R. Hajdin & E. Bruhwiler (2004). Effect of Common Cause Failures on Indirect Costs. *Journal of Bridge Engineering*.

Adey, B., R. Hajdin & E. Bruhwiler (2006). Optimal single stage strategies for bridges. The 7th International Conference on Short and Medium Span Bridges. Montréal.

- Almeida, B. P. E. F. (2011). Estudo da Metodologia RAMS. Dissertação para obtenção do Grau de Mestre, IST - UTL.
- Almeida, J. C. (2009). Quantificação do custo de ciclo de vida em sistemas de gestão de pontes. ASCP'09 - 1º Congresso Nacional sobre Segurança e Conservação de Pontes. Lisboa, Portugal, Associação Portuguesa para a Segurança e Conservação de Pontes.
- Almeida, J. C., P. Cruz & J. Brito (2013). Avaliação dos custos de acidente devido à existência de zonas de trabalho em obras de arte. ASCP'2013 - 3º Congresso Nacional sobre Segurança e Conservação de Pontes. P. J. S. Cruz, R. Calçada and T. Mendonça. Porto, Portugal, Associação Portuguesa para a Segurança e Conservação de Pontes. III: 171-180.
- Almeida, J. O. (2003). Gestão de pontes rodoviárias: um modelo aplicável em Portugal [Tese de Mestrado], Universidade do Porto - Portugal.
- Almeida, J. O., F. A. Farrera & R. Delgado (2009). Gestão de Pontes rodoviárias em funcionamento - aplicação a pontes portuguesas III Simposio Internacional sobre Diseño y Construcción de Puentes. R. C. Hernández and A. V. Jaimes. Bucaramanga - Colombia, Escuela de Ingeniería Civil - Universidad Industrial de Santander - Colombia.
- Alves, M. D. & J. M. Costa (2004). Estratégia de gestão de obras de arte baseada numa análise de risco segundo a FMEA. Construção 2004: Repensar a Construção. FEUP, FEUP edições.
- Al-Wazeer, A. A.-R. (2007). Risk-based bridge maintenance strategies. Doctor of Philosophy Thesis, Faculty of the Graduate School of the University of Maryland, College Park
- Atkins, W. S. (2005). Management of Highway Structures - A Code of Practice. Roads Liaison Group, The Stationery Office.
- Austroroads (2002). Bridge Management Systems – the State of the Art, Austroroads Publication No. AP-R198/02.

B

- Bakker, J. & L. Klatter (2012). Risk Based Inspection (RBI) at Rijkswaterstaat. IABMAS 2012 - Bridge Maintenance, Safety, Management, Resilience and Sustainability. B. Frangopol. Stresa, Italy, Taylor & Francis Group.
- Bektas, B. A. (2011). Bridge management from data to policy. PhD thesis, Iowa State University.
- Bell, B. (2004). European Railway Bridge Demography - Deliverable D 1.2 Sustainable Bridges.

- Bién, J., K. Jakubowski, T. Kaminski, J. Kmita, P. Rawa, P. Cruz & M. Maksymowicz (2007). Railway bridge defects and degradation mechanisms. Sustainable Bridges - Assessment for Future Traffic Demands and Longer Lives.
- Binet, C. (1996). Condition and repair cost estimate of the french road bridge assets. Recent Advances in Bridge Engineering. Proceedings of the US-Europe Workshop on Bridge Engineering. J. Casas, F. Klaiber and A. Mari. Barcelona: pp. 66-75.
- Bjerrum, J., A. J. O'Connor, C. Pedersen & I. Enevoldsen (2008). Probability Based Assessment of Motorway Bridges in Denmark. Bridge Maintenance, Safety, Management, Health Monitoring and Informatics, Seoul, Korea, Taylor & Francis Group, London.
- Bocchini, P., D. M. Frangopol & G. Deodatis (2011). "A random field based technique for the efficiency enhancement of bridge network life-cycle analysis under uncertainty." Engineering Structures 33: 3208-3217.
- Boer, A. & N. Booij (2012). Inspection method related to structural safety of RC structures. IBMAS 2012 - Bridge Maintenance, Safety, Management, Resilience and Sustainability. B. Frangopol. Stresa, Italy, Taylor & Francis Group.
- Branco, F. A. & J. Brito (2004). Handbook of Concrete Bridge Management ASCE press.
- Brandão, H. Algoritmos Genéticos. Apontamentos de "Pesquisa Operacional - Otimização", Universidade Federal de Alfenas - Brasil.
- Brattebø, H. (2012). Life Cycle Assessment of Bridges. ETSI Stage 3 - Task group 4, Norwegian University of Science and Technology (NTNU) - Department of Hydraulic and Environmental Engineering.
- Brent M. Phares, D. D. R., Benjamin A. Graybeal, and Glenn A. Washer (2001). "Reliability of Visual Bridge Inspection." Public Roads Magazine Vol64-nº5.
- Brisa. "Portal da Brisa." 2012, <http://www.brisa.pt/PresentationLayer/conteudo.aspx?menuid=18>.
- Brito, J. (1992). Desenvolvimento de um sistema de gestão de obras de arte em betão. , Tese de Doutoramento em Eng. Civil.

C

- Caetano, L. F. & P. F. Teixeira (2011). Assessment of service performance in railways - Stochastic train delay simulation with Petri nets. 91th TRB Annual Meeting, November.

- Carter, C. J., B. Brumfield & K. Barrett. (2013). "Truck hit caused Washington state bridge collapse, police say." 2013, <http://edition.cnn.com/2013/05/24/us/washington-bridge-collapse>.
- Casas, J. R., J. Bien & P. Rawa (2007). Updated inventory on condition assessment procedures for bridges, Sustainable Bridges - Assessment for Future Traffic Demands and Longer Lives.
- Casas, J. R., D. F. Wisniewski, J. Cervenka, E. Bruwhiler, G. Holm & M. Plos (2007). Safety and Probabilistic Modelling.
- Castro, R. E. (2001). Otimização de Estruturas com Multi-objetivos Via Algoritmos Genéticos. Tese de Doutorado, Universidade Federal do Rio de Janeiro - Brasil.
- Cavaleiro, V. M. P., L. G. Picado-Santos & B. M. B. Santos (2011). "Simplified Model of Road-User Costs for Portuguese Highways." Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board 2225(-1): 3-10.
- CEB-FIB (2002). Bulletin N° 17 - Management, maintenance and strengthening of concrete structures.
- CEB-FIB (2003). Monitoring and safety evaluation of existing concrete structures - State-of-art report.
- Cesare, M. A., C. Santamarina, C. Turkstra & E. H. Vanmarcke (1992). "Modeling Bridge Deterioration with Markov Chains." Journal of Transportation Engineering - ASCE Vol.118(N.º 6).
- COST345 Procedures required for assessment highway structures - Working Group 1 Report, European Commission.
- Costa, A. H. P. & J. M. G. Macedo (2008a). Engenharia de tráfego: conceitos básicos. Manual do Planeamento de acessibilidades e transportes, CCDRN. Vol. 1.
- Costa, A. H. P. & J. M. G. Macedo (2008b). Níveis de Serviço em estradas e auto-estradas. Manual do Planeamento de acessibilidades e transportes CCDRN. Vol. 3.
- Costa, L. C. Teoria das Filas. Centro Tecnológico da Universidade Federal do Maranhão.
- COWI (2012). Demonstration of ETSI LCC and LCA tools, The Danish Road Directorate.
- CP. Orientações estratégicas - Setor Ferroviário - capítulo 1.
- CP (2011). Relatório de gestão. Relatório & Contas.

CP (2011). Relatório de Sustentabilidade'11.

Cremona (2009). Bridge maintenance in France: past, present, future. 1º Congresso de Segurança e Conservação de Pontes ASCP. Lisboa, Portugal.

Cruz, P. J. S. (2006a). Inspeção, diagnóstico, conservação e monitorização de pontes. Congresso Rodoviário Português : estrada 2006 - "política rodoviária - os próximos 10 anos". Estoril.

Cruz, P. J. S. (2006b). Linhas Orientadoras de uma Política de Manutenção, Conservação e Inspeção de Pontes. 4as Jornadas Portuguesas de Engenharia de Estruturas.

Cruz, P., D. Wisniewski & J. R. Casas (2008). "Métodos de Avaliação de Segurança de Pontes existentes." Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas - LNEC Série II(nº3).

D

Dabous, S. A. (2008). A decision support methodology for rehabilitation management of concrete bridges. PhD thesis, Concordia University - Quebec - Canada.

Deb, K. & T. Goel (2001). "Controlled Elitist Non-dominated Sorting Genetic Algorithms for Better Convergence." Springer-Verlag Berlin Heidelberg 2001.

Delgado, J. M. (2002). Avaliação de segurança de estruturas reticuladas com comportamento não linear material e geométrico. Tese de Doutoramento, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.

Delgado, R., R. Calçada, D. Ribeiro & R. Pimentel (2005). Monitorização - relatório intermédio da tarefa T2D. Prestação de Serviços RAVE & IC-FEUP - Contracto nº 4910000048, Instituto da Construção - Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.

Devaraj, D. (2009). Application of non-homogeneous Markov chains in bridge management systems. PhD, Wayne State University, Detroit, Michigan.

Diamantidis, D. (2001). Probabilistic assesment of existing structures. R. P. S.A.R.L., JCSS (The Join Committee on Structural Safety).

Dongala, S. G. P. (2008). Problema de Escalonamento de Técnicos e Intervenções numa Empresa de Telecomunicações. Tese de mestrado, Instituto Superior Técnico, Universidade Técnica de Lisboa.

DR (2007). Decreto Lei n.º 24/2007 de 18 de Julho. Diário da República nº 137, 1ª Série.

DR (2008). Decreto Regulamentar n.º 12/2008 de 9 de Junho. Diário da República nº110, 1ª Série.

DT (2012). Comparative bridge costs, State of California - DT: Department of transportation - Division of engineering services - Division of structure earthquake engineering & design support - Office of specifications & estimates.

Duratinet (2011). DURATI Technical Guide - structures management, maintenance and assessment - concrete and steel structures.

E

EC (2002). Guide to cost benefit analysis of investment projects. E. U.- D. R. P.- European Commission.

EC (2008). Guide to Cost-Benefit analysis of investment projects - Structural Funds, Cohesion Fund and Instrument for Pre-Accession. F. Report, Directorate General Regional Policy, European Commission.

Einstein, H. (2005). Risk in infrastructure projects and the decision aids for tunnelling. Apresentação na FEUP -Porto, MIT.

Elbehairy, H. (2007). Bridge Management system with integrated Life Cycle Cost Optimization. PhD thesis, University of Waterloo.

Elbehairy, H., T. Hegazy & K. Soudki (2009). "Integrated Multiple-Element Bridge Management System." JOURNAL OF BRIDGE ENGINEERING (ASCE).

Ellis, R. M. & K. Hong (2012). Incorporating Risk and Criticality in Bridge Management Decision. IABMAS 2012 - Bridge Maintenance, Safety, Management, Resilience and Sustainability. B. Frangopol. Stresa, Italy, Taylor & Francis Group.

Ellis, R. M., P. D. Thompson, R. Gagnon & G. Richar (2008). Design and Implementation of a New Bridge Management System for the Québec Ministry of Transport. Tenth International Conference on Bridge and Structure Management.

EP Sistema de Gestão de Conservação de Obras de Arte das Estradas de Portugal, EPE - Inspeções Principais: Especificações Técnicas. s/ data.

EP (2013). "Portal de Tráfego das Estradas de Portugal.", <http://www.estradas.pt/>.

EP (2012). Sistema Integrado de Controlo e Informação de Tráfego - telemática - Estradas de Portugal, Gabinete de Sistemas de Informação.

Estes, A. & D. M. Frangopol (2001). "Bridge Lifetime System Reliability under Multiple Limit States." *Journal of Bridge Engineering*.

F

Farrera, F. A. A. (2006). Optimización conjunta de las políticas de mantenimiento y rehabilitación en Puentes mediante Algoritmos Genéticos. Aplicación al Sistema de Gestión de Puentes del Estado de Chiapas (México), Tesis Doctoral - Universitat Politècnica de Catalunya.

FDP (2011). Transportation costs report - Bridge costs, FDP - Florida Department of Transportation.

FHWA (1995). Recording and Coding Guide for the Structure Inventory and Appraisal of the Nations Bridges.

FHWA (2006). Bridge Inspector's Reference Manual (BIRM). National Highway Institute, U.S. Department of Transportation - Federal Highway Administration.

FHWA (2010). Bridge Management Questionnaire Report, FHWA Office of Asset Management.

FHWA (2011). Bridge preservation guide. Maintaining a State of Good Repair Using Cost Effective Investment Strategies. FHWA-HIF-11042

Figueiredo, E. J. F. (2010). Damage Identification in Civil Engineering Infrastructure under Operational and Environmental Conditions, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto

Filho, E. V. G., J. H. C. G. Júnior & A. R. T. T. Argoud (2004). Algoritmo genético para formação de células de fabricação. XXIV Encontro Nac. de Eng. de Produção Florianópolis, SC, Brasil.

Filipe, F. M. C. (2006). Gestão e organização da manutenção, de equipamento de conservação e manutenção de infra-estruturas ferroviárias, Tese de Mestrado - FEUP - UP.

Florio, M. (2006). "Cost-benefit analysis and the European union cohesion fund: On the social cost of capital and labour." *Regional Studies* 40(2): 211-224.

Frangopol, D. M. & L. C. Neves (2004). Probabilistic maintenance and optimization strategies for deteriorating civil infrastructures. *Progress In Computational Structures Technology*. B. H. V. T. a. C. A. M. Soares. Scotland, Saxe-Coburg Publications.

Frangopol, D. & M. Liu (2006). "Multiobjective optimization for risk based maintenance and life-cycle cost of civil infrastructure systems " IFIP International Federation for Information Processing, System Modeling and Optimization 199.

Frangopol, D. M. & P. Bocchini (2011). Bridge service life estimation and extension based on reliability, maintenance and management. ASCP'2011 - 2º Congresso Nacional sobre Segurança e Conservação de Pontes. P. J. S. Cruz, C. Rebelo and T. Mendonça. Coimbra, Portugal.

Furuta, H., K. Koyoma & D. M. Frangopol (2006). Life-cycle performance and cost analysis of bridge network considering seismic risk. Reliability and Optimization of Structural Systems: Assessment, design and Life-cycle Performance. K. K. Frangopol.

G

Garcia, L. A. & P. F. Teixeira Life Cycle Costs Methodology (Audiovisual presentation). InnoTrack.

García-Catalán, R. O. & J. A. M.-C. Álamo (2006). Catalogue of damages for masonry arch bridges - Optimised inspection and monitoring of masonry arch bridges, UIC PROJECT I/03/U/285.

GEOCISA CONTECVET - A validated users Manual for assessing residual service life of concrete structures - Manual for assessing corrosion-affected concrete structures.

Gervásio, H. & L. S. Silva (2009). Metodologia integrada para análise de ciclo de vida de obras-de-arte. ASCP'09 - 1º Congresso Nacional sobre Segurança e Conservação de Pontes. Lisboa

Gervásio, H. (2010). Sustainable design and integral life-cycle analysis of bridges PhD thesis, Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade de Coimbra.

Gervásio, H. (2011). Análise comparativa de ciclo-de-vida de viadutos. ASCP'2011 - 2º Congresso Nacional sobre Segurança e Conservação de Pontes. P. J. S. Cruz, C. Rebelo and T. Mendonça. Coimbra, Portugal.

Gervásio, H., L. S. Silva, V. Perdigão, P. Barros, A. Orcesi & K. Nielsen (2012). Life cycle analysis of highway composite bridges. IABMAS 2012 - Bridge Maintenance, Safety, Management, Resilience and Sustainability, Stresa, Italy, Taylor & Francis Group.

Godart, B. & P. R. Vassie (1999). BRIME - Deliverable D4 - Review of existing BMS and definition of inputs for the proposed BMS.

Godart, B. & P. R. Vassie (2001). BRIME - Deliverable D13 - Bridge Management Systems: Extended Review of Existing Systems and Outline framework for a European System.

- Gomes, P. (2011). Projecto de Investigação PTDC/AUR/64086/2006 “Custos e Benefícios, à escala local, de uma Ocupação Dispersa”. Portugal, Universidade de Aveiro, Universidade de Évora, DGOTDU.
- Government, U. S. (2009). Part 213 Track Safety Standards - Appendix C--Statement of Agency Policy on the Safety of Railroad Bridges. Code of Federal Regulations.
- Guignier, F. & S. M. Madanat (1999). "Optimization of Infrastructure Systems Maintenance and Improvement Policies." *Journal of Infrastructure Systems* 5(4): 124-134.
- Gutkowski, R. M. & N. D. Arenella (1998). Investigation of Pontis - A Bridge Management Software, Colorado State University.

H

- Haardt, P. & R. Holst (2008). The German Approach to Bridge Management. Tenth International Conference on Bridge and Structure Management.
- Hajdin, R. & L. Peeters (2008). Bridging Data Voids - Advanced Statistical Methods for Bridge Management in KUBA. Tenth International Conference on Bridge and Structure Management.
- Hajdin, R. (2008). KUBA 4.0 - The Swiss Road Structure Management System. TRB - Transportation Research Circular E-C128: Tenth International Conference on Bridge and Structure Management. IBSMC08-027: 47-62.
- Hatami, A. & G. Morcouc (2011). Developing deterioration models for nebraska bridges Nebraska Department of Roads (NDOR).
- Haupt, R. L. & S. E. Haupt (2004). "Practical Genetic Algorithms." 2nd edition, John Wiley & Sons, Inc.
- Hawk, H. & E. P. Small (1998). "The BRIDGIT Bridge Management System." *Structural Engineering International*.
- Hawk, H. (2003). Bridge Life-cycle Cost Analysis - Guidance Manual. NCHRP Report 483, Transportation Research Board.
- HEATCO (2005). Developing Harmonised European Approaches for Transport Costing and Project Assessment. Deliverable 5. Proposal for Harmonized Guidelines.

- Helmerich, R., J. Bien & P. J. S. Cruz A guideline for railway bridge inspection and condition assessment including the NDT toolbox. Sustainable Bridges - Assessment for Future Traffic demands and longer lives.
- Holland, J. H. "Genetic Algorithms."
<http://members.fortunecity.com/templarser/algo.html>.
- Holland, J. H. (1975). Adaptation in Natural and Artificial Systems.
- Horta, C. S. (2012). Apresentação "Implementation, Shortcomings and Need of a Bridge Management System - The experience of Estradas de Portugal". International Seminar "Structural Condition Assessment of Bridges: Past, Present, and Future" - Universidade Católica - Portugal.
- Horta, C. S. & E. Lopes (2011). O sistema de gestão de conservação de obras de arte da Estradas de Portugal, S.A. - balanço 2001- 2011. ASCP'2011 - 2º Congresso Nacional sobre Segurança e Conservação de Pontes. P. J. S. Cruz, C. Rebelo and T. Mendonça. Coimbra, Portugal.
- Horta, C. S. & E. Lopes (2012). The implementation of a bridge management system in Portugal. IABMAS 2012 - Bridge Maintenance, Safety, Management, Resilience and Sustainability, Stresa, Italy, Taylor & Francis Group.
- Huang, R. Y. & P. F. Chen (2012). "Analysis of influential factors and association rules for bridge deck deterioration with utilization of National Bridge Inventory." Journal of Marine Science and Technology Vol. 20(No. 3): pp. 336-344.

I

- IEC (2005). Dependability management. Part 3-3: Application guide - Life cycle costing, CEI - IEC - International Standard EN 60300-3-3.
- INE (2010). Estatística dos Transportes, Instituto nacional de Estatística, I.P. ISSN 1645-5401,.
- InnoTrack (2007a). Delivery D 6.1.2 - Models and Tools.
- InnoTrack (2007b). Delivery D 6.2.1 - LCC Methodology - Unique Boundary Conditions, ADIF.
- InnoTrack (2007c). Incorporated Rules and Standards.
- InnoTrack (2008). New and innovative tools and models: Benchmark of LCC tools and required improvements.

InnoTrack (2009). Delivery D 6.2.4 - Database and requirements (as input for WP6.5), ADIF.

IPQ (2000). Aplicações ferroviárias - Especificação e demonstração de Fiabilidade, Disponibilidade, Manutibilidade e Segurança (RAMS). NP EN 50126.

IPQ (2009). Eurocódigo - Bases para o projecto de estruturas. NP EN 1990.

ISISE. "Portal." 2012, <http://www.dec.uc.pt/isise/index.php?section=research&id=51>.

ISO14040 (2006). Environmental management – Life cycle assessment – Principles and framework, Internacional Standard.

ISO14044 (2006). Environmental management – Life cycle assessment – Requirements and guidelines, Internacional Standard.

J

Jacinto, L., L. C. Neves & L. O. Santos (2011). Avaliação da segurança de pontes existentes - análise probabilística. ASCP'2011 - 2º Congresso Nacional sobre Segurança e Conservação de Pontes. P. J. S. Cruz, C. Rebelo and T. Mendonça. Coimbra, Portugal.

JCSS (2000). Probabilistic model code.

Jensen, J. S., M. Plos, J. R. Casas, C. Cremona, R. Karoumi & C. Melbourne (2008). Guideline for load and resistance assessment of existing european railway bridges. Bridge Maintenance, Safety, Management, Health Monitoring and Informatics K. F. (eds), Taylor & Francis Group.

Jiang, Y. (1990). The development of performance prediction and optimization models for bridge management systems. PhD. Thesis, Purdue University.

Jordan, R. & A. Znidaric (2004). COST345 - Final report - Procedures required for assesement of highway structures, European Comission - Directorate General Transport and Energy.

Judge, T. (2008). "How safe are railroad." Railway Age.

Jutila, A. & H. Sundquist (2007). Bridge Life Cycle Optimisation - ETSI PROJECT (Stage 1), Laboratory of Bridge Engineering - Helsinki University of Technology.

K

- Kallen, M. J. (2007). Markov processes for maintenance optimization of civil infrastructure in the Netherlands. PhD thesis, Delft University of Technology, Delft.
- Kim, J.-L. (2007). Permutation-based elitist Genetic Algorithm using serial scheme for large-sized resource-constrained project scheduling 39th Conference on Winter simulation. Washington D.C., IEEE Press: 2112-2118.
- Kiureghian, A. D. (1989). "Measures of Structural Safety Under Imperfect States of Knowledge." *Journal of Structural Engineering* 115(5): 1119-1140.
- Kiviluoma, R. & P. Korhonen (2012). Guidelines for calculating the life cycle costs. IABMAS 2012 - Bridge Maintenance, Safety, Management, Resilience and Sustainability. B. Frangopol. Stresa, Italy, Taylor & Francis Group: 2057-2063.
- Klatter, L. (2011). Bridge management in an asset management perspective. ASCP'2011 - 2º Congresso Nacional sobre Segurança e Conservação de Pontes. P. J. S. Cruz, C. Rebelo and T. Mendonça. Coimbra, Portugal.
- Klatter, L., T. Vrouwenvelder & J. M. v. Noortwijk (2009). "Societal and reliability aspects of bridge management in the Netherlands." *Structure and Infrastructure Engineering* 5(1): 11-24.
- Kleywegt, H. S. (2010). Maximizing return on investment utilizing a bridge depreciation model. IABMAS 2010.
- Klinghoffer, O., P. Goltermann & R. Bassler (2002). Smart structures: embeddable sensors for use in the integrated monitoring systems of concrete structures. First International Conference on Bridge Maintenance, Safety and Management - IABMAS 2002. Barcelona, Spain.

L

- Lacerda, E. G. M. (2004). "O Problema do Caixeiro Viajante."
- Lair, J., A. Sarja & T. Rissanen (2004). Lifecon deliverable D 2.3 - Methods for optimisation and decision making in lifetime management of structures.

- Leocádio, M. N. S. (2004). Sobre a Incorporação RAMS no Desenvolvimento de Produtos de Base Tecnológica: Uma Abordagem Holística a Veículos Ferroviários. Tese de Mestrado, IST-UTL.
- Lethanh, N. & B. T. Adey (2012). The Use of MINLP to Determine Optimal Preservation Strategies for Road Links Composed of Pavement Sections and Bridges. IABMAS 2012 - Bridge Maintenance, Safety, Management, Resilience and Sustainability. B. Frangopol. Stresa, Italy, Taylor & Francis Group.
- Li, Y.F., S.H. Hsieh & Y. S. Lin A nondestructive evaluation module of bridge management system.
- Liu, M. & D. M. Frangopol (2004). "Optimal bridge maintenance planning based on probabilistic performance prediction." *Engineering Structures*.
- Liu, M. & D. M. Frangopol (2005a). "Multiobjective maintenance planning optimization for deteriorating bridges considering condition, safety, and life-cycle cost." *Journal of Structural Engineering-Asce* 131(5): 833-842.
- Liu, M. & D. M. Frangopol (2005b). "Time-dependent bridge network reliability: Novel approach." *Journal of Structural Engineering-Asce* 131(2): 329-337.
- LNEC (2007). Especificação LNEC E465 - Betões - Metodologia para estimar as propriedades de desempenho do betão que permite satisfazer a vida útil de projecto de estruturas de betão armado ou pré-esforçado sob as exposições ambientais XC e XS.
- Lopez-Anido, R. (2001). "Life-Cycle Cost Survey of Concrete Bridge Decks - A Benchmark for FRP Bridge Deck Replacement." *Transportation Research Board - Washington D.C.* January 7-11: 16 p.
- Lounis, Z. (2006). Risk-based Maintenance optimization of aging highway bridge decks NRCC - Canada.

M

- M. Schläfli, R. Hajdín & J. Grob (2000). KUBA - Manuel Technique, Office fédéral des routes.
- Madeira, J. F. A., H. Rodrigues & H. Pina (2003). Optimização topológica multi-objectivo de estruturas via algoritmos genéticos. VII Congresso de Mecânica Aplicada e Computacional. Universidade de Évora.
- Maksymowicz, M. (2008). Evaluation of load capacity of concrete railway slab spans with defects. PhD thesis, University of Minho.

- Maksymowicz, M., P. J. S. Cruz, J. Bień & R. Helmerich (2006). Concrete railway bridges - taxonomy of degradation mechanisms and damages identified by NDT methods. 3rd International Conference on Bridge maintenance, safety and management. Porto, Portugal, Taylor & Francis Group.
- Markow, M. J. & W. A. Hyman (2009). Bridge Management Systems for Transportation Agency Decision Making - A Synthesis of Highway Practice. NCHRP Synthesis 397.
- McCarten, P. S. (2012). Bridge risk management: back to basics. IABMAS 2012 - Bridge Maintenance, Safety, Management, Resilience and Sustainability. B. Frangopol. Stresa, Italy, Taylor & Francis Group.
- Mearig, T., N. Coffee & M. Morgan (1999). Life Cycle Cost Analysis Handbook, State of Alaska - Department of Education & Early Development - Education Support Services / Facilities.
- Melbourn, C. & A. K. Tomor (2006). A new assessment method for masonry arch bridges. 3rd International Conference on Bridge maintenance, safety and management. Porto, Portugal, Taylor & Francis Group.
- Mendonça, T. & V. Brito (2011). Sistemas de gestão de activos. ASCP'2011 - 2º Congresso Nacional sobre Segurança e Conservação de Pontes. P. J. S. Cruz, C. Rebelo and T. Mendonça. Coimbra, Portugal.
- Mendonça, T., V. Brito & P. Paulo (2009). Sistema de gestão de obras de arte (GOA). ASCP'09 - 1º Congresso Nacional sobre Segurança e Conservação de Pontes. Lisboa, Portugal, Associação portuguesa para a Segurança e Conservação de Pontes.
- Miller, J. B., I. H. B. Miller & M. Sarkkinen (2003). Lifecon deliverable D 5.1 - Qualitative and quantitative description and classification of RAMS (Reliability, Availability, Maintainability, Safety) characteristics for different categories of repair materials and systems.
- Mishalani, R. G. & S. M. Madanat (2002). "Computation of Infrastructure Transition Probabilities Using Stochastic Duration Models." *Journal of Infrastructure Systems* 8(4): 139-148.
- Miyamoto, A., K. Kawamura & H. Nakamura (2000). "Bridge Management System and Maintenance Optimization for Existing Bridges." *Computer-Aided Civil and Infrastructure Engineering*.
- Moore, P. (2006). Indicative Building Costs - costs updated to 3rd Quarter 2006. Cost Research Department. E. Harris.
- Moore, P. & M. Riley (2012). International construction costs: a changing world economy. EC Harris Research 2012 - International construction costs report.
- Morais, L. & L. A. Ferreira (2006). RAMS based analysis of an industrial equipment. Safety and Reliability for Managing Risk. Estoril, Portugal.

- Morcous, G. & Z. Lounis (2004). "Maintenance optimization of infrastructure networks using genetic algorithms." *Automation in Construction*.
- Morcous, G. (2006). "Performance Prediction of Bridge Deck Systems Using Markov Chains." *Journal of Performance of Constructed Facilities - ASCE*.
- Morcous, G., Z. Lounis & M. S. Mirza (2002). Life-cycle assessment of highway bridges, NRC-CNRC.
- Morcous, G., Z. Lounis & M. S. Mirza (2003). "Identification of Environmental Categories for Markovian Deterioration Models of Bridge Decks." *Journal of Bridge Engineering - ASCE*.

N

- Natsuaki, Y., H. Furuta, S. Mukandai & K. Yasuda (1995). Application of Genetic Algorithm to Bridge Construction Management. Proceedings of ISW-NAFIPS '95.
- NCHRP Bridge Life-cycle Cost Analysis Guidance Manual. NCHRP Report 483 (the Guidance Manual) - part II.
- Neves, L. (2005). Life-cycle analysis of bridges considering condition, safety and maintenance cost interaction. PhD thesis, Departamento de Engenharia Civil - Universidade do Minho.
- Neves, L. C., D. M. Frangopol & P. J. S. Cruz (2009). Optimização dos custos ao longo do ciclo de vida de pontes existentes. ASCP'09 - 1º Congresso Nacional sobre Segurança e Conservação de Pontes. Lisboa.
- Neves, L. C., D. M. Frangopol & P. J. S. Cruz (2010). "Análise Probabilística do desempenho de pontes ao longo da vida útil." *Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas Série II Vol 8*.
- NIST (1995). Life-cycle costing manual for federal energy management program. National Institute of Standards and Technology Handbook. Handbook 135.
- Noortwijk, J. M. V. & H. E. Klatte (2004). "The use of lifetime distributions in bridge maintenance and replacement modelling." *Computers and Structures*.
- Norris, P. "Recent advances in the understanding of bridge dynamic behaviour on the west coast main line route modernisation project." *Dynamics of High-Speed Railway Bridges*.

O

- O'Brien, E. J., A. Znidaric, K. C. Brady, A. González & A. O'Connor (2005). "Procedures for the assessment of highway structures." *Transport* 158 Issue TR1.
- O'Conner, A., F. Schoefs, D. Breyse, S. Elachachi & V. Pakrashik (2012). Part II - Structural management Maintenance and Repair of transport infrastructure - Technical Guide, Duratinet. Vol 2 - Maintenance and structural assessment.
- Okasha, N. M. & D. M. Frangopol (2009). "Lifetime-oriented multi-objective optimization of structural maintenance considering system reliability, redundancy and life-cycle cost using GA." *Structural Safety* - Elsevier.
- Okasha, N. M. & D. M. Frangopol (2010a). "Advanced Modeling for Efficient Computation of Life-Cycle Performance Prediction and Service-Life Estimation of Bridges." *Journal of computing in civil engineering* - ASCE.
- Okasha, N. M. & D. M. Frangopol (2010b). "Redundancy of structural systems with and without maintenance: An approach based on lifetime functions." *Reliability Engineering and System Safety*.
- Olson, D. L. (1996). *Decision Aids for Selection Problems*, Springer
- Orbán, Z. & M. Gutermann (2009). "Assessment of masonry arch railway bridges using non-destructive in-situ testing methods." *Engineering Structures*.
- Orcesi, A. (2008). *Étude de la performance des réseaux d'ouvrages d'art et détermination des stratégies de gestion optimales*. Thèse de doctorat, Université Paris-Est.
- Orcesi, A. D. & C. F. Cremona (2009). "Optimization of management strategies applied to the national reinforced concrete bridge stock in France." *Structure and Infrastructure Engineering* 5(5): 355-366.
- Orcesi, A. D. & C. F. Cremona (2011a). "Optimal maintenance strategies for bridge networks using the supply and demand approach." *Structure and Infrastructure Engineering* 7(10): 765-781.
- Orcesi, A. D. & C. F. Cremona (2011b). "Optimization of Maintenance Strategies for the Management of the National Bridge Stock in France." *Journal of bridge engineering* 16(1): 44-52.

Orcesi, A. D. & D. Frangopol (2010). "Use of Lifetime Functions in the Optimization of Nondestructive Inspection Strategies for Bridges " *Journal of Structural Engineering* - ASCE Vol 137(Issue 4).

Orgo, I. & S. Silveira "Algoritmo Genético para Gerenciamento de Rotas para Serviços de Tele-Entrega."

P

Pacheco, M. (1999). "Algoritmos Genéticos: Princípios e Aplicações." ICA: Laboratório de Inteligência Computacional Aplicada - Departamento de Engenharia Elétrica - Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro.

Pandey, M. D., X.-X. Yuan & J. M. V. Noortwijk (2009). "The influence of temporal uncertainty of deterioration on life-cycle management of structures." *Structure and Infrastructure Engineering* V.5(N.2): 145-156.

Pardi, L. & F. Thøgersen (2002). Smart structures: a european funded project. First International Conference on Bridge Maintenance, Safety and Management - IABMAS 2002. Barcelona, Spain.

Pastor, R. A., J. M. A. Torrealba, C. V. C. and & C. L. Bruna (2000). BRIME - Deliverable D7 - Bridge Management in Europe. Decision on repair/replacement. PL97-2220, Transport Research Laboratory.

Patidar, V., S. Labi, K. C. Sinha & P. Thompson (2007). Multi-Objective Optimization for Bridge Management Systems. NCHRP Report 590.

Patra, A. P. (2009). Maintenance Decision Support Models for Railway Infrastructure using RAMS & LCC Analyses. PhD thesis, Luleå University of Technology.

Patrício, H. (2009). Inspeção de pontes ferroviárias. ASCP'09 - 1º Congresso Nacional sobre Segurança e Conservação de Pontes. Lisboa, Portugal, Associação Portuguesa para a Segurança e Conservação de Pontes.

Patrício, H., M. J. Correia & H. Perneta (2011). Estruturas metálicas. Guia técnico de recomendações. ASCP'2011 - 2º Congresso Nacional sobre Segurança e Conservação de Pontes. P. J. S. Cruz, C. Rebelo and T. Mendonça. Coimbra, Portugal.

Perdigão, V., D. Oliveira & P. Barros (2011). Política de Conservação em Obras de Arte. ASCP'2011 - 2º Congresso Nacional sobre Segurança e Conservação de Pontes. P. J. S. Cruz, C. Rebelo and T. Mendonça. Coimbra, Portugal.

Pfeil, W. (2004). Manual de Inspeção de Pontes Rodoviárias, Brasil - Departamento Nacional de Infra-estruturas de Transportes: 253 p.

Picado-Santos, L., A. Ferreira & P. A. A. Pereira (2006). "Estruturação de um Sistema de Gestão de Pavimentos para uma Rede Rodoviária de Carácter Nacional." Engenharia Civil - UM Número 26: Página 45-59.

Poças, R. G. (2009). Gestão do Ciclo de Vida de Pontes, Tese de Mestrado - Escola de Engenharia - Universidade do Minho.

Poli, R., W. B. Langdon & N. F. McPhee (2008). "A Field Guide to Genetic Programming."

PORDATA. (2013). "Base de Dados Portugal Contemporâneo." 5-1-2013,
<http://www.pordata.pt/Portugal/Ambiente+de+Consulta/Gr%c3%a1fico>.

Póvoa, A., A. S. Silva & Q. Tomás (2011). Estruturas de betão armado. Guia técnico de recomendações. ASCP'2011 - 2º Congresso Nacional sobre Segurança e Conservação de Pontes. P. J. S. Cruz, C. Rebelo and T. Mendonça. Coimbra, Portugal.

R

Radomski, W. (2002). Some general problems of bridge rehabilitation. Bridge Rehabilitation Imperial College Press.

Rautakorpi, H. (2004). Pienten siltojen elinkaarikustannukset. . Internal publications of the Finnish Road Administration: 40p.

Reale, T. M. & A. J. O'Connor (2012). Bridge Maintenance Planning using Cross-Entropy and Non-Stationary Markov Chains. IABMAS 2012 - Bridge Maintenance, Safety, Management, Resilience and Sustainability. B. Frangopol. Stresa, Italy, Taylor & Francis Group.

Reale, T. M. (2013). The development of a bridge network lifecycle prediction model for the Irish network Doctor of Philosophy Thesis, University of Dublin, Trinity College, Dublin.

REFER (2009). Inspeção da Infra-estrutura Ferroviária - Pontes, Curso de Formação em Engenharia Ferroviária - Módulo 4 - Construção, Monitorização, Manutenção e Renovação da Infra-estrutura ferroviária (FUNDEC - IST).

REFER (2011a). "71º Aditamento à tabela de velocidades máximas."

REFER (2011b). Diretório da Rede 2013.

- Ribeiro, L. F. V. (2007). Análise de Custos ao Longo do Ciclo de Vida de Pontes Ferroviárias. Tese de mestrado, Escola de Engenharia da Universidade do Minho.
- Rodrigues, M. J. (2007). Avaliação económica de projectos rodoviários em Portugal Phd thesis, IST - Universidade Técnica de Lisboa.
- Roelfstra, G. (2001). Modele d'evolution de l'etat des ponts-routes en beton. These n°2310 - Grade de Docteur ès Sciences Techniques These n°2310 - Grade de Docteur ès Sciences Techniques, École Polytechnique Fédéral de Lausanne.
- Roelfstra, G., R. Hajdin, B. Adey & E. Bruhwiler (2004). "Condition Evolution in Bridge Management Systems and Corrosion-Induced Deterioration." Journal of Bridge Engineering - ASCE.
- RSA (1983). Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas de Edifícios e Pontes. Decreto-Lei n.º 235/83, de 31 de Maio.
- Ryall, M. J. (2001). Bridge Management.

S

- Salokangas, L. (2009). Bridge Life Cycle Optimisation, Helsinki University of Technology. ETSI PROJECT (Stage 2).
- Salta, M. M. (2011). DURATINET: Rede Transnacional para promover a durabilidade das infra-estruturas de transportes no Espaço Atlântico. ASCP'2011 - 2º Congresso Nacional sobre Segurança e Conservação de Pontes. P. J. S. Cruz, C. Rebelo and T. Mendonça. Coimbra, Portugal.
- SAMCO (2003). SAMCO - Work Package 9: Practical Bridge Management - Task 9.3 Recommendations for Bridge Management - D.9.3.1 Applicability of Guidelines.
- Santos, B. M. B. (2007). Modelação dos custos dos utentes na gestão da estrada, Universidade da Beira Interior.
- Santos, B., L. Picado-Santos, J. Neves & V. Cavaleiro (2012). User costs in road life-cycle cost evaluation and optimization. EPAM4 - 4th European Pavement and Asset Management Conference. Malmö, Sweden.
- Santos, J., H. Varum & R. Ribeiro (2009). Causas comuns de anomalias em obras-de-arte de betão armado. Segurança e Conservação de Pontes - Primeiro Congresso de Segurança e Conservação de Pontes ASCP. P. Cruz, T. Mendonça, L. Neves and L. O. Santos. Lisboa, ASCP- Associação Portuguesa para a Segurança e Conservação de Pontes: III195-III202.

- Sarja, A. (2004). Life Cycle Management System - LIFECON LMS - Technical Summary, VTT Building and Transport.
- SB (2007a). Guideline for Inspection and Condition Assessment of Existing European Railway Bridges - Including advices on the use of non-destructive testing. SB - Sustainable bridges -Delivery D 4.2.
- SB (2007b). Sustainable Bridges - Global View Project.
- Scholten, C. v., I. Enevoldsen, T. Arnbjerg-Nielsen, S. Randrup-Thomsen, M. Sloth, S. Engelund & M. Faber (2004). Reliability-Based Classification of the Load Carrying Capacity of Existing Bridges, Road Directorate - Ministry of Transport - Denmark.
- Sedlacek, G., C. Kammel, B. Kühn & W. Hensen (2007). Condition assessment and inspection of steel railway bridges, including stress measurements in riveted, bolted and welded structures. S. B.-B. SB3.4.
- SETRA (2004). Construction des ouvrages d'art - Recueil de statistiques - année 2000, SETRA - Service d'Études Techniques des Routes et Autoroutes.
- Silva, A. I. (2012). Portuguese railway network - bridge inspection and maintenance strategy. ICDS12 - International conference - Durable structures: from construction to rehabilitation. Lisbon, Portugal.
- Simson, S., L. Ferreira & M. Murray (2000). "Rail Track Maintenance Planning: An Assessment Model." Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board 1713(-1): 29-35.
- Singh, K. "Portal Internacional de Engenharia Civil." 2012, <http://www.engineeringcivil.com/theory/civil-engineering-disasters/>.
- SMALL, E. P., T. PHILBIN, M. FRAHER & G. P. ROMACK Current Status of Bridge Management System Implementation in the United States. TRB Transportation Research Circular 498.
- SNRA (1996). Bridge Inspection Manual. SNRA - Swedish National Road Administration.
- Sobral, J. A. S. (2010). Utilização da metodologia "RAMS" na análise de barreiras de segurança de instalações industriais de risco elevado. Tese de Doutoramento, FEUP.
- Sobreiro, F. J. N. (2011). Modelos de Previsão de Deterioração de Pontes Existentes: Processos de Markov. Mestre Mestrado em Engenharia Civil, Universidade Nova de Lisboa.
- Sousa, C. V. (2008). Aplicação de um sistema de gestão de pontes a um conjunto de pontes portuguesas. Master Thesis, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.

Sousa, C. V., J. O. Almeida & R. Delgado (2009). Bridge Management System as an instrument of risk mitigation. 3rd International Conference on Integrity, Reliability & Failure. S. Gomes and S. Meguid. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto - Portugal, INEGI - Instituto de Engenharia Mecânica e Gestão Industrial.

Sundquist, H. & R. Karoumi Life Cycle Cost Methodology and LCC Tools, ETSI - KTH Royal Institute of Technology.

T

Tarighat, A. & A. Miyamoto (2009). "Fuzzy concrete bridge deck condition rating method for practical bridge management system." *Expert Systems with Applications - Elsevier*.

Thoft-Christensen, P. (1998). "Assessment of the reliability profiles for concrete bridges." *Engineering Structures* vol 20(11): 1004-1009.

Thoft-Christensen, P. (2009). "Life-cycle cost-benefit (LCCB) analysis of bridges from a user and social point of view." *Structure and Infrastructure Engineering* 5(1): 49-57.

Thoft-Christensen, P. (2012). "Infrastructures and life-cycle cost-benefit analysis." *Structure and Infrastructure Engineering* 8(5): 507-516.

Thompson, P. D. (2012). Considering of bridge deterioration rates across agencies. IABMAS 2012 - Bridge Maintenance, Safety, Management, Resilience and Sustainability. B. Frangopol. Stresa, Italy, Taylor & Francis Group.

Thompson, P. D. & R. W. Shepard (2000). AASHTO Commonly-Recognized Bridge Elements - Successful Applications and Lessons Learned. National Workshop on Commonly Recognized Measures for Maintenance.

Thompson, P. D., E. P. Small, M. Johnson & A. R. Marshall (1998). "The Pontis Bridge Management System." *Structural Engineering International* 8(4): 303-308.

Thompson, P. D., H. Rogers & D. Thomas (2012). Risk based bridge planning in Minnesota. IABMAS 2012 - Bridge Maintenance, Safety, Management, Resilience and Sustainability. B. Frangopol. Stresa, Italy, Taylor & Francis Group.

Torkkeli, M. & M. Piispanen (2012). Bridge life cycle optimisation, the Nordic ETSI project. IABMAS 2012 - Bridge Maintenance, Safety, Management, Resilience and Sustainability. B. Frangopol. Stresa, Italy, Taylor & Francis Group.

Trindade, N. V. "Portal de Engenharia Civil (Português)." 2012, <http://www.engenhariacivil.com/>.

U

UIC (1989). Defects in railway bridges and procedures for maintenance and strengthening. UIC Code 778-4R.

UIC (2010). InnoTrack - Concluding Technical Report.

V

Varela, M. L. R. (2007). Uma Contribuição para o Escalonamento da Produção baseado em Métodos Globalmente Distribuídos Tese de Doutorado, Universidade do Minho.

Vesikari, E. (2003). Lifecon deliverable D 2.2 - Statistical Condition Management and Financial Optimisation in Lifetime Management of Structures.

Virtala, P., P. D. Thompson & R. M. Ellis (2012). Multi-objective optimization of engineering structures. IABMAS 2012 - Bridge Maintenance, Safety, Management, Resilience and Sustainability. B. Frangopol. Stresa, Italy, Taylor & Francis Group: 2087-2094.

W

Wang, N. (2010). Reliability-based condition assessment of existing highway bridges. PhD thesis.

Wang, X. & G. Foliente (2008). "Identifying bridge structural condition development trends via categorical inspection condition rating with case studies." Structure and Infrastructure Engineering 4(6): 449-466.

Wardhana, K. & F. C. Hadipriono (2003). "Analysis of Recent Bridge Failures in the United States." Journal of performance of constructed facilities - ASCE.

Wierzbicki, T. (2009). ARCHES - Project Overview.

Wierzbicki, T. (2010). ARCHES Executive Summary Report.

Wisniewski, D. F., J. R. Casas & M. Ghosn Load-Capacity Evaluation of Existing Railway Bridges Based on Robustness Quantification.

Wolfgram, L. (2005). "Optimization of Bridge Management and Inspection Procedures."

Woodward, R. J., D. W. Cullington, A. F. Daly, P. R. Vassie, P. Haardt, R. Kashner, R. Astudillo, C. Velando, B. Godart, C. Cremona, Mahut, A. Raharinaivo, Lau, I. Markey, L. Bevc & I. Peruš (2001). BRIME - Final Report. Deliverable D14.

Y

Yang, S. I., D. M. Frangopol & L. C. Neves (2004). "Service life prediction of structural systems using lifetime functions with emphasis on bridges." *Reliability Engineering and System Safety* 86: 39-51.

Yang, S. I., D. M. Frangopol & L. C. Neves (2006). "Optimum maintenance strategy for deteriorating bridge structures based on lifetime functions." *Engineering Structures* - Elsevier.

Z

Zonta, D., R. Zandonini & F. Bortot (2007). "A reliability-based bridge management concept." *Structure and Infrastructure Engineering* vol3(3): 215-235.

PARQUES DE OBRAS DE ARTE EM PORTUGAL

Para caracterização sumária do parque de obras de arte português, este anexo faz uma breve referência às obras das principais entidades gestoras de pontes em Portugal. Essa caracterização é feita nomeadamente em termos de número de obras de arte, tipo de estruturas, principal material estrutural, idade e estado de condição.

Relativamente às obras de arte rodoviárias é feita a apresentação do principal parque, administrado pela Estradas de Portugal (EP), para além do parque de uma empresa concessionária de uma rede de autoestradas e do parque de uma Câmara Municipal. No entanto, importa referir que em Portugal há ainda várias outras Câmaras responsáveis por obras de arte inseridas em redes rodoviárias locais e várias outras concessionárias de outros tipos de vias rodoviárias, como por exemplo as relativas às antigas *SCUTS* (estradas sem custos para o utilizador).

Relativamente às obras de arte ferroviárias, será feita referência ao parque da Rede Ferroviária Nacional (REFER) e de uma rede metropolitana, a título de exemplo.

No final, para um enquadramento mais geral, serão ainda referidas algumas características das obras de arte de outros países, a partir das quais se fazem algumas comparações com a realidade de Portugal.

A.1. EP

As obras de arte da rede nacional rodoviária geridas pela Estradas de Portugal, SA (EP) em conjunto com outras com interferência direta nas suas vias, totalizam 5724 obras de arte, segundo um inventário de 31 de Dezembro de 2010 (Horta & Lopes, 2012). A Figura A.1 caracteriza o parque de obras de arte da EP por tipo de obra e de material do tabuleiro. Desses gráficos importa destacar que cerca de um quarto das obras de arte corresponde a pontes e viadutos, quase outro quarto corresponde a passagens inferiores (PI) e superiores (PS) e que as representam englobam outras tipologias como passagens hidráulicas (PH), passagens agrícolas (PA) e passagens de peões (PP). O material mais preponderante no tabuleiro é o betão armado, seguido da alvenaria que tem também bastante representatividade.



Figura A.1 - Distribuição das obras de arte da EP por tipo de obra de arte e material estrutural (Horta & Lopes, 2012)

De entre o universo das obras de arte com ano de construção conhecido, correspondente a cerca de um terço das obras, a distribuição por ano de construção é apresentada na Figura A.2, sendo possível constatar que cerca de 20% terão mais de 100 anos e que a maioria terá sido construída a partir de 1950.

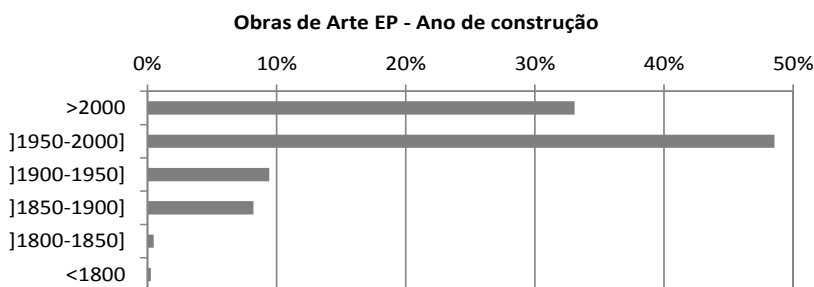


Figura A.2 - Distribuição das obras de arte da EP por ano de construção (Horta & Lopes, 2012)

A distribuição das obras de arte de acordo com o Estado de Condição (EC) atribuído nas inspeções, numa escala que inicia em EC0 (sem necessidade de intervenção) e termina em EC5 (com necessidade de intervenção a curto prazo), é a apresentada no gráfico da Figura A.3. Nesse gráfico pode por exemplo verificar-se que 50% das obras se encontram no EC2 e que as obras em EC5 representam 1%.

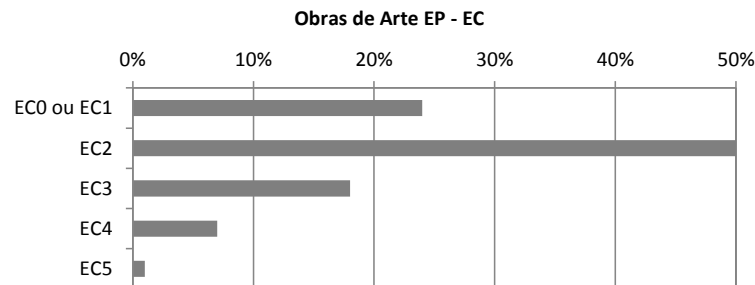


Figura A.3 - Distribuição das obras de arte da EP por Estados de Condição (EC) (Horta & Lopes, 2012)

A.2. BRISA

O parque de obras de arte da rede de autoestradas da BRISA conta com cerca de 1880 obras de arte, com estruturas em betão armado e com uma idade máxima de 50 anos (Perdigão, Oliveira *et al.*, 2011). Essas obras de arte englobam maioritariamente passagens desniveladas, como se pode verificar a partir da análise da Figura A.4.

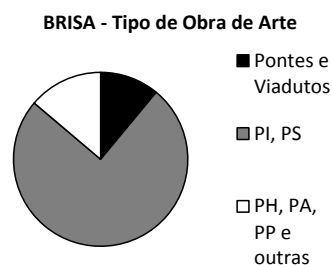


Figura A.4 - Tipos de obras de arte da BRISA (Perdigão, Oliveira *et al.*, 2011)

A.3. Câmara Municipal de Viana do Castelo

Para dar uma ideia da representatividade que pode estar associada a um parque de obras de arte de uma rede rodoviária local, pode por exemplo referir-se que a cargo da Câmara Municipal de Viana do Castelo (CMVC) estão cerca de 50 obras de arte, que apesar de terem pequenos comprimentos apresentam já uma idade considerável. Como se pode ver na Figura A.5, a maioria são passagens desniveladas e passagens hidráulicas ou agrícolas e as suas estruturas são geralmente em alvenaria ou betão (Delgado, Rocha *et al.*, 2010).



Figura A.5 - Distribuição das obras de arte da Câmara Municipal de Viana do Castelo por tipo e principal material estrutural (Delgado, Rocha *et al.*, 2010)

A.4. REFER

Na Rede Ferroviária portuguesa, a REFER tem responsabilidades sobre um conjunto de 2379 obras de arte, com a distribuição por principal material estrutural indicada na Figura A.6 (Silva, 2012). A maioria das obras de arte construídas na última década são em betão e as obras de arte metálicas são na sua maioria do século passado, conforme ilustra o gráfico da Figura A.7.

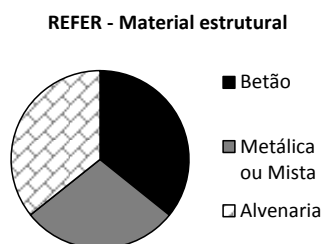


Figura A.6 - Distribuição dos tipos de obras de arte da REFER por material estrutural

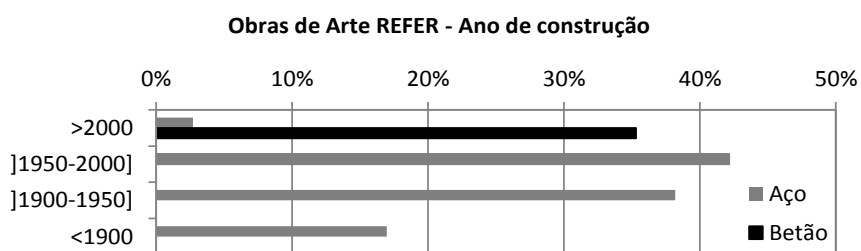


Figura A.7 - Distribuição das obras de arte da REFER por ano de construção

A.5. Metro do Porto

De acordo com consulta efetuada à Metro do Porto, S.A., o seu parque de obras de arte pode caracterizar-se da seguinte forma: 6 viadutos, 3 pontes, 73 obras de arte correntes (passagens inferiores e superiores, pontões e passagens hidráulicas relevantes), para além de 41 outras que de alguma forma interferem com a rede do metro.

A maioria dessas obras de arte é em betão, havendo apenas algumas metálicas ou em alvenaria. A rede metropolitana do Porto entrou em funcionamento há apenas cerca de 10 anos, razão pela qual o seu parque de obras de arte é em geral bastante recente. No entanto, há também um pequeno número de obras de arte mais antigas que resultaram da reconversão de antigas linhas ferroviárias, mas que, em geral, também não ultrapassam os 100 anos de idade.

A.6. Comparação de parques portugueses com os de outros países

Para comparação com os parques de obras de arte de outros países, serão referidos alguns dados estatísticos de caracterização de pontes rodoviárias e ferroviárias de outros países da Europa e dos Estados Unidos da América (EUA).

A Tabela A.1 apresenta o número de obras de arte correspondentes às principais entidades portuguesas responsáveis por pontes rodoviárias que anteriormente forma referidas e a Tabela A.2 apresenta o número de obras de arte dos EUA e de alguns outros países europeus envolvidos nos projetos BRIME e COST. De forma bastante análoga à verificada em Portugal, nas redes rodoviárias dos países europeus envolvidos no projeto BRIME e no projeto COST345 verifica-se

uma predominância de obras em betão relativamente às metálicas (COST345; Woodward, Cullington et al., 2001).

Tabela A.1- Principais parques de obras de arte rodoviárias portuguesas

Entidade responsável	Nº de Obras de Arte
EP	5724
BRISA	1880

Tabela A.2 - Número de pontes rodoviárias de alguns países da europa e dos EUA (Woodward, Cullington *et al.*, 2001; Jordan & Znidaric, 2004; Adey, Hajdin *et al.*, 2006)

Entidade responsável	Nº de Obras de Arte
EUA	596000
Europa*	1000000
Alemanha**	34824
França**	21549
Espanha**	13600
Reino Unido**	9515
Noruega**	9163
Eslovénia**	1761

* projeto COST345

** projeto BRIME (exclui as de menor comprimento)

Em termos de materiais pode dizer-se que nos EUA, a maioria das pontes rodoviárias também são em betão armado ou pré-esforçado sendo que as principais diferenças relativamente a Portugal e a outros países da Europa são um menor número de pontes em alvenaria e uma maior percentagem de estruturas em madeira (Chase, Small *et al.*, 1998). No que respeita à idade das obras de arte, atendendo à informação apresentada Figura A.8, pode verificar-se que nos países da Europa a maior parte da construção foi realizada no período de pós II Guerra Mundial e que nos EUA esse grande volume de construção ocorreu um pouco antes, por volta da década de 1930. Esse facto pode indiciar uma certa tendência para que a situação europeia se possa vir a aproximar da correspondente ao passado recente nos EUA onde aproximadamente 40% das pontes necessitavam de algum tipo de reparação ou reabilitação (Cruz, 2006). A partir da análise da Figura A.8 é ainda possível constatar-se que nos países referidos há também algumas pontes

rodoviárias em funcionamento com mais de 100 anos, embora em geral numa percentagem menor que a referida anteriormente para o conjunto de obras de arte da EP.

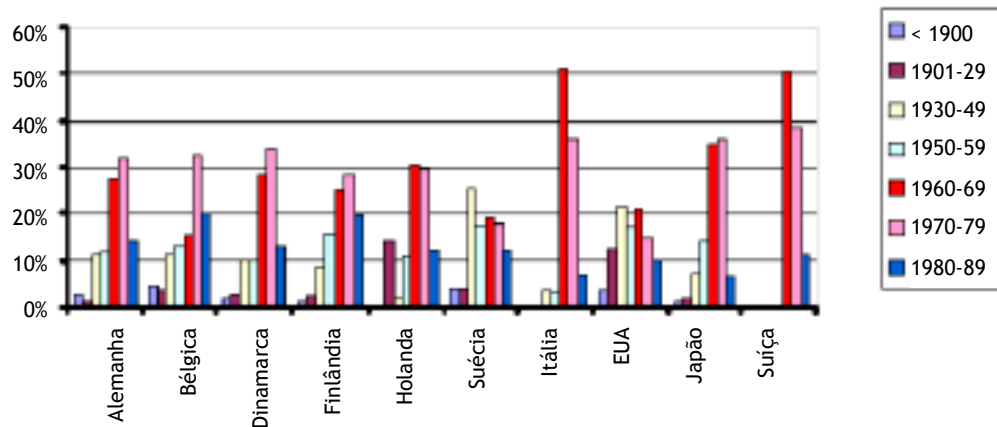


Figura A.8 - Idade das pontes rodoviárias de vários países (SAMCO, 2003)

Relativamente às pontes ferroviárias europeias, a partir da Figura A.9 pode verificar-se uma predominância das pontes de alvenaria. Para além disso, é ainda de destacar que mais de 50% dessas obras tem menos de 10m de comprimento e que mais de 30% tem mais de cem anos de idade.

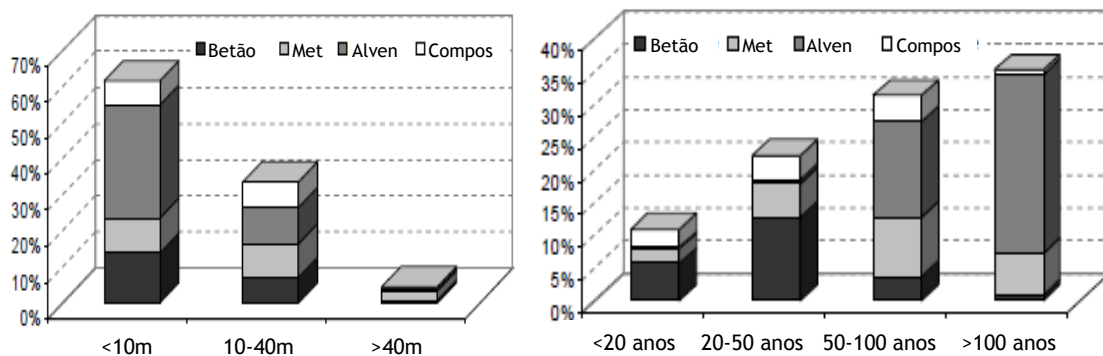


Figura A.9 - Dados estatísticos relativos a pontes ferroviárias de vários países europeus recolhidos no âmbito do Projeto “Sustainable Bridges” (Jensen, Plos *et al.*, 2008)

No conjunto de pontes ferroviárias atualmente em funcionamento em Portugal também há bastantes pontes em alvenaria, embora com uma representatividade relativa ligeiramente inferior à dos restantes países europeus. No que respeita à idade, a percentagem de pontes com mais de 100 anos é também elevada, como se pode verificar na Figura A.9.

A.7. Referências bibliográficas do anexo

- Adey, B., R. Hajdin & E. Brühwiler (2006). Optimal single stage strategies for bridges. The 7th International Conference on Short and Medium Span Bridges. Montréal.
- Chase, S. B., E. P. Small & C. Nutakor (1998). "An In-Depth Analysis of the National Bridge Inventory Database Utilizing Data Mining, GIS and Advanced Statistical Methods." TRB Transportation Research Circular 498.
- COST345 Procedures required for assessing highway structures - WG1 - Current stock of highway in European countries, the cost of their replacement and the annual cost of maintaining, repairing and renewing them, European Commission.
- Cruz, P. J. S. (2006). Inspeção, diagnóstico, conservação e monitorização de pontes. Congresso Rodoviário Português : estrada 2006 - "política rodoviária - os próximos 10 anos". Estoril.
- Delgado, P., P. Rocha & J. O. Almeida (2010). Proposta de inventariação, inspeção e gestão do parque de obras de arte da Câmara Municipal de Viana do Castelo. Serviços ao Exterior - Estruturas e Geotecnia, Escola Superior de Tecnologia e Gestão - Instituto Politécnico de Viana do Castelo.
- Horta, C. S. & E. C. Lopes (2012). The implementation of a bridge management system in Portugal. IABMAS 2012 - Bridge Maintenance, Safety, Management, Resilience and Sustainability, Stresa, Italy, Taylor & Francis Group.
- Jensen, J. S., M. Plos, J. R. Casas, C. Cremona, R. Karoumi & C. Melbourne (2008). Guideline for load and resistance assessment of existing european railway bridges. Bridge Maintenance, Safety, Management, Health Monitoring and Informatics K. F. (eds), Taylor & Francis Group.
- Jordan, R. & A. Znidaric (2004). COST345 - Final report - Procedures required for assessment of highway structures, European Commission - Directorate General Transport and Energy.
- Perdigão, V., D. Oliveira & P. Barros (2011). Política de Conservação em Obras de Arte. ASCP'2011 - 2º Congresso Nacional sobre Segurança e Conservação de Pontes. P. J. S. Cruz, C. Rebelo and T. Mendonça. Coimbra, Portugal.
- SAMCO (2003). SAMCO - Work Package 9: Practical Bridge Management - Task 9.3 Recommendations for Bridge Management - D.9.3.1 Applicability of Guidelines.
- Silva, A. I. (2012). Portuguese railway network - bridge inspection and maintenance strategy. ICDS12 - International conference - Durable structures: from construction to rehabilitation. Lisbon, Portugal.
- Woodward, R. J., D. W. Cullington, A. F. Daly, P. R. Vassie, P. Haardt, R. Kashner, R. Astudillo, C. Velandó, B. Godart, C. Cremona, Mahut, A. Raharinaivo, Lau, I. Markey, L. Bevc & I. Peruš (2001). BRIME - Final Report. Deliverable D14.