

REFORÇO DE UMA PONTE RODOVIÁRIA EM DUBLIN, DE FORMA A SUPORTAR O TRÁFEGO DE UM TRAMWAY

BEATRIZ DE CASTRO SOARES E GOUVEIA LELLO
DISSERTAÇÃO DE MESTRADO APRESENTADA
À FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO EM
ENGENHARIA CIVIL

REFORÇO DE UMA PONTE RODOVIÁRIA EM DUBLIN, DE FORMA A SUPORTAR O TRÁFEGO DE UM TRAMWAY

BEATRIZ DE CASTRO SOARES E GOUVEIA LELLO

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

Orientador: Professor Jorge Manuel Chaves Gomes Fernandes

Coorientador: Engenheiro Luís Filipe Barreira Antunes Bairrão

JUNHO DE 2015

MESTRADO INTEGRADO EM ENGENHARIA CIVIL 2014/2015

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

Tel. +351-22-508 1901

Fax +351-22-508 1446

✉ miec@fe.up.pt

Editado por

FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO

Rua Dr. Roberto Frias

4200-465 PORTO

Portugal

Tel. +351-22-508 1400

Fax +351-22-508 1440

✉ feup@fe.up.pt

🌐 <http://www.fe.up.pt>

Reproduções parciais deste documento serão autorizadas na condição que seja mencionado o Autor e feita referência a *Mestrado Integrado em Engenharia Civil - 2012/2013 - Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2013.*

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

Este documento foi produzido a partir de versão eletrónica fornecida pelo respetivo Autor.

Aos meus pais

AGRADECIMENTOS

Nesta parte do trabalho gostaria de agradecer a todas as pessoas que me ajudaram a ultrapassar mais esta etapa, ao tornarem este trabalho realizável. Assim, gostaria de agradecer de forma especial:

- Ao orientador da empresa, Engenheiro Luís Bairrão, pela oportunidade em realizar a tese em ambiente empresarial e pela confiança depositada ao longo destes meses;
- Ao orientador, Engenheiro Jorge Chaves, pelo apoio e ajuda que me deu ao longo do trabalho;
- Ao Engenheiro Paul Trofimov pela disponibilidade em discutir e facultar documentos sobre a ponte;
- Ao Engenheiro Rui Camposinhos pela ajuda na interpretação, discussão e apoio com o funcionamento do programa de cálculo;
- Aos Engenheiros João Esteves, Pedro Duarte, Miguel Carvalho e Pedro Silva pela ajuda com o ajuste do modelo e com a interpretação dos resultados;
- Ao Engenheiro Paulo, da Soares da Costa, pela ajuda na realização do modelo e interpretação dos resultados;
- Aos meus pais, irmã e avô que nunca deixaram de acreditar nas minhas capacidades. Pela paciência, apoio incansável e dedicação. Pela confiança que depositam em mim;
- Ao Carlos pelo apoio incansável, pelos momentos de descanso e descontração, pela ajuda em olhar para as informações de forma mais concreta e pela discussão que permitiu um grande avanço neste trabalho;
- Aos meus amigos pelo companheirismo e amizade.

RESUMO

Apesar da construção de pontes em arcos de alvenaria no século XXI ser praticamente inexistente, a avaliação da segurança das pontes antigas deve ser um dos principais objetivos da engenharia ferroviária, uma vez que são a maioria das pontes existentes na rede ferroviária.

Com esse intuito, este trabalho apresenta um pouco da história e evolução das pontes em arco de alvenaria, bem como os trabalhos que têm vindo a ser realizados para o conhecimento da sua capacidade resistente. Ao mesmo tempo, realiza-se um levantamento das patologias e suas possíveis causas, bem como os trabalhos de reforço que se devem efetuar, tanto para eliminar essas anomalias como também para aumentar a capacidade resistente da estrutura.

Ao tratar-se de uma tese em ambiente empresarial, a problemática tratada no decorrer do trabalho é um problema existente que necessita de uma solução viável e realizável. A problemática trata-se da passagem de um tram numa ponte rodoviária. Para isso é necessário substituir a rodovia por uma ferrovia.

Assim, é necessário avaliar as diferenças de tensões impostas pelos dois carregamentos e realizar uma comparação. Com a conclusão retirada desta comparação conclui-se a possível necessidade de realizar trabalhos de reforço na ponte em análise.

PALAVRAS-CHAVE: pontes em arco de alvenaria, reforço estrutural, avaliação da capacidade resistente.

ABSTRACT

Although stone arch bridge construction is almost non-existent in the XXI century, safety evaluation of the oldest bridges should be one of the main objectives of railway engineering, as they represent railway network most common bridges.

With that in mind, this work thrives to present the history and the evolution of stone arch bridges, as well as all the work and development being made to further the knowledge on this subject, its vulnerabilities and how to solve them. At the same time, an assessment of possible pathologies and their causes is explored, in order to determine what kind of reinforcement is needed, if any, to eliminate all anomalies and to increase the structural capacity of the bridge.

This thesis was developed regarding a real case, under the necessity of a firm that needed a ready and suitable solution for the problem at hand. The goal was to construct a passageway for a Tram on a road bridge, effectively adapting it into a railroad bridge.

So, it is necessary to evaluate and compare the differences between the stresses caused by the car and the stresses caused by the tram. As a conclusion is reached from this analyses, it is possible to determine which structural reinforcements are needed on O'Connell Bridge and begin working on how to implement them.

KEYWORDS: stone arch bridges, structural reinforcement, resistance evaluation

ÍNDICE GERAL

AGRADECIMENTOS	i
RESUMO	iii
ABSTRACT	v

1 INTRODUÇÃO

1

1.1. CONTEXTUALIZAÇÃO.....	1
1.2. OBJETIVOS E ORGANIZAÇÃO DA DISSERTAÇÃO	3

2 CARATERIZAÇÃO E HISTÓRIA DAS PONTES EM ARCO DE ALVENARIA

5

2.1. DEFINIÇÃO DE ALVENARIA	5
2.2. TIPOLOGIA E FUNÇÕES DOS ELEMENTOS PRINCIPAIS	7
2.2.1. PAVIMENTO OU TABULEIRO	8
2.2.2. MATERIAL DE ENCHIMENTO.....	9
2.2.3. MUROS DE TÍMPANO.....	9
2.2.4. ARCOS	10
2.2.5. PILARES E ENCONTROS	12
2.2.6. FUNDAÇÕES.....	12
2.2.7. GUARDAS LATERAIS	12
2.3. FUNCIONAMENTO ESTRUTURAL	13
2.4. BREVE HISTÓRIA DAS PONTES DE ALVENARIA	14
2.4.1. INTRODUÇÃO.....	14
2.4.2. O PROBLEMA DA DATAÇÃO	16
2.4.3. DA PRÉ-HISTÓRIA ATÉ À ERA ROMANA.....	17
2.4.4. ERA ROMANA	18
2.4.5. IDADE MÉDIA E RENASCIMENTO	21
2.4.6. ÉPOCA MODERNA.....	24
2.5. CONCLUSÃO	27

3 AVALIAÇÃO DA CAPACIDADE RESISTENTE	29
3.1. EVOLUÇÃO DO CONHECIMENTO DO COMPORTAMENTO DE ARCOS DE ALVENARIA	29
3.1.1. INTRODUÇÃO	29
3.1.2. LEON BASTTISTA ALBERTI (1452).....	29
3.1.3. LEONARDO DA VINCI (1452-1519).....	30
3.1.4. ROBERT HOOKE (1675)	30
3.1.5. PHILIPPE DE LA HIRE (1712)	30
3.1.6. PIERRE COUPLET DE TARTREUX (1729).....	31
3.1.7. JEAN-RODOLPH PERRONET (1768)	32
3.1.8. CHARLES AUGUSTIN DE COULOMB (1773)	32
3.1.9. TRANSIÇÃO ENTRE O SÉCULO XVIII E O SÉCULO XIX	32
3.1.10. CLAUDE NAVIER (1826)	33
3.1.11. JEAN VICTOR PONCELET (1835).....	33
3.1.12. E. MÉRY (1840).....	33
3.1.13. ALFRED JOHN PIPPARD (1948).....	33
3.1.14. JACQUES HEYMAN (1969).....	34
3.1.15. CONSIDERAÇÕES FINAIS.....	35
3.2. MODELAÇÃO DO COMPORTAMENTO ESTRUTURAL	36
3.2.1. INTRODUÇÃO	36
3.2.2. GEOMETRIA.....	37
3.2.3. CONDIÇÕES FRONTEIRA.....	37
3.2.4. MATERIAIS.....	38
3.2.5. MECANISMOS DE TRANSMISSÃO DE ESFORÇOS E TENSÕES	38
3.2.6. AÇÕES	38
3.3. AVALIAÇÃO DA CAPACIDADE RESISTENTE	39
3.3.1. INTRODUÇÃO	39
3.3.2. ANÁLISE ELÁSTICA.....	39
3.3.2.1. Método MEXE	40
3.3.2.2. Método Gráfico para Determinar a Linha de Pressões e o Fator de Segurança Geométrico .	45
3.3.3. ANÁLISE LIMITE OU PLÁSTICA	50
3.3.3.1. Estimativa da Carga de Colapso pelo Método Plástico definido por Heyman	51
3.3.3.2. Recurso a Programas de Cálculo.....	52

3.4. CONCLUSÃO	53
----------------------	----

4 CAUSAS E EXEMPLOS DE ANOMALIAS

4.1. INTRODUÇÃO	55
4.2. ANOMALIAS	56
4.2.1. ANOMALIAS GEOMÉTRICAS / DE ÍNDOLE ESTRUTURAL	56
4.2.2. ANOMALIAS NOS MATERIAIS / DE ÍNDOLE NÃO ESTRUTURAL.....	58
4.2.3. ANOMALIAS RELACIONADAS COM AGENTES EXTERIORES / DE ÍNDOLE FUNCIONAL.....	59
4.3. CAUSAS DAS ANOMALIAS	59
4.3.1. AUMENTO DAS CARGAS	60
4.3.2. TIPO DE TERRENO E DE FUNDAÇÃO.....	61
4.3.3. VEGETAÇÃO.....	61
4.3.4. FALTA DE MANUTENÇÃO	61
4.3.5. DEFEITOS NA CONCEÇÃO, EXECUÇÃO E CONTROLO DA OBRA	61
4.3.6. AÇÃO HUMANA.....	62
4.3.7. PRESENÇA DE ÁGUA.....	62
4.3.8. MÁ ESCOLHA DOS MATERIAIS DE CONSTRUÇÃO	63
4.3.9. REGIME DE ESCOAMENTO.....	63

5 INSPEÇÕES, MANUTENÇÃO E TRABALHOS DE REFORÇO

5.1. INTRODUÇÃO	65
5.2. INSPEÇÕES.....	65
5.2.1. INSPEÇÕES DE ROTINA	66
5.2.2. INSPEÇÕES PRINCIPAIS OU GERAIS	66
5.2.3. INSPEÇÕES ESPECIAIS.....	66
5.2.4. CONSIDERAÇÕES FINAIS.....	67
5.3. MANUTENÇÃO	67
5.3.1. MANUTENÇÃO CORRENTE.....	67
5.3.2. MANUTENÇÃO PREVENTIVA.....	68
5.3.3. MANUTENÇÃO ESPECIALIZADA	68
5.3.4. MANUTENÇÃO CORRETIVA.....	68

5.3.5. CONSIDERAÇÕES FINAIS	68
5.4. TRABALHOS DE REFORÇO	69
5.4.1. INTRODUÇÃO	69
5.4.2. INFRAESTRUTURA – FUNDAÇÕES	69
5.4.2.1. Injeção de Calda	70
5.4.2.2. Execução de Enrocamento na Base dos Pilares	70
5.4.2.3. Execução de Microestacas	71
5.4.2.4. Preenchimento de Zonas Infra escavadas	72
5.4.2.5. Recalçamento	73
5.4.3. SUPERESTRUTURA - GERAL	73
5.4.3.1. Refechamento de Juntas	73
5.4.3.2. Injeção de Calda	74
5.4.3.3. Considerações Finais	75
5.4.4. SUPERESTRUTURA – PILARES	75
5.4.4.1. Pré-esforço	75
5.4.4.2. Encamisamento Geral	76
5.4.5. SUPERESTRUTURA – ARCOS	76
5.4.5.1. Pregagens e Atirantamentos	77
5.4.5.2. Betão Projetado	78
5.4.5.3. Novos Elementos Estruturais	79
5.4.5.4. Introdução de Vigas e Chapas Metálicas	80
5.4.5.5. Substituição do Material de Enchimento	80
5.4.5.6. Sistema de Reforço <i>Archtec</i>	80
5.4.6. SUPERESTRUTURA – MUROS DE TÍMPANO	81
5.4.6.1. Atirantamento	81
5.4.7. SUPERESTRUTURA – TABULEIRO	82
5.4.7.1. Impermeabilização	82
5.4.8. DESMONTE E RECONSTRUÇÃO	83

6 HISTÓRIA, CARACTERIZAÇÃO E ESTADO DA PONTE EM ESTUDO	85
6.1. INTRODUÇÃO	85
6.2. <i>O'CONNELL BRIDGE</i>	86

6.2.1. CARACTERIZAÇÃO DAS OBRAS DE RECONSTRUÇÃO	87
6.2.2. DESCRIÇÃO DA SUPERESTRUTURA.....	89
6.2.3. CARACTERIZAÇÃO GEOMÉTRICA	91
6.3. DESCRIÇÃO DO ESTADO DE O'CONNELL BRIDGE	92
6.3.1. DESCRIÇÃO DAS CONCLUSÕES RETIRADAS DE INSPEÇÕES ANTIGAS	92
6.3.1.1. Arcos.....	93
6.3.1.2. Subways.....	93
6.3.1.3. Muros de Tímpano	94
6.3.1.4. Pilares, Encontros e Fundações.....	94
6.3.1.5. Parapeitos	95
6.3.1.6. Faixas de Rodagem e Passeios.....	95
6.3.1.7. Considerações Finais	95
6.3.2. DESCRIÇÃO DAS CONCLUSÕES RETIRADAS DA ÚLTIMA INSPEÇÃO	96
6.4. CONCLUSÕES	97

7 ANÁLISE DA SEGURANÇA E TRABALHOS DE REFORÇO A EFETUAR NA PONTE EM ESTUDO

99

7.1. INTRODUÇÃO	99
7.2. AVALIAÇÃO DA SEGURANÇA	99
7.2.1. MÉTODO MEXE	99
7.2.2. PROGRAMA DE CÁLCULO	102
7.2.2.1. Desenho da Estrutura.....	103
7.2.2.2. Características dos Materiais	105
7.2.2.3. Cargas Aplicadas	106
7.2.2.4. Análise das Tensões	109
7.3. TRABALHOS DE REFORÇO A EFETUAR	112

8 CONCLUSÃO

113

ÍNDICE DE IMAGENS

Fig. 1 – Mapa do tram em Dublin [2]	1
Fig. 2 – Mapa do LUAS em 2017 [3]	2
Fig. 3 – Pirâmides do Egípto [7]	6
Fig. 4 – Catedral Notre Dame [8]	7
Fig. 5 – Elementos constituintes de uma ponte em arco [9]	8
Fig. 6 – Pormenor do material de enchimento da Ponte Aemilius [9]	9
Fig. 7 – Olhais na Ponte de Vilar de Mouros [11]	10
Fig. 8 – Arcos secundários na Ponte de Drizes [12]	10
Fig. 9 – Tipologias dos arcos [14]	11
Fig. 10 - Arco	11
Fig. 11 – Pormenores do quebrante e do talhante, respetivamente, da Ponte da Lagoncinha [9]	12
Fig. 12 – Esquema do comportamento na direção longitudinal [9]	13
Fig. 13 – Esquema do comportamento na direção transversal [9]	13
Fig. 14 – Ponte d’Arc [17]	15
Fig. 15 – Exemplo de uma Clapper Bridge, a Postbridge em Inglaterra [18]	15
Fig. 16 – Exemplo de uma Ponte Poldra [19]	16
Fig. 17 – Ponte Chaotianmen [20]	16
Fig. 18 – Ponte de Caravana, Turquia	17
Fig. 19 – Ponte Zhaozhou [21]	18
Fig. 20 – Ponte de Aemilius [17]	18
Fig. 21 – Ponte de Trajano [24]	19
Fig. 22 – Aqueduto Pont du Gard [5]	19
Fig. 23 – Esquema representativo do cimbri de um arco [4]	20
Fig. 24 – Detalhe do funcionamento e das marcas do fórfex [4]	20
Fig. 25– Figura da Ponte d’Avignon original [26]	21
Fig. 26– Ponte d’Avignon atual [27]	22
Fig. 27 – Ponte Vecchio	22
Fig. 28 – Pormenor das aduelas na Ponte da Barca [9]	22
Fig. 29– Ponte de la Concorde [28]	23
Fig. 30 – Ponte do Prado [29]	23

Fig. 31 – Ironbridge [30].....	24
Fig. 32 – Primeira ponte em betão armado	25
Fig. 33 – Viaduto de Goltzsch [31]	25
Fig. 34 – Ponte do Vale de Bietigheim Enz, Alemanha.....	26
Fig. 35 – Ponte Duarte Pacheco [17]	26
Fig. 36 – Cimbri utilizado na Ponte Duarte Pacheco [17]	27
Fig. 37 – Representação das relações propostas por Alberti [5]	30
Fig. 38 – Modelo da catenária invertida [10]	30
Fig. 39 – Representação do mecanismo de rutura proposto por La Hire [10]	31
Fig. 40 – Mecanismo de três rótulas [10]	33
Fig. 41 – Impulso máximo e mínimo, respetivamente [10].....	34
Fig. 42 – Diferença de espessuras [10].....	34
Fig. 43 – Representação das variáveis de Heyman [5].....	35
Fig. 44 – Método dos elementos discretos [5].....	36
Fig. 45 – Representação do estado estável de um arco fissurado [5]	39
Fig. 46 – Representação das variáveis: L – vão, r_c – flecha, r_q – flecha para $\frac{1}{4}$ de vão, d – espessura do arco, h – distância entre o topo do arco e o pavimento [23]	40
Fig. 47 – Fator de vão-flecha [33].....	41
Fig. 48 – Fator de perfil [33]	41
Fig. 49 – Vista frontal [33].....	43
Fig. 50 – Vista detalhada [33]	44
Fig. 51 – Vista detalhada [33].....	44
Fig. 52 – Vista geral [33].....	44
Fig. 53 – Divisão do arco em aduelas [5]	46
Fig. 54 – Representação do peso próprio e centro de gravidade de cada aduela [5]	46
Fig. 55 – Etapa 1 [5]	47
Fig. 56 – Etapa 2 [5]	47
Fig. 57 – Etapa 3 [5]	48
Fig. 58 – Etapa final [5].....	48
Fig. 59 – Linha de pressões [5]	49
Fig. 60 – Arco de espessura mínima [5].....	49
Fig. 61 – Representação das variáveis [5]	51
Fig. 62 – Representação do elemento de macro modelação [10]	53
Fig. 63 – Representação do elemento de micro modelação [10].....	53

Fig. 64 – Abertura de juntas, Ponte de Espindo [34]	56
Fig. 65 – Danos nos muros de tímpano [23]	57
Fig. 66 – Erosão da fundação	57
Fig. 67 – Movimentos de apoio [17]	58
Fig. 68 – Ruína do arco, Ponte Velha do Vouga [v].....	58
Fig. 69 – Perda de argamassa [4]	58
Fig. 70 – Eflorescências [4]	59
Fig. 71 – Fissura longitudinal no arco [16]	60
Fig. 72 – Excesso de vegetação	61
Fig. 73 – Destacamento dos guarda-corpos [35].....	62
Fig. 74 – Ruína da ponte causada pela cheia e erosão, Ponte Hintze Ribeiro [36]	63
Fig. 75 – Injeção de calda no solo [4]	70
Fig. 76 – Enrocamento na base do pilar [17]	70
Fig. 77 – Secção de uma microestaca [37].....	71
Fig. 78 – Fases de aplicação de microestacas [37].....	72
Fig. 79 – Recalçamento de uma fundação [4]	73
Fig. 80 – Acabamento de junta correto [4]	74
Fig. 81 – Fecho dos furos de injeção [9]	74
Fig. 82 – Injecção de calda no intradorso do arco, Ponte de Segura [9]	75
Fig. 83 – Pré-esforço horizontal, Ponte do Tâmega [4]	75
Fig. 84 – Encamisamento geral com blocos de granito, Ponte do Sabor [4].....	76
Fig. 85 – Pregagens radiais [9]	77
Fig. 86 – Tirantes transversais (alçado) [16].....	78
Fig. 87 – Tirantes transversais (planta) [9].....	78
Fig. 88 – Estrutura interior de reforço [4]	79
Fig. 89 – Reforço arco com vigas metálicas no seu intradorso [4]	80
Fig. 90 – Esquemática do reforço Archtec [9]	81
Fig. 91 – Tirantes transversais [9]	81
Fig. 92 – Tirantes Verticais [9].....	82
Fig. 93 – Pontes sobre o Rio Liffey [38]	85
Fig. 94 – Carlisle Bridge em 1794 [38].....	86
Fig. 95 – Pintura de Carlisle Bridge em 1835 [22]	86
Fig. 96 – O’Connell Bridge em 1880 [38]	87

Fig. 97 – Arcos semicirculares de Carlisle Bridge [22].....	87
Fig. 98 – Arcos semielípticos de Carlisle Bridge [22]	88
Fig. 99 – Ponte O’Connell durante as obras em 1879 [38]	88
Fig. 100 – Corte longitudinal, com pormenor de identificação dos subways [39]	88
Fig. 101 – Detalhe do anel do arco [40]	89
Fig. 102 – Pormenor, no intradorso do arco, do subway menor [40]	89
Fig. 103 – Esquema longitudinal com identificação dos limites do material de enchimento [15]	90
Fig. 104 – Ensaio realizado para conhecimento do solo [39]	90
Fig. 105 – Esquema da geometria dos pilares e encontros [41].....	91
Fig. 106 – Esquema da ponte	91
Fig. 107 – Vista superior dos subways [39].....	92
Fig. 108 – Interior do arco [40]	93
Fig. 109 – Pormenor subway maior [40].....	94
Fig. 110 – Pormenor muro de tímpano [40].....	94
Fig. 111 – Fissuras nos encontros do tabuleiro e no passeio [40]	95
Fig. 112 – Vegetação na extremidade do encontro [41]	96
Fig. 113 – Pormenor do pilar [41]	96
Fig. 114 – Pormenor do corta-águas [41].....	97
Fig. 115 – Esquema representativo do veículo metro [43].....	101
Fig. 116 – Representação de uma elipse.....	103
Fig. 117 – Distinção dos layers, representação 2D.....	103
Fig. 118 – Diferenciação dos layers, representação 3D	104
Fig. 119 – Representação dos sólidos	104
Fig. 120 – Representação da malha de elementos finitos e dos apoios.....	105
Fig. 121 – Resistência à compressão [44]	106
Fig. 122 – Representação do peso próprio do betuminoso	106
Fig. 123 – Esquematisação do veículo [44].....	107
Fig. 124 – Representação das cargas do veículo	108
Fig. 125 – Representação das cargas do metro	108
Fig. 126 – Gráfico representativo da variação das tensões induzidas pelo veículo rodoviário	111
Fig. 127 – Gráfico representativo da variação das tensões impostas pelo veículo metro	111

ÍNDICE DE TABELAS

Tabela 1 – Fator de material do vão	42
Tabela 2 – Fator do material de enchimento	42
Tabela 3 – Fator de espessura das juntas	42
Tabela 4 – Factor de profundidade de juntas	43
Tabela 5 – Fator de qualidade da argamassa	43
Tabela 6 – Características geométricas.....	100
Tabela 7 – Fatores de modificação	100
Tabela 8 – Restantes fatores	100
Tabela 9 – Carga máxima em toneladas	101
Tabela 10 – Carga máxima em kN.....	101
Tabela 11 – Cargas por bogie em kN	102
Tabela 12 – Conclusões da comparação.....	102
Tabela 13 – Caracterização dos materiais.....	105
Tabela 14 – Tensão máxima em função do caso	108
Tabela 15 – Tensões máximas para cada valor de rigidez	110

1

INTRODUÇÃO

1.1. CONTEXTUALIZAÇÃO

LUAS, que em irlandês significa velocidade, é um tram que serve a cidade de Dublin, a capital da República da Irlanda. A ideia da sua construção surgiu em 1994 num relatório da *Dublin Transportation Initiative* que referia a primeira rede de metro que serviu a cidade. Essa antiga rede unia várias partes da cidade numa extensão de 60 km. Na sequência deste relatório, a empresa de transportes públicos da Irlanda, *Córas Iompair Éireann*, foi convidada a estudar diferentes hipóteses para essa nova rede.

O início das obras foi bastante demorado, uma vez que o governo levantou diversos entraves para a existência de obras subterrâneas no centro da cidade. Assim, em 2001 foi criada uma agência governamental independente, a *Procurement Agency Railway*, que ficou responsável pelo desenvolvimento da rede do LUAS. As suas obras começaram então em Março de 2001, com as ligações entre *Tallaght* e *Connolly* (linha vermelha com 23 estações) e *Sandyford* e *St. Stephen's Green* (linha verde com 13 estações) [1]. As obras da linha verde terminaram em Junho de 2004 e as da linha vermelha em Setembro do mesmo ano. Com o aumento da população e o desenvolvimento dos arredores do centro da cidade, era necessário aumentar as linhas existentes. Assim, entre 2009 e 2011 as linhas foram aumentadas, passando a linha vermelha a operar entre *The Point* e *Saggart* ou *Tallaght* e a verde entre *Brides Glen* e *St. Stephen's Green*, como é possível observar na Fig. 1.



Fig. 1 – Mapa do tram em Dublin [2]

A rede metropolitana que serve a cidade de Dublin conta com 54 estações e uma extensão de 36,5km. Em Novembro de 2006 já se tinham realizado mais de 50 milhões de viagens ao longo de toda a rede, com cerca de 90 mil viagens diárias.

Segundo [2], no início da construção foi previsto um défice de 2.500 milhões de euros, o que não foi confirmado. Antes pelo contrário, pois em 2004 o metro LUAS operava sem apoio do estado e com um lucro de 680 mil euros.

Um dos grandes inconvenientes desta rede é a não ligação direta com as principais avenidas de Dublin, nomeadamente *O'Connell Street*.

Assim, foram realizados planos de ligação entre as duas linhas existentes. Essa ligação passaria maioritariamente pelo centro da cidade. Assim, em Junho de 2010 esses planos de ligação foram aprovados, estando em construção desde 2013, com prevista conclusão para 2017 e um custo de 386 milhões de euros [3].

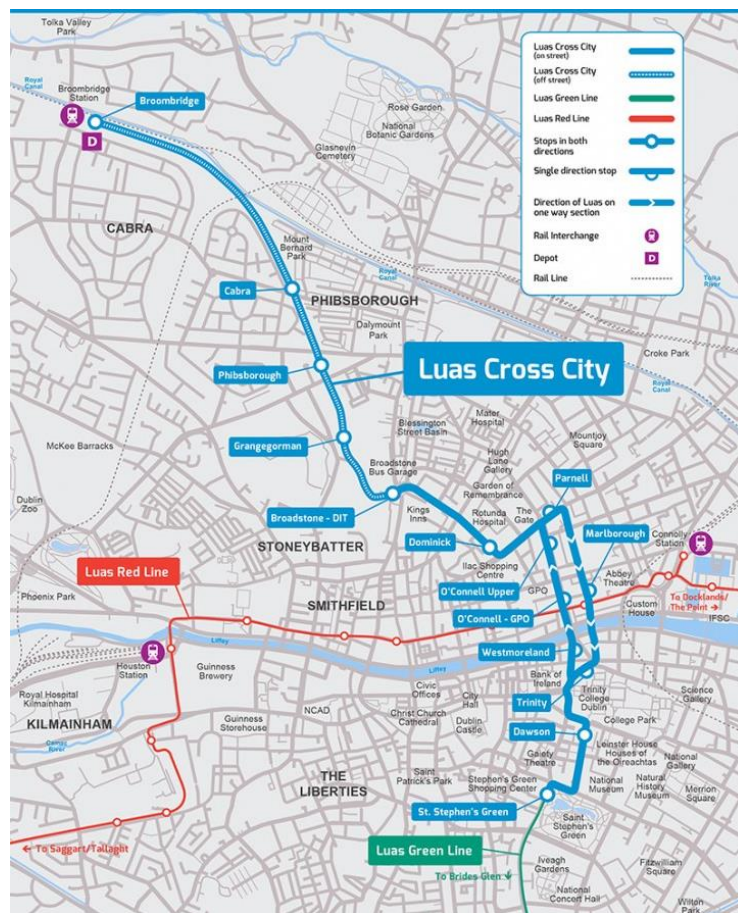


Fig. 2 – Mapa do LUAS em 2017 [3]

Esta ligação, que permitirá um aumento de 10 milhões de viagens por ano, é um dos maiores projetos de investimento realizado pelo governo. No ano de 2014, o tram LUAS teve 32,4 milhões de passageiros, um aumento bastante considerável de 6,2 % relativamente aos 30,5 milhões em 2013.

Tal como é possível observar na Fig. 2, a linha do LUAS nova faz uma espécie de U aquando o atravessamento do rio. Também é possível verificar que o atravessamento num sentido é feito por *O'Connell Bridge* e no sentido oposto por uma ponte ainda em construção.

1.2. OBJETIVOS E ORGANIZAÇÃO DA DISSERTAÇÃO

O objetivo desta dissertação é verificar a necessidade de reforço de *O'Connell Bridge* e, caso seja necessário, definir os trabalhos de reforço que melhor se adaptam.

Devido à nova linha do tram LUAS que atravessa o rio *Liffey* por *O'Connell Bridge*, é necessário modificar o tráfego efetuado nesta estrutura, ou seja, a rodovia será substituída por uma ferrovia sem balastro.

Antes de se proceder à análise da ponte em estudo, é essencial conhecer um pouco da história e da evolução das pontes em arco de alvenaria por todo o mundo, bem como a função de cada componente da ponte. Ambos os temas serão explicitados no capítulo 2 do presente trabalho.

Para avaliar a segurança das obras de arte existem vários métodos que podem ser aplicados. Métodos que têm vindo a ser analisados e melhorados ao longo dos anos e que serão analisados no decorrer do trabalho, nomeadamente no capítulo 3.

Como se vai verificar, os tipos de reforço a efetuar estão intimamente ligados às anomalias que a estrutura apresenta. Com o intuito de conhecer melhor as patologias que as pontes em arco de alvenaria podem apresentar e as suas possíveis causas, este tema é esclarecido no capítulo 4 desta dissertação. Seguido pelo capítulo 5 onde se apresentam os trabalhos de reforço existentes para aplicação neste tipo de estruturas.

Após adquiridos os conhecimentos globais, é necessário aumentar os conhecimentos sobre a ponte em análise. Assim, procede-se a uma análise das suas características, funcionamento e estado. Tópicos abordados no capítulo 6.

Para se avaliar o aumento de esforços a que *O'Connell Bridge* está sujeita, é essencial conhecer as cargas do veículo e do tram para se proceder à comparação das tensões impostas por cada uma. Após comparação, é possível chegar a duas conclusões distintas:

- As tensões impostas pelo tram são superiores às impostas pelo veículo;
- As tensões impostas pelo tram são inferiores às impostas pelo veículo.

Dependendo da conclusão que se retirar, verifica-se a necessidade de realizar ou não trabalhos de reforço. Em caso positivo, será fundamental escolher o tipo de reforço que melhor se adapta às necessidades, ao tipo de estrutura e ao seu estado. Estes temas serão comentados no último capítulo deste trabalho, o capítulo 7.

2

CARATERIZAÇÃO E HISTÓRIA DAS PONTES EM ARCO DE ALVENARIA

2.1. DEFINIÇÃO DE ALVENARIA

O termo alvenaria designa um conjunto de materiais (pedra, tijolo e terra), dispostos de modo a formarem uma unidade. Estes materiais podem estar solidarizados entre si por meio de uma argamassa ou simplesmente dispostos uns sobre os outros [4].

Após a utilização de troncos de madeira para permitir fazer travessias rudimentares, a pedra natural foi o elemento preferido para transpor os cursos de água e os vales. Esta preferência era causada pelo facto de ser um material existente com abundância na natureza, com elevada durabilidade e solidez. Estas características justificam o facto de ter sido tão usada na construção das pontes e no facto de algumas destas terem resistido até à atualidade sem problemas de maior.

Para além destas características, a alvenaria era um material muito usado por não necessitar de grande manutenção, e ter versatilidade, boa capacidade de isolamento sonoro e boa resistência ao fogo.

É difícil descrever o comportamento da alvenaria como um material único, pois este depende de diversos fatores:

- Natureza;
- Dimensão;
- Forma como estão dispostos os seus elementos;
- Espessura;
- Constituição das juntas.

Cada combinação diferente destes fatores origina um material diferente. Assim, o comportamento da alvenaria depende do resultado de complementaridade entre o comportamento dos materiais constituintes [4].

As alvenarias podem ser classificadas segundo três características distintas:

- Quanto ao tipo de materiais que a constitui:
 - Alvenaria de pedra;
 - Alvenaria de tijolo;
 - Alvenaria de adobe.
- Quanto ao método construtivo:
 - Alvenaria regular – blocos com dimensões semelhantes e acabamento mais ou menos cuidado;

- Alvenaria ordinária – pedras irregulares assentes com argamassa, mais ou menos travada com material miúdo;
- Alvenaria mista – pedras talhadas no exterior da espessura e pedra irregulares no interior.
- Quanto ao ligante [5]:
 - Alvenaria de junta argamassada;
 - Alvenaria de junta seca – as unidades de alvenaria encostam-se uma às outras sem qualquer ligante.

Para além da pedra, a alvenaria também é composta por argamassa de cal ou de areia. Este constituinte pode ter diversas funções, como servir de reboco e preencher os vazios. As suas propriedades podem ser melhoradas com a junção de compostos orgânicos, aditivos, com o intuito, principalmente, de conferir impermeabilidade. A argamassa apresenta uma resistência à compressão muito inferior quando comparada com a da unidade alvenaria.

Com o decorrer do tempo, a argamassa vai-se deteriorando e desagregando, pondo em causa a estabilidade da estrutura, que é apenas garantida graças à compactação causada pela ação da gravidade.

A alvenaria é bastante eficaz quando sujeita a esforços de compressão, mas apresenta pouca resistência quando sujeita a esforços de tração. Quando é necessário praticar aberturas numa parede de alvenaria, a forma em arco permite que a distribuição das forças no seu interior se faça ao longo das aduelas e das juntas dentro dos limites do terço central das secções transversais, garantindo apenas tensões de compressão.

Aquando da construção de uma ponte em alvenaria, uma das preocupações é a disposição correta dos blocos. Como disposição correta, entende-se uma disposição que permite que as duas superfícies planas assentem na totalidade, encaixando-se perfeitamente. Assim, é garantida a formação de uma estrutura estável [6].

Apesar de se tratar da técnica construtiva mais antiga, a alvenaria ainda é utilizada na indústria da construção. Obviamente que houve mudança nos materiais utilizados e nas aplicações possíveis, mas a técnica de agrupar elementos manteve-se idêntica [5].

Um dos exemplos mais antigos de construção em alvenaria são as pirâmides do Egipto, datadas entre 2800 aC e 2000aC, ver Fig. 3.



Fig. 3 – Pirâmides do Egipto [7]

A construção em alvenaria teve um acréscimo bastante acentuado no Período Gótico (entre o século XIII e o século XVI), não só com a construção de pontes mas também de catedrais. Um dos exemplos mais significativos é a Catedral de Notre Dame em Paris, do ano 1345 (Fig. 4)

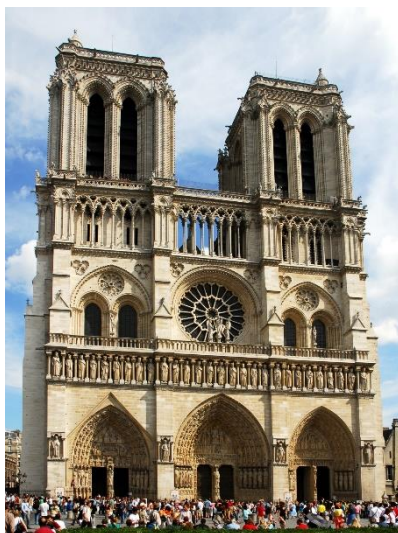


Fig. 4 – Catedral Notre Dame [8]

Mais tarde, a construção em alvenaria caiu em desuso devido, por um lado, aos elevados custos de exploração, transporte e manuseamento e, por outro, ao aparecimento e implementação do betão e do aço como materiais estruturais.

2.2. TIPOLOGIA E FUNÇÕES DOS ELEMENTOS PRINCIPAIS

O sistema estrutural das pontes em arco de alvenaria de pedra é constituído essencialmente por dois tipos de materiais: a alvenaria propriamente dita e o material de enchimento. Tratam-se de materiais heterogéneos, anisotrópicos, com comportamento complexo e, maioritariamente, com reduzida resistência à tração [9].

Tal como já foi referido, a alvenaria é uma associação de blocos ligados, ou não, por argamassa, sobrepostos um nos outros e constituem os elementos da estrutura principal.

A estrutura principal é constituída pelas fundações, pilares, arcos, muros de tímpano e encontros. Estes elementos funcionam principalmente por gravidade, tendo como característica fundamental do seu comportamento a geometria, sendo o seu esforço predominante o esforço axial.

O material de enchimento é constituído por aglomerados de materiais com granulometria e origem diversas, colocado entre os muros de tímpano, que delimita a fronteira da obra de arte. O objetivo deste material é materializar a forma final da construção e transmitir as cargas aplicadas no tabuleiro e o peso para o sistema estrutural.

Para além dos elementos referidos, o sistema estrutural é composto também por talhantes, quebrantes e material de enchimento. Como elementos não estruturais, a ponte tem na sua constituição o pavimento (ou tabuleiro) e as guardas laterais, ver Fig. 5.

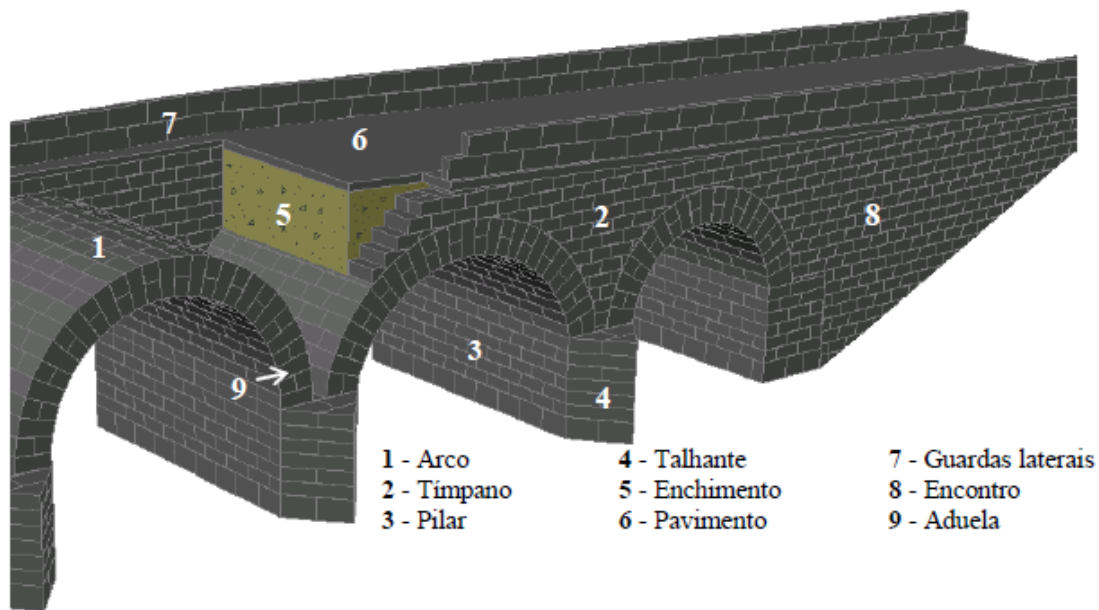


Fig. 5 – Elementos constituintes de uma ponte em arco [9]

Seguidamente descrevem-se as funções e as características principais de cada elemento.

2.2.1. PAVIMENTO OU TABULEIRO

É sobre o tabuleiro que são descarregadas a maioria das cargas a que a ponte está sujeita. Estas cargas podem ser:

- Verticais:
 - Peso próprio;
 - Sobrecargas rodoviárias ou ferroviárias;
 - Neve;
 - Sobrecarga nos passeios.
- Horizontais:
 - Sismo;
 - Vento;
 - Frenagem.

Para além de forças aplicadas, podem atuar na ponte ações que introduzem deformações nos elementos estruturais, como a variação da temperatura e assentamentos de apoio.

Este elemento estrutural tem como função facilitar a circulação na ponte, receber as cargas e transmiti-las para o material de enchimento. Numa grande parte das pontes de alvenaria antigas, devido às intervenções que já foram realizadas, não se consegue ver o pavimento original, sendo que geralmente é observada uma camada constituída por material betuminoso.

2.2.2. MATERIAL DE ENCHIMENTO

O material de enchimento é colocado no espaço existente entre os pilares e os muros de tímpano e sobre os arcos e tem como principal função completar a forma da ponte, constituindo a via de atravessamento, e transmitir as cargas do tabuleiro para os arcos e os muros de tímpano.

Os impulsos horizontais que o material de enchimento exerce nos muros de tímpano podem ser estimados através da determinação do impulso ativo.

Geralmente, este elemento é constituído por materiais soltos de granulometria extensa (desde elementos grossos a elementos finos) de modo a diminuir a existência de vazios. No entanto, em alguns casos o material de enchimento pode ser igual ao que constitui os muros de tímpano, como é o caso da Ponte Aemilius, representada na Fig. 6.



Fig. 6 – Pormenor do material de enchimento da Ponte Aemilius [9]

As características do material de enchimento, em conjunto com o confinamento conferido pelos arcos e muros de tímpano, influenciam o seu comportamento na degradação das cargas que lhe são transmitidas [10]. A diminuição da rigidez do material de enchimento implica uma menor degradação das cargas, enquanto que o seu confinamento conduz a uma melhor degradação das mesmas. O modo como ocorre a degradação das cargas é função da altura do material de enchimento.

A zona do material de enchimento pode ser reforçada com segundos muros de tímpano com o intuito de reduzir os impulsos horizontais transmitidos e estabelecer um sistema de distribuição de cargas alternativo.

2.2.3. MUROS DE TÍMPANO

Os muros de tímpano correspondem aos paramentos verticais exteriores sobre os arcos, os pilares e os encontros. Têm como função servir de cofragem perdida para o material de enchimento, resistir aos impulsos horizontais que este lhes transmite e encaminhar esses esforços para os arcos e os pilares.

De modo a resistir melhor aos impulsos horizontais, estes elementos podem ser inclinados ou apresentar degraus de diferentes espessuras. Como é perceptível, os esforços horizontais são maiores na base, logo é de esperar que o muro de tímpano seja mais espesso na base.

No caso da Ponte de Vilar de Mouros, representada na Fig. 7, os muros de tímpano apresentam algumas aberturas, os olhais, que têm como objetivo aumentar a secção de vazão da ponte, de modo a diminuir os estragos em caso de cheias.



Fig. 7 – Olhais na Ponte de Vilar de Mouros [11]

Nas pontes cujos arcos têm vãos elevados, de modo a diminuir as cargas que lhes são transmitidas, os muros de tímpano apresentam aberturas que correspondem a arcos secundários, como é o caso da Ponte de Drizes, Fig. 8.



Fig. 8 – Arcos secundários na Ponte de Drizes [12]

Estes elementos podem ser considerados elementos estruturais de grande rigidez que funcionam como se fossem vigas altas. A sua elevada rigidez na direção longitudinal contribui para a estabilização dos arcos ao restringir os deslocamentos do extradorso na direção dos muros de tímpano. Na direção transversal, os muros de tímpano resistem aos impulsos horizontais que posteriormente são transmitidos aos arcos.

2.2.4. ARCOS

Os arcos são os elementos que materializam os vãos e sobre os quais se apoia a estrutura que permite a ligação entre as duas margens. Têm como função encaminhar as cargas (aplicadas no tabuleiro) para os pilares e fundações.

Quanto à forma, estes elementos podem ser classificados como [13], [14] (ver Fig. 9):

- Semicirculares – ou de volta inteira ou perfeita. O conhecido arco romano. Não é aconselhável para vãos muito grandes;
- Segmentado;
- Parabólico – é a forma mais adequada a nível estrutural uma vez que tem a mesma forma que o diagrama de momentos (no caso de cargas uniformemente distribuídas). Esta igualdade permite eliminar as tensões de flexão;
- Ogival – característico da Era Medieval com justificação religiosa, estilo gótico;
- Semi-elíptico – pode ser usado tanto para grandes como para pequenos vãos;
- Abatido – ou arco multi-raio.

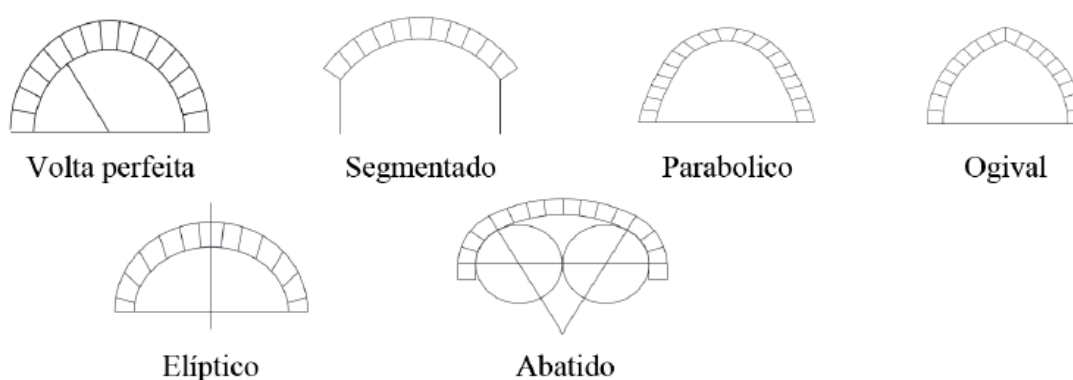


Fig. 9 – Tipologias dos arcos [14]

O arco consiste num corpo solidário de pedras talhadas, as aduelas, apoiadas em sequência desde a pedra colocada no arranque até à pedra de fecho (situada no cume do arco).



Fig. 10 - Arco

Este sistema arquitetónico foi inventado no século III aC e tem como principal vantagem o facto de descarregar todo o peso que nele é aplicado nos pilares. Este elemento funciona essencialmente à compressão.

A sua superfície interna é denominada de intradorso e a externa de extradorso.

2.2.5. PILARES E ENCONTROS

Os pilares e os encontros correspondem aos apoios dos arcos e têm como função encaminhar as ações, tanto aquelas que os arcos lhes transmitem, como as que lhes são diretamente aplicadas (vento e ação do escoamento) para as fundações. A sua secção é, maioritariamente, retangular.

Os pilares são, geralmente, protegidos das ações erosivas do escoamento através de talhantes e quebrantes. Os talhantes encontram-se a montante e normalmente apresentam secção triangular, enquanto os quebrantes se localizam a jusante e têm secção retangular. Em pontes antigas, estes elementos de proteção eram construídos alguns anos após a construção da ponte.

Como exemplo, podemos observar na Fig. 11 a Ponte da Lagoncinha em Braga, que apresenta talhantes triangulares e quebrantes retangulares. Como se trata de uma ponte antiga, estes elementos foram construídos alguns anos após a sua construção.



Fig. 11 – Pormenores do quebrante e do talhante, respetivamente, da Ponte da Lagoncinha [9]

Os talhantes e os quebrantes têm como função encaminhar a corrente do rio de modo a reduzir a pressão sobre os pilares a montante e proteger da sucção a jusante. Para além de proteção, estes elementos aumentam a rigidez da ponte.

2.2.6. FUNDAÇÕES

As fundações têm como função transmitir as cargas da superestrutura para o maciço de fundação. Existem vários tipos de fundações, sendo as mais comuns as fundações diretas materializadas por sapatas isoladas ou contínuas e as fundações indiretas através de poços e pegões [10].

2.2.7. GUARDAS LATERAIS

As guardas laterais não são elementos estruturais, mas têm um papel importante na conservação da ponte. Estes elementos têm como função a proteção dos peões aquando da sua circulação na ponte e dos veículos no caso de ocorrerem pequenos embates.

Estes elementos podem ser em alvenaria, madeira ou metálicas, sendo que as primeiras são as mais comuns.

2.3. FUNCIONAMENTO ESTRUTURAL

O mecanismo funcional de transmissão de cargas gravíticas nas pontes em arco é bastante diferente na direção longitudinal e na direção transversal.

Na direção longitudinal, o comportamento da ponte é determinado pelo funcionamento do arco relativamente às cargas transmitidas pelo material de enchimento e pelos muros de tímpano, ver Fig. 12.

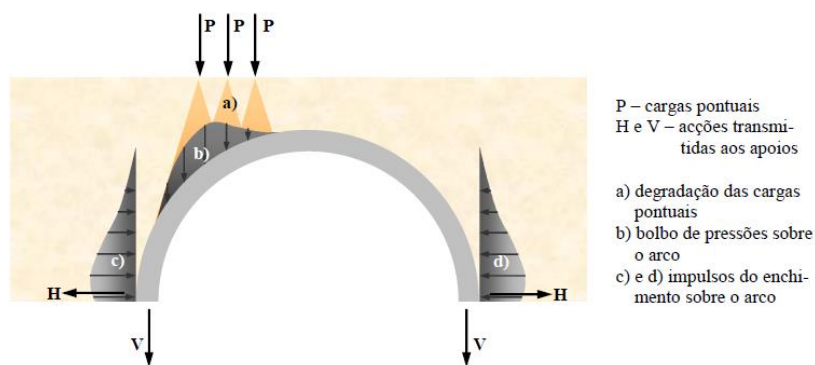


Fig. 12 – Esquema do comportamento na direção longitudinal [9]

Na direção transversal, as cargas que são aplicadas no tabuleiro são transmitidas para os muros de tímpano através dos impulsos horizontais, ver Fig. 13. Estes impulsos atuam na direção perpendicular ao plano dos muros. Assim, o comportamento é determinado pela interação entre o material de enchimento, os muros de tímpano e os arcos, mas também pela ligação entre estes elementos.

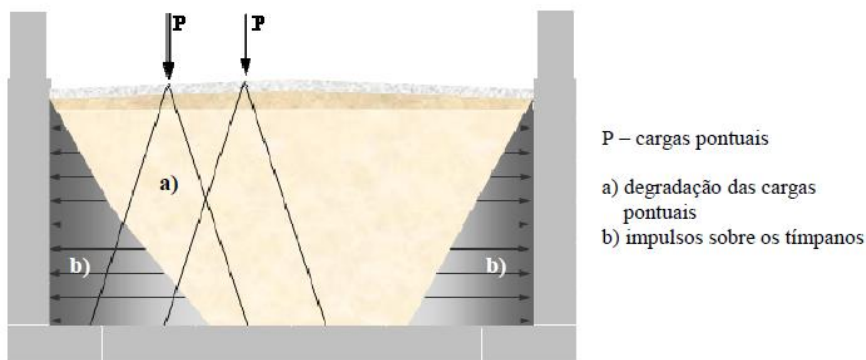


Fig. 13 – Esquema do comportamento na direção transversal [9]

A maioria das cargas aplicadas à estrutura são diretamente transmitidas para o arco, pelo que, dado o seu material constituinte (pedra), a sua geometria deve ser escolhida de modo a garantir que o esforço axial de compressão seja o esforço predominante, o que lhe vai conferir uma elevada capacidade portante. Verifica-se que, os arcos de alvenaria têm uma reduzida resistência a esforços de tração, pelo que a eficácia do seu funcionamento depende da capacidade de distribuição de cargas do material de enchimento, da importância das cargas pontuais em comparação com a das cargas permanentes e da capacidade de serem mobilizadas as reações horizontais nos apoios [15].

No que diz respeito ao pavimento, este pode ser o de origem ou ter sido reforçado com uma laje. No caso de ter sido reforçado, o seu comportamento deve ser tido em conta uma vez que restringe o movimento para fora do plano dos muros de tímpano e, devido à sua elevada rigidez, a sua espessura influencia a degradação das cargas.

O ângulo do cone de degradação das cargas é dependente do tipo de material de enchimento, do seu grau de compactação e da sua rigidez: à medida que a rigidez do solo diminui, o cone de degradação das cargas fica menos amplo, ou seja, a probabilidade de rutura aumenta, dada a concentração localizada de elevadas tensões verticais. [9].

Tal como referido anteriormente, os muros de tímpano podem ser considerados vigas altas de elevada rigidez. Na direção longitudinal, essa rigidez contribui para a estabilização do arco ao restringir os seus deslocamentos. Na direção transversal, os muros de tímpano resistem aos impulsos horizontais e transmitem-nos para os arcos.

Segundo [9], foi realizado um ensaio experimental, em modelo físico, com o intuito de avaliar a evolução do deslocamento máximo a meio vão com a evolução da carga aplicada a meio vão até à rutura, em quatro modelos diferentes:

1. Ponte completa com arcos, material de enchimento, muros de tímpano e encontros;
2. Ponte completa com arcos, material de enchimento e muros de tímpano;
3. Arco com material de enchimento;
4. Arco

Deste ensaio foi possível retirar algumas conclusões, sendo que a mais importante foi que o valor da carga última obtida para os modelos 1, 2 e 3 foi entre 3 e 12 vezes superior ao valor mínimo obtido para o modelo 4. Esta conclusão permite evidenciar o efeito rigidificador dos muros de tímpano.

Estas informações permitem concluir que o funcionamento global de uma ponte constituída por pavimento, material de enchimento, muros de tímpano, arcos, pilares e fundações é determinado pelo material que os constitui. Material esse que normalmente é de granulometria extensa no material de enchimento e alvenaria nos restantes elementos. Mas o funcionamento de uma ponte também é condicionado pela interação entre os elementos que a constituem. Assim, só após o conhecimento profundo de todas as características de todos os constituintes de uma obra de arte é que se pode proceder à avaliação do seu comportamento. Para conhecer detalhadamente as suas características, é importante saber em que período histórico a ponte se insere, de modo a facilitar o conhecimento das técnicas implementadas na sua construção.

2.4. BREVE HISTÓRIA DAS PONTES DE ALVENARIA

2.4.1. INTRODUÇÃO

Ao longo dos tempos, tem-se vindo a designar por Obra de Arte todas as obras especiais de vias de comunicação, tais como pontes, viadutos, pontões, que em tempos eram projetadas por artificies que, utilizando a sua grande intuição e conhecimento empírico, idealizaram obras que hoje em dia são inquestionavelmente autênticas Obras de Arte [16].

As pontes em arco trabalham por transferência direta do seu peso e das suas cargas num impulso restringido pelos encontros em ambos os lados do arco. Os arcos são estruturas bastante fortes que têm

tendência para se tornarem ainda mais rígidos quando carregados, devido à capacidade que a pedra apresenta em resistir a esforços de compressão. Deste modo, os arcos das pontes em alvenaria são construídos de modo a estarem sempre sujeitas a esforços de compressão.

As pontes foram sempre o elemento primordial no desenvolvimento da civilização e da cultura dos povos e, sobretudo, no intercâmbio entre os mesmos [9]. Com o decorrer dos anos, as soluções utilizadas para transpor os obstáculos evoluíram com o intuito de se tornarem mais seguras, duradouras e arrojadas. As primeiras pontes de que há registo surgiram de modo natural, causadas pela queda de troncos e pedra, como é exemplo a Ponte d'Arc em Ardèche, França apresentada na Fig. 14.



Fig. 14 – Ponte d'Arc [17]

Posteriormente, as primeiras pontes construídas pelo Homem eram constituídas por troncos e pedras, tipo de pontes conhecido como as *Clapper Bridges*, podendo observar um exemplo na Fig. 15. Estas pontes eram formadas por grandes lajes de granito ou xisto suportadas em pedras ou pousadas nas margens dos rios. Os materiais eram dispostos de modo a garantir a passagem pelo obstáculo, mas sem grandes preocupações de estética.



Fig. 15 – Exemplo de uma Clapper Bridge, a Postbridge em Inglaterra [18]

Segundo [17], a maioria das pontes pré-históricas desapareceu com o decorrer dos anos, não só por motivos que englobam a sua fragilidade estrutural, mas também devido a causas naturais como cheias, elevadas correntes dos rios ou fogo. Para além disso, algumas delas também podem ter sido destruídas pelo Homem, com o intuito de construir no seu local estruturas mais resistentes e duradouras.

Em Portugal ainda existem algumas pontes bastante antigas, como é o caso das Poldras, ver Fig. 16.



Fig. 16 – Exemplo de uma Ponte Poldra [19]

Com o decorrer dos anos e o desenvolvimento das civilizações, as pontes sofreram inúmeras evoluções construtivas nas épocas romana, medieval, renascentista e clássica.

Até ao final do século XVIII, as pontes eram construídas em alvenaria ou madeira. Com a revolução industrial, no século XIX, começaram a ser construídas em ferro fundido e aço. Mas a maior evolução foi quando surgiu o betão, no início do século XIX, e o betão pré-esforçado em 1938. Estes novos materiais permitiram aumentar substancialmente o desempenho mecânico da ponte, diminuir os custos de mão-de-obra e realizar a construção das pontes de modo mais célere. Assim, a construção de pontes em alvenaria é praticamente inexistente nos dias de hoje.

Para além do surgimento dos novos materiais, também foram desenvolvidas novas técnicas estruturais e construtivas. Com o desejo de superar o recorde anterior, desenvolvem-se novas técnicas cada vez mais frequentemente.

Atualmente, a Ponte Chaotianmen, Fig. 17, é a ponte em arco metálico com maior vão a nível mundial, 552m.



Fig. 17 – Ponte Chaotianmen [20]

2.4.2. O PROBLEMA DA DATAÇÃO

É frequente dizer-se que uma ponte em arco de pedra é uma ponte Romana. Não será exagero, no entanto, afirmar que apenas cerca de 10% das supostas pontes Romanas no território português podem de facto ser consideradas memórias desta civilização [4]. Esta confusão pode ser causada por dois

motivos: apesar de as pontes serem mais recentes, estas foram construídas segundo as mesmas técnicas, com o mesmo traçado e o mesmo estilo ou, então, porque se tratam de reconstruções de pontes antigas.

Mas o problema da datação pode ser mais complexo do que aparenta. A reduzida evolução das técnicas construtivas até ao século XX é uma das várias justificações possíveis para esta confusão. Outro motivo pode ser o facto de a maioria das pontes em alvenaria estarem localizadas ao longo de ruas romanas, o que dificulta a determinação da diferenciação entre as pontes originais do Império Romano, as pontes que sofreram obras de reconstrução ou obras construídas na Idade Média.

Qual será então o fascínio que estas pontes provocam no Homem, para que este as queira conservar? Pois que para além de as conservar, a humanidade tem tratado delas de modo a que assegurem as exigências atuais com o intuito de continuar a servir o mundo geração após geração. E, principalmente, todos os trabalhos de conservação efetuados têm mantido a sua aparência estética e arquitetónica, garantindo assim o seu valor cultural.

2.4.3. DA PRÉ-HISTÓRIA ATÉ À ERA ROMANA

Tal como já foi mencionado anteriormente, as primeiras pontes construídas pelo Homem eram constituídas pelos materiais disponíveis na natureza dispostos de forma aleatória. Com o aumento do tipo de vida sedentária, apareceu a necessidade de construir pontes mais robustas e resistentes, como as pontes de laje de pedra.

Há registos que indicam que as primeiras estruturas em arco surgiram na Mesopotâmia e no Egipto no ano 4000 aC e, mais tarde, na Pérsia e na Grécia, no ano 500 aC. No entanto, segundo [17], a ponte mais antiga em arco de pedra que ainda existe nos dias de hoje situa-se sobre o Rio Meles, na Turquia, e está datada do ano 850 aC, ver Fig. 18.



Fig. 18 – Ponte de Caravana, Turquia

Devido ao seu elevado peso e à diminuta resistência a esforços de tração e flexão, as pontes de laje de pedra foram sendo substituídas pelo arco de volta perfeita. A sua construção requeria elementos mais pequenos que eram sustidos pela força de compressão causada pelo seu peso próprio (efeito de arco). O aparecimento deste método permitiu a construção de pontes com maior vão, pois não necessitavam de elementos únicos para a sua construção.

Ao mesmo tempo, os chineses desenvolviam pontes com nova geometria de arcos, parabólica, elíptica ou segmental. Assim, no ano 605 aC surge a Ponte Zhaozhou na China, Fig. 19. Esta obra de arte é a ponte com aberturas nos muros de tímpano e de arco segmentar mais antiga do mundo.



Fig. 19 – Ponte Zhaozhou [21]

Esta ponte apresenta um nível bastante elevado de compressão no arco, pilares e encontros, o que não foi conseguido na Europa até ao Período Renascentista [22].

2.4.4. ERA ROMANA

No período das conquistas romanas, o sistema viário era um importante meio de circulação tanto bélico, cívico como comercial, o que exigia soluções rápidas e eficientes para ultrapassar os obstáculos que surgissem. Assim, as pontes eram essencialmente em madeira, utilizando embarcações e um passadiço (pontes flutuantes) [9].

Aproveitando a arte de construção transmitida pelos etruscos, os romanos foram os grandes impulsionadores da construção de pontes em arco de alvenaria. A reputação e o prestígio que estes detinham são facilmente reconhecidos, pois o Papa é ainda hoje denominado como “Pontifex Maximus” ou “Sumo Pontífice”, o que significa “o maior construtor de pontes” [5].

A ponte em arco de pedra mais antiga na cidade de Roma é a Ponte Aemilius, sobre o Rio Tibre. Esta ponte, representada na Fig. 20, é constituída por arcos abobadados e data de 142 aC. Atualmente existe apenas um dos arcos que a constituíam aquando da sua construção devido a sucessivas cheias.



Fig. 20 – Ponte de Aemilius [17]

As pontes construídas na era romana traduziam os princípios construtivos da sociedade: solidez, utilidade e beleza.

Segundo [9], as pontes romanas denotam uma preocupação pela simetria, sendo os arcos iguais e de volta perfeita, apresentando um tabuleiro de perfil horizontal com vertentes laterais em relação ao eixo central da ponte: os pilares eram retangulares e robustos, com larguras entre um terço e um quinto do vão [23]. Um dos grandes problemas das pontes com tabuleiro horizontal é a acumulação de água no tabuleiro, o que exigia a existência de sistemas de drenagem de água.

Em Portugal, é possível encontrar pontes romanas que, apesar de terem sofrido várias intervenções de reparação, mantêm o seu desenho original. Um dos exemplos é a Ponte de Trajano representada na Fig. 21.



Fig. 21 – Ponte de Trajano [24]

Do legado romano, para além de pontes, também fazem partes os aquedutos, pontes que garantiam a condução da água.

Com os romanos nascem os primeiros verdadeiros engenheiros da humanidade. Partindo da aplicação do arco e através de diversas experiências, os romanos deduziram os princípios teóricos da construção de pontes [17].

O aqueduto *Pont du Gard*, ver Fig. 22, construído em 12 aC em França, permanece como um dos exemplos mais impressionantes dos aquedutos romanos. No nível inferior, existe uma estrada de passagem de veículos e no nível superior é garantida a circulação de água através de uma conduta.

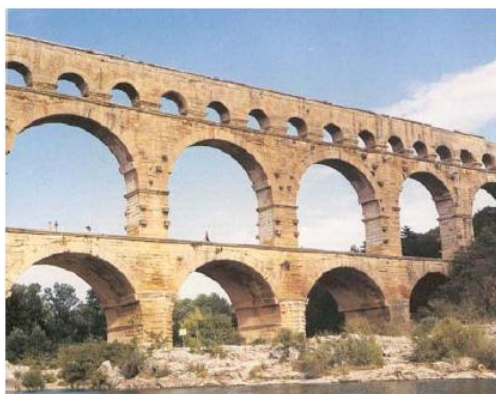


Fig. 22 – Aqueduto Pont du Gard [5]

Infelizmente, são diversos os fatores que contribuíram para o desaparecimento das pontes romanas, nomeadamente a passagem do tempo, fenómenos de assoreamento, etc. Mas a principal causa foi a ação do Homem. Há registos de que inúmeras pontes romanas foram destruídas na sequência de invasões, bem como da necessidade de navegabilidade e pesca.

O modelo pouco flexível das pontes romanas era levado ao extremo quando as condições geográficas obrigavam a ponte a passar a cotas mais elevadas. Nestes casos, a largura dos arcos pouco era alterada, sendo apenas aumentado o comprimento dos pilares.

Esta regularidade da largura dos arcos pode ser um sinal de que os cimbramentos eram reutilizados, não apenas nos arcos da mesma ponte, mas também de pontes distintas. Na Fig. 23 pode visualizar-se um exemplo de um cimbre.

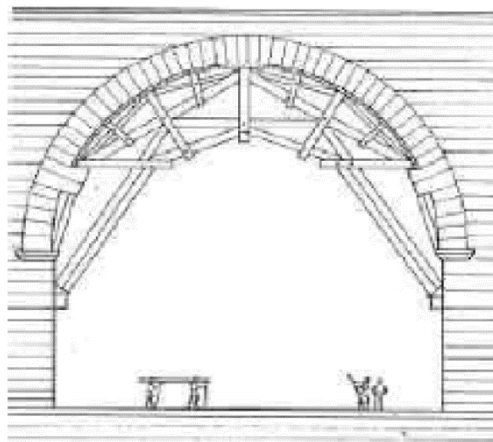


Fig. 23 – Esquema representativo do cimbre de um arco [4]

Outra característica particular das pontes romanas são as pequenas cavidades presentes nos lados opostos dos blocos de alvenaria. Uma justificação para estes furos, representados na imagem da esquerda da Fig. 24, é o uso de um fórplex, representado na imagem da direita, aquando do levantamento dos blocos.

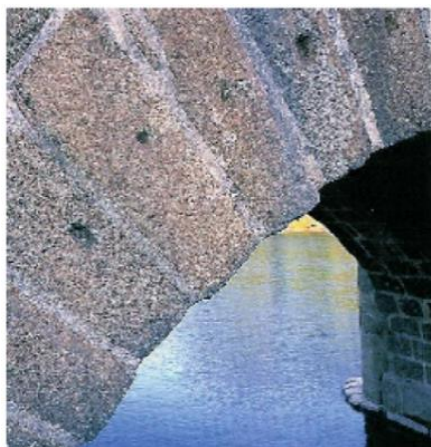


Fig. 24 – Detalhe do funcionamento e das marcas do fórflex [4]

A evolução estrutural conseguida pelos romanos não se manifesta apenas nas pontes e nos aquedutos; este povo esteve presente no desenvolvimento do cimento natural, na consciência das suas capacidades resistentes e no nascimento do conceito da pedra de fecho.

O descobrimento do cimento natural ou cimento pozolânico permitiu que a arquitetura romana conquistasse a sua autonomia. A pozolana é uma argila cozida pelo calor do vulcão, que quando misturada com a areia, a água e a cal permitia que estes elementos não se desintegrassem quando expostos à água. O seu nome deriva de ser originária da povoação de Pozzuoli, nos arredores de Nápoles. Assim, a pedra deixa de assumir o papel principal e passa a ser utilizada em conjunto com a nova argamassa [4].

2.4.5. IDADE MÉDIA E RENASCIMENTO

Com o declínio do Império Romano no século V, a rede viária que existia espalhada por todo o mundo começa a cair em desuso. Inicia-se assim um período de estagnação no que diz respeito à construção de pontes.

É só no início da Idade Média que ressurge a preocupação com as estradas e as pontes. Preocupação sentida pelos artesãos e artistas, o que faz com que os monges transmitam os ensinamentos do povo romano com o intuito de tentar conservar as suas magníficas obras. Assim, surgem novamente pontes de elevada importância nas cidades, em conjunto com as catedrais.

As construções na era medieval não tinham preocupações de simetria ou de unidade, pelo que os vãos centrais são maiores ou mais elevados que os restantes, assistindo-se à presença de arcos progressivamente menores na direção das margens. Esta característica implica uma diminuição da quantidade de fundações e conduz a soluções de tabuleiro não horizontal.

O Homem medieval preferiu o uso de arcos ogivais, apesar de continuarem a existir arcos de volta inteira e abatidos [9], o que reflete as tendências arquitetónicas da época, mas também implica uma maior facilidade de execução e de segurança.

A Ponte d'Avignon é um exemplo de uma ponte medieval construída no sul de França em 1188. Uma das características mais especiais desta ponte é o facto de ela ter vindo a ser destruída ao longo dos anos. Dos 22 arcos que constituíam a ponte original, ver Fig. 25, apenas 4 resistiram até aos dias de hoje, ver Fig. 26.

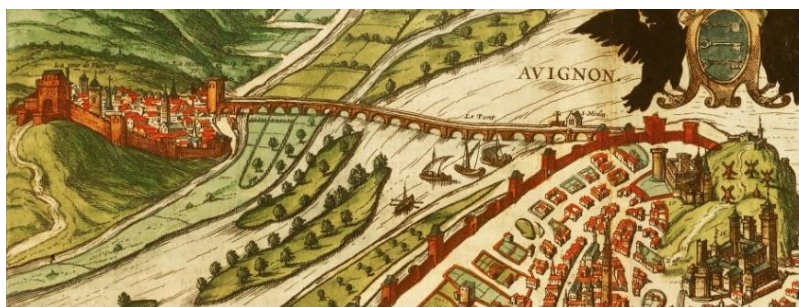


Fig. 25– Figura da Ponte d'Avignon original [26]



Fig. 26– Ponte d'Avignon atual [27]

Um outro exemplo de ponte construída durante a Idade Média é a Ponte Vecchio, em Itália, ver Fig. 27. Esta ponte apresenta arcos abatidos e foi construída em 1345. Uma das suas principais particularidades é o facto de abrigar lojas ao longo do seu tabuleiro. É ainda hoje uma ponte com intenso movimento de pessoas.

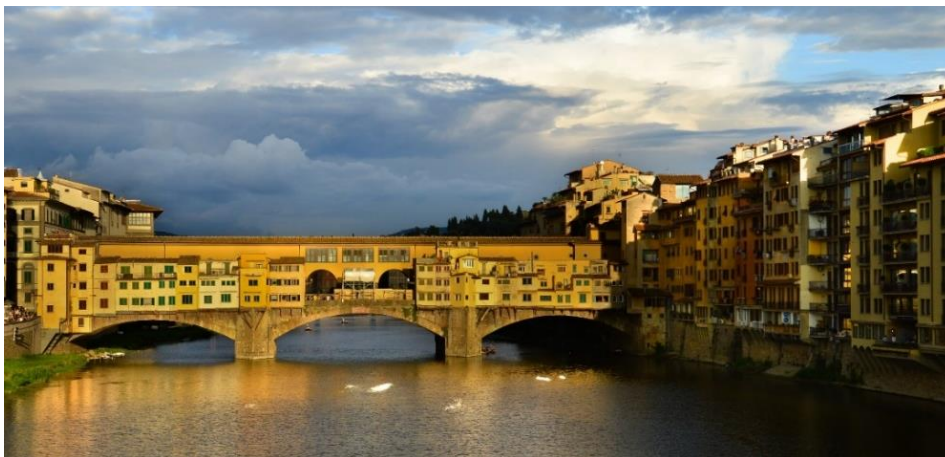


Fig. 27 – Ponte Vecchio

Neste tipo de pontes, os pilares estão associados a corta-águas triangulares a montante e retangulares a jusante, com o intuito de os proteger das correntes. As aduelas que constituem o arco são normalmente estreitas e compridas [9], como no caso da ponte da Barca apresentada na Fig. 28.



Fig. 28 – Pormenor das aduelas na Ponte da Barca [9]

Como consequência do frágil poder real e da forte organização religiosa, os membros do clero são os principais responsáveis pela construção de pontes na era medieval. Como prova da sua influência há a presença de capelas e cruzeiros nas pontes medievais.

Uma personalidade com bastante importância na história das pontes, já na era renascentista, é Jean Rodolphe Perronet, o fundador da primeira escola de engenharia, a *École des Ponts et Chaussées*. A sua obra mais notória é a Ponte de la Concorde, representada na Fig. 29, construída no ano de 1791 em Paris. Esta ponte tem os arcos abatidos e uma relação entre o vão e a flecha considerável (cerca de 1/8) para a altura em que foi construída [5].



Fig. 29– Ponte de la Concorde [28]

Foi durante o Renascimento que se desenvolveram os primeiros avanços no que diz respeito às técnicas de construção de pontes desde o Império Romano. Estes desenvolvimentos foram causados pela vontade que os arquitetos tinham em aumentar o vão dos arcos. Assim, conseguiram-se construir arcos mais refinados e arrojados na proporção entre o vão e a flecha, o que transmite a ideia de leveza.

Em Portugal existem algumas pontes construídas no final da Idade Média, início do Renascimento, com o intuito de substituírem pontes romanas em ruína. Infelizmente, as obras de reconstrução não mantiveram as características originais, tendo havido uma despreocupação no que dizia respeito à simetria e ao conceito de unidade. De entre muitas, destacam-se a Ponte do Prado, de 1616, em Braga, ver Fig. 30, e a Ponte da Barca, de meados do século XV, em Viana do Castelo.



Fig. 30 – Ponte do Prado [29]

Ainda que frequentemente se note a presença de cal hidráulica nas pontes medievais, a falta do cimento pozolânico implica a renomeação da pedra como elemento fundamental. A não presença de argamassa favorece o comportamento por gravidade do arco [17] e tem implicações negativas a nível de resistência ao esforço transversal e de coesão interna.

Para resistir melhor às ações das correntes, as pontes medievais dispõem de contrafortes que aumentam a rigidez da estrutura e reforçam os apoios entre os arcos.

2.4.6. ÉPOCA MODERNA

Devido principalmente à lógica construtiva e não à vontade de regresso às origens renascentistas, as pontes construídas na Época Moderna aproximam-se mais das pontes romanas. O arco medieval de volta quebrada volta a dar lugar ao arco semicircular. Esta mudança é motivada pelo uso de uma nova argamassa, à base de cal hidráulica, que retira o privilégio do comportamento por gravidade/compressão. O resultado eram pontes mais resistentes e flexíveis, que permitem a construção de arcos com vãos maiores e pilares mais esbeltos.

Com os ensinamentos do mestre Perronet, a construção e o projeto de pontes em arco de alvenaria sofreram grandes desenvolvimentos.

Mas devido à Revolução Industrial no século XIX e ao aparecimento da rede ferroviária como via de comunicação, os produtos provenientes de siderurgias, como o ferro e o aço, tornaram-se mais competitivos. Houve nesta época grandes avanços científicos e tecnológicos usados na construção metálica.

A primeira ponte metálica construída no mundo foi a *Ironbridge*, de 1779, em Inglaterra, ver Fig. 31. Esta ponte tem algumas características especiais, nomeadamente o facto de o único arco que tem ser constituído por cinco arcos semicirculares paralelos.

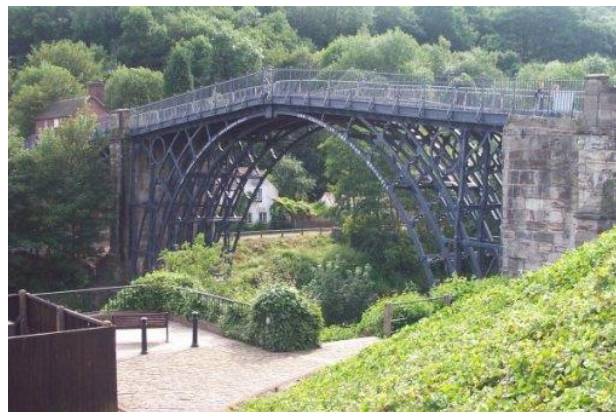


Fig. 31 – Ironbridge [30]

Independentemente da novidade dos materiais siderúrgicos, as pontes em alvenaria continuaram a ser as prediletas para pontes ferroviárias devido à sua elevada rigidez, pois transmitiam uma sensação de maior segurança.

Ao mesmo tempo que acontecem estes avanços, é descoberto outro material novo, o betão, no final do século XIX. Assim, a primeira ponte em betão armado surge em 1873, de Joseph Monier, representada na Fig. 32.

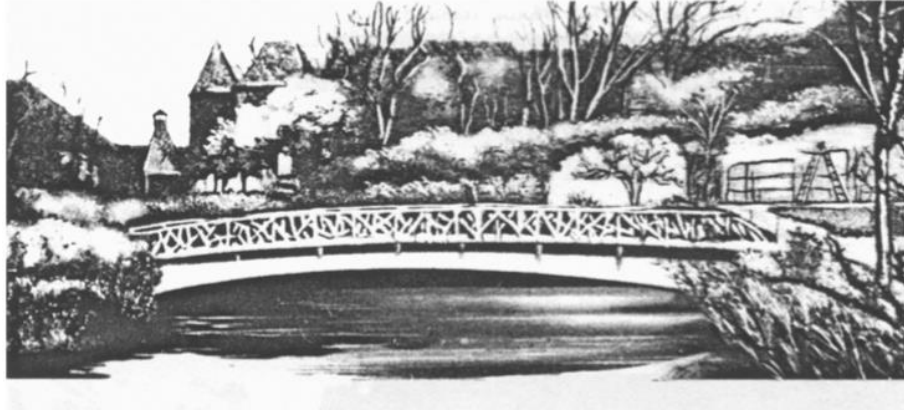


Fig. 32 – Primeira ponte em betão armado

Um das obras de arte em alvenaria mais belas é o Viaduto de Goltzsch, construído em 1845 na Alemanha. Este viaduto, constituído por 98 arcos, foi considerado durante muitos anos a oitava maravilha do mundo [5], ver Fig. 33.



Fig. 33 – Viaduto de Goltzsch [31]

Com o contínuo crescimento da importância das vias ferroviárias, foi necessário aumentar a construção de viadutos que permitissem a passagem das ferrovias. Com esse objetivo, os engenheiros começaram a projetar pontes mais ousadas, principalmente a nível dos pilares, que começaram a ser cada vez mais esbeltos.

Um exemplo é a Ponte do Vale de Bietigheim Enz, na Alemanha, ver Fig. 34. Este viaduto foi construído em 1853 e tem uma característica muito peculiar: os pilares têm 36m de comprimento e uma secção quadrangular de 2m de lado.



Fig. 34 – Ponte do Vale de Bietigheim Enz, Alemanha

No início do século XX, devido à concorrência das pontes metálicas e de betão armado, o domínio das pontes de alvenaria começa a diminuir. O custo dos materiais e o desaparecimento dos cantoneiros de pedra faz com que as pontes em pedra comecem a ser preteridas em relação às metálicas e às de betão armado.

Em Portugal, foram construídas várias pontes em alvenaria até metade do século XX. Um dos exemplos é a Ponte Duarte Pacheco, representada na Fig. 35, construída em 1941 sobre o Rio Tâmega, com três arcos semicirculares com 40m de vão.



Fig. 35 – Ponte Duarte Pacheco [17]

Com o decorrer dos anos, não foram só os materiais, as ferramentas e as exigências regulamentares e ambientais que evoluíram, os métodos construtivos também. Um dos que mais evoluiu foi o cimbra, que se tornou cada vez mais complexo.

Um dos exemplos da sua elevada complexidade é o cimbriado usado na construção da Ponte Duarte Pacheco. Representado na Fig. 36.

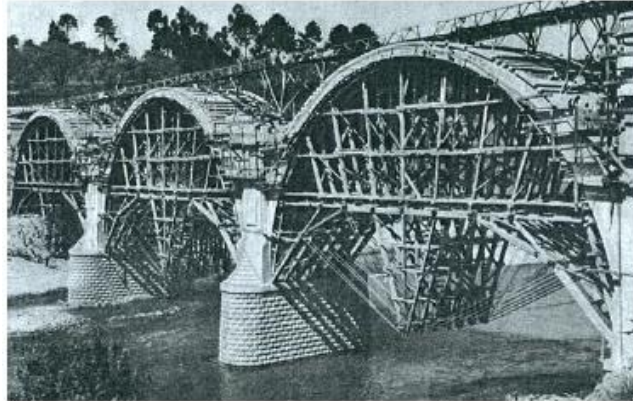


Fig. 36 – Cimbriado utilizado na Ponte Duarte Pacheco [17]

Na Época Moderna, a aprendizagem empírica dá lugar a um pensamento mais teórico, exigindo conhecimentos matemáticos e de geometria. Conceber e projetar uma ponte exigia uma conceção mais cuidada, que recorria sistematicamente a desenhos.

2.5. CONCLUSÃO

As pontes romanas, medievais e modernas que chegaram até aos dias de hoje são responsabilidade nossa. Assim, as pontes que ainda podem ser úteis para a população atual devem ser preservadas, devido ao seu elevado valor patrimonial, e adaptadas às novas exigências.

Várias obras de arte antigas pertencem ao sistema viário atual e como é de conhecimento geral, as cargas ferroviárias e rodoviárias têm sofrido aumentos significativos, tanto com o aumento do peso como com o aumento das dimensões. Estes acréscimos exigem estruturas mais resistentes e mais largas que aquelas que foram previstas para o atravessamento de carroças e cavalos [4].

Com o intuito de se obter o conhecimento sobre as técnicas construtivas empregues e as características gerais da estrutura, há uma grande importância em atribuir às pontes de alvenaria uma época específica. Essa datação torna-se ainda mais relevante quando é necessário recorrer a trabalhos de manutenção e/ou reforço de modo a garantir a escolha do método mais adequado para cada obra de arte.

A melhor opção é sempre a que conduz à menor intervenção de modo a respeitar o máximo possível a conceção inicial.

3

AVALIAÇÃO DA CAPACIDADE RESISTENTE

3.1. EVOLUÇÃO DO CONHECIMENTO DO COMPORTAMENTO DE ARCOS DE ALVENARIA

3.1.1. INTRODUÇÃO

Durante muitos anos, a construção de pontes em arco de alvenaria foi levada a cabo pelo método da tentativa e erro, que permitiu a criação de um conjunto de regras básicas que se deveriam considerar.

As respostas à maioria das questões que eram colocadas durante a conceção de uma ponte eram reunidas e condensadas sob a forma de tratados. Estes documentos circulavam em meios restritos, com o intuito de assegurar a passagem dos conhecimentos de geração em geração, pelos mestres construtores, ou postulados em tratados de arquitetura, como por exemplo os tratados de Vitruvius (101-44 aC), Plínio (23-70 dC) e Vegécio (385-400 dC) e o livro dos apontamentos de Villard de Honnecourt datado de 1235 [10].

No entanto, foi nos séculos XVII e XVIII que o conhecimento científico relativo às pontes em arco de alvenaria começou a aumentar.

As maiores preocupações no dimensionamento das pontes em arco de alvenaria residiam principalmente nos arcos, mais propriamente na sua geometria e na determinação do caminho das cargas (linha de impulsos).

É sabido que o colapso dos arcos não ocorre por esmagamento das unidades de alvenaria, uma vez que o valor das tensões máximas a que estão sujeitas é bastante reduzido quando comparado com a sua resistência, nem por deslizamento das aduelas. O colapso ocorre devido à falta de equilíbrio, ou seja, quando a linha de impulsos não se situa na secção transversal do arco.

Foram vários os autores que realizaram trabalhos e estudos com o intuito de aprofundar o conhecimento nesta área. Seguidamente, são explicitados alguns desses trabalhos segundo [10] e [5].

3.1.2. LEON BASTTISTA ALBERTI (1452)

Alberti criou o primeiro documento onde era explicado o comportamento estrutural do arco. Este documento realçava a importância da distribuição da massa para que o arco fosse estável.

Após vários estudos, propôs valores para diversas proporções (Fig. 37):

- Limite de esbelteza, ao admitir que a largura do pilar deve ser $\frac{1}{4}$ da sua altura;
- Admite que o vão do arco deve estar compreendido entre 4 e 6 vezes a largura do pilar;

- A espessura do arco deve ser 1/10 do seu vão.

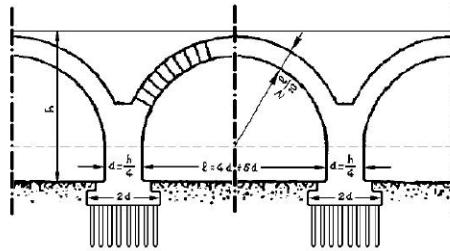


Fig. 37 – Representação das relações propostas por Alberti [5]

3.1.3. LEONARDO DA VINCI (1452-1519)

Da Vinci realizou o primeiro esboço do estudo mecânico dos arcos onde é possível visualizar a identificação dos mecanismos de colapso por formação de rótulas ou articulações.

Em 1967 foram encontrados manuscritos que colocam a hipótese de que Leonardo da Vinci planeava editar um tratado de arquitetura onde utilizava linguagem mais clara, sendo mais preciso e metucioso [32].

Segundo [5], estes documentos tiveram pouca influência nas construções, dado que os conhecimentos eram transmitidos oralmente pois os construtores, pessoas pobres e do povo, não poderiam adquirir livros técnicos. Os conhecimentos consistiam em regras ou normas que, devido à falta de rigor, de verificações e de justificações não poderiam ser escritos.

3.1.4. ROBERT HOOKE (1675)

Hooke enunciou o seguinte teorema “Da mesma forma que se suspende um fio flexível, também assim, mas invertido, se sustera um arco rígido”, apesar de não ter apresentado qualquer tipo de justificação matemática que sustente este teorema. Aparece assim a noção de catenária invertida, representada na Fig. 38.

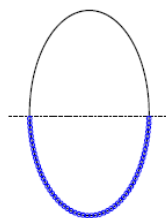


Fig. 38 – Modelo da catenária invertida [10]

3.1.5. PHILIPPE DE LA HIRE (1712)

La Hire estudou o comportamento mecânico dos arcos e das abóbadas, aplicando conceitos de estática. Afirmou que “...o mecanismo através do qual o arco poderia colapsar era constituído por cunhas

deslizantes, que, por ação do seu peso próprio, fariam deslocar a parte superior do arco...empurrando os encontros para o exterior”.

Nos seus estudos ignorou o efeito de atrito entre as aduelas e considerou que as juntas de escorregamento existiam em secções distanciadas de aproximadamente meia distância entre os encontros e a aduela de fecho, reduzindo o estudo do arco ao equilíbrio dos três corpos rígidos resultantes, representados na Fig. 39.

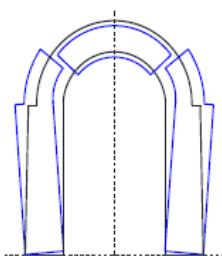


Fig. 39 – Representação do mecanismo de rutura proposto por La Hire [10]

3.1.6. PIERRE COUPLET DE TARTREAU (1729)

Couplet apresentou duas memórias que incluíam estudos sobre o comportamento estrutural dos arcos.

Na sua primeira memória, estudou as linhas de impulso baseando-se na hipótese de atrito nulo entre as aduelas, hipótese já considerada anteriormente por La Hire.

Na sua segunda memória, admitiu que o atrito entre as aduelas é o suficiente para que não ocorra o deslizamento. Considerou também que as unidades de alvenaria estão sujeitas a níveis de tensão normal suficientemente baixos, o que permite desprezar o perigo de colapso das unidades de alvenaria por compressão. Considerou ainda que o nível de resistência à tração era bastante reduzido. Ou seja, teve em consideração as três premissas que permitem a aplicação da teoria da análise plástica:

1. A alvenaria não resiste a esforço de tração;
2. Os níveis de tensões nas unidades de alvenaria são tão reduzidos que se pode considerar resistência à compressão infinita;
3. Não existe deslizamento entre aduelas contíguas.

Justificou a aplicabilidade da teoria da análise plástica de duas formas:

- Estática – existindo uma linha de impulso localizada dentro da espessura do arco que se encontra em equilíbrio com o peso próprio e as cargas, o arco não colapsa;
- Cinemática – um arco é instável quando a linha de impulso passa alternadamente em pontos do extradorso e do intradorso do arco.

Com estas considerações, Couplet preocupou-se em determinar a espessura mínima de um arco semicircular sujeito apenas ao seu peso próprio.

Estas hipóteses foram comprovadas por Danysy em 1732 através da realização de ensaios em modelos reduzidos.

3.1.7. JEAN-RODOLPH PERRONET (1768)

Ao contrariar as regras estabelecidas até à data, este engenheiro francês do século XVIII revolucionou o projeto e a construção de pontes. Perronet, na construção da Ponte de Neuilly, reduziu as dimensões dos pilares para 1/11 do vão e construiu os cinco arcos em simultâneo de modo a tirar partido da compensação ao nível de cada pilar dos impulsos horizontais provenientes dos arcos adjacentes.

Melhorou as técnicas de descimbramento dos arcos e estabeleceu uma relação para determinar a espessura dos arcos:

$$e = 0,325 + 0,035 \times L \quad (1)$$

onde e representa a espessura do arco e L o seu vão.

Em 1750, o engenheiro francês elaborou umas tabelas de cálculo de pontes em arco semicircular e arco de três centros, que tiveram uma grande propagação entre todos os engenheiros durante a segunda metade do século XVIII.

3.1.8. CHARLES AUGUSTIN DE COULOMB (1773)

Coulomb, físico e engenheiro francês, elaborou um documento onde juntou todos os conhecimentos existentes sobre pontes em arco de alvenaria, que se tornou uma referência a nível histórico e científico.

Defendeu a teoria de que "...a rugosidade é frequentemente tão elevada nos materiais que se usam na construção dos arcos de alvenaria, que as aduelas nunca podem deslizar umas sobre as outras...", ou seja, o atrito entre as aduelas é o suficiente para que o colapso não ocorra por deslizamento. Assim, pôde-se concluir que só pode ocorrer o colapso através da formação de um número suficiente de rótulas alternadas entre o intradorso e o extradorso do arco.

Os seus estudos permitiram concluir que, para além de ser necessário verificar o escorregamento relativo das aduelas, também era preciso averiguar se existia ou não a possibilidade de ocorrer rotação relativa entre as aduelas.

3.1.9. TRANSIÇÃO ENTRE O SÉCULO XVIII E O SÉCULO XIX

Até ao século XVIII, todas as teorias sobre arcos de alvenaria eram baseadas em análises efetuadas em arcos existentes. Embora existissem grandes avanços no estudo das pontes de alvenaria, os projetistas e os construtores pouca importância lhes davam. A sua forma de trabalhar permaneceu inalterada e estruturada em fórmulas empíricas, passadas de geração em geração, que se baseavam em proporções geométricas. Estas proporções eram bastante fidedignas uma vez que tinham sido aplicadas em pontes que tinham sido construídas vários anos antes. Assim, é possível concluir que no final do século XVIII o comportamento dos arcos de alvenaria ainda não estava completamente compreendido.

O início do século XIX mostra uma tentativa diferente de abordagem a esta problemática. Com o desenvolvimento de ciências como a Resistência dos Materiais e tirando partido da Teoria da Elasticidade dos Corpos Sólidos apresentada nesta altura, os arcos deixaram de ser estudados com uma estrutura particular sujeitos a mecanismo de colapso característicos e passaram a ser estudados através da Teoria da Elasticidade [5].

3.1.10. CLAUDE NAVIER (1826)

A paternidade da nova ciência intitulada “Resistência dos Materiais” foi atribuída a este engenheiro francês. Navier criou a primeira teoria geral sobre a elasticidade dos corpos sólidos.

Introduziu o conceito de núcleo central, propôs a utilização da Teoria da Elasticidade para o dimensionamento dos arcos de alvenaria e propôs também uma lei linear de distribuição de tensões ao longo da altura da secção.

3.1.11. JEAN VICTOR PONCELET (1835)

Poncelet desenvolveu métodos de cálculo gráfico, baseando-se na geometria descritiva de Gaspar Monge. Foi o primeiro a reconhecer que os métodos gráficos, por serem mais expeditos que os analíticos, ofereciam uma aproximação mais do que suficiente.

Engenheiro e matemático francês, introduziu através da investigação de métodos gráficos alguns progressos na análise dos arcos; sendo uma delas a possível determinação da secção de rutura.

3.1.12. E. MÉRY (1840)

Méry desenvolveu um método gráfico baseado nos estudos de Navier e de Moseley, considerando a formação de um mecanismo de três rótulas no arco, ver Fig. 40: uma na aduela de fecho e duas simétricas em relação ao eixo central. Admitiu também que a linha de impulso deve estar contida no terço central da espessura do arco (núcleo central de uma secção retangular), sendo coincidente com os limites nas secções de colapso.

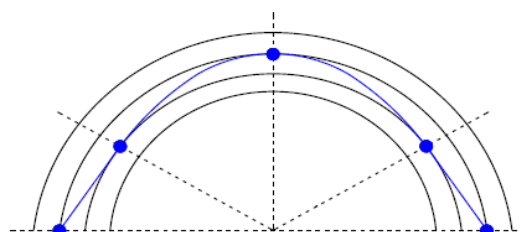


Fig. 40 – Mecanismo de três rótulas [10]

3.1.13. ALFRED JOHN PIPPARD (1948)

Pippard, com o intuito de aprofundar as metodologias de cálculo, realizou vários ensaios em modelos de arcos com aduelas de aço e concluiu que basta uma pequena deformação para que estes possam ser estaticamente determinados.

Em 1948, desenvolve uma metodologia de análise elástica que se baseia nos teoremas de Castigliano para o estudo de arcos de alvenaria. O seu extenso trabalho baseado simultaneamente na análise elástica e na análise plástica para a formação de mecanismos de rutura permitiu-lhe afirmar que existe uma grande reserva de resistência quando se “obriga” a linha de pressões a passar dentro do terço central da secção [32].

Elaborou várias tabelas para arcos parabólicos utilizando como parâmetros variáveis a carga, a espessura e o vão do arco e a diferença de cota entre o pavimento e o extradorso da aduela de fecho.

Foi um dos mentores do método MEXE (método utilizado para avaliar a capacidade resistente de um arco).

3.1.14. JACQUES HEYMAN (1969)

Heyman demonstrou que os teoremas de análise plástica desenvolvidos para estruturas porticadas de aço também podiam ser utilizados em estruturas de alvenaria e assumiu que se formam rótulas no arco quando a linha de pressões é tangente ao intradorso ou ao extradorso. Enunciou o corolário da análise plástica de estruturas: “Se numa estrutura for possível encontrar uma distribuição de esforços internos em equilíbrio com as cargas aplicadas, que não ultrapasse um determinado valor de resistência do material, a estrutura estará segura e não colapsará”.

Assim, devem ser consideradas duas situações extremas: a de impulso horizontal máximo e a de impulso horizontal mínimo, ver Fig. 41.

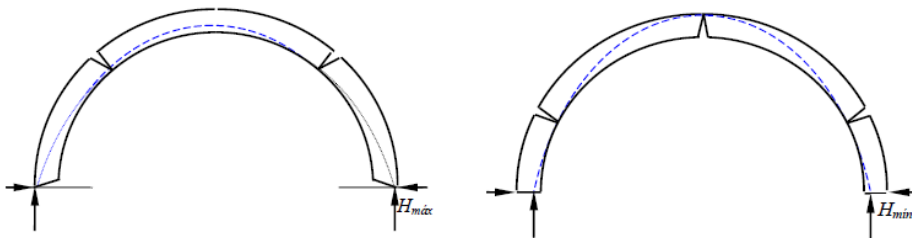


Fig. 41 – Impulso máximo e mínimo, respetivamente [10]

Propôs a existência de um fator de segurança geométrico que correspondia à razão entre a espessura do arco real e a espessura do arco limite que suporta as cargas. Ao observar a Fig. 42 é possível concluir que à medida que a espessura do arco diminui, só existe uma linha de impulso que se mantém dentro do arco.

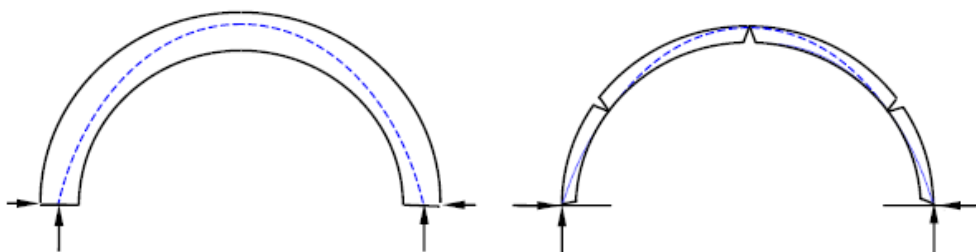


Fig. 42 – Diferença de espessuras [10]

Heyman afirmou que ao se encontrar uma linha de pressões, o equilíbrio da estrutura é assegurado.

Relativamente à utilização da teoria da elasticidade, Heyman questionou a sua aplicabilidade nas pontes de alvenaria. Em primeiro lugar, pôs em causa a suposta elasticidade do material e a lei de deformação admitida. Seguidamente, questionou as condições de apoio que podem desprezar eventuais movimentos de terreno, movimentos esses responsáveis pela maioria das fissuras que estas estruturas apresentam. Com o intuito de chegar a uma conclusão, analisou um arco semicircular com vão dez vezes superior à

sua espessura e verificou que ao aplicar um pequeno deslocamento nos apoios, praticamente desprezável, a linha de pressões sofre grandes variações, o que contraria a lógica.

No caso das estruturas em alvenaria, definiu os três requisitos que se devem exigir a essas estruturas:

- Resistência;
- Rigidez;
- Estabilidade.

Relativamente à resistência, afirmou que a alvenaria tem resistência infinita. Quanto à rigidez, afirmou que a alvenaria possui características intermédias uma vez que não é um material demasiado frágil que se fratura sem aviso prévio, nem é um material que exhibe deformações exageradas. Assim, o problema reside na estabilidade, que considerou ser o mais importante.

Para Heyman, reconhecer a estabilidade estrutural de um arco de alvenaria consiste em encontrar as dimensões que contenham, para um dado carregamento, uma linha de pressões no seu interior.

Admitindo as variáveis representadas na Fig. 43, Heyman estabelece uma relação que permite calcular o ângulo entre a vertical e a secção onde se forma a rótula intermédia (β).

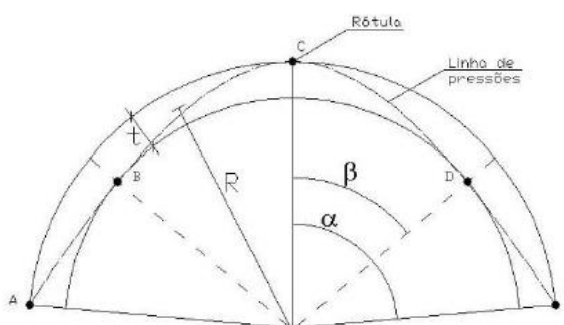


Fig. 43 – Representação das variáveis de Heyman [5]

$$\frac{[\beta \times \cot(\beta)] \times [(2\beta \times \cos(\beta) + \sin(\beta) \times \cos(\beta) \times \cos(\beta) + \sin(\beta))]}{2\beta \times \cos(\beta) + \sin(\beta) \times \cos(\beta) \times \cos(\beta) - \sin(\beta) \times \cos(\beta)} = \alpha \times \cot\left(\frac{\alpha}{2}\right) \quad (2)$$

3.1.15. CONSIDERAÇÕES FINAIS

Nos dias de hoje, os desafios que se colocam relativamente à avaliação de segurança das pontes de alvenaria são referentes às estruturas existentes, uma vez que a construção deste tipo de pontes é praticamente inexistente.

O grande desenvolvimento dos meios computacionais permitiu a realização de cálculo automático de estruturas. Na década de 80 foram desenvolvidos os primeiros trabalhos para análise de arcos utilizando o método dos elementos finitos, admitindo um modelo com comportamento elástico e linear.

O comportamento mecânico dos arcos de alvenaria é caracterizado pela baixa resistência à tração e pela descontinuidade do material nas juntas entre as aduelas, o que impossibilita a utilização deste método para a representação do comportamento das estruturas em alvenaria.

Assim, recorreu-se aos modelos de elementos finitos que permitiam a definição de comportamento não linear e a simulação das descontinuidades.

Posteriormente, surgiu o método dos elementos discretos que permite simular grandes deslocamentos e rotações entre elementos, que são atualizados por iterações sucessivas. O uso deste método é bastante útil quando o objetivo é simular as descontinuidades entre as juntas de alvenaria, ver Fig. 44.

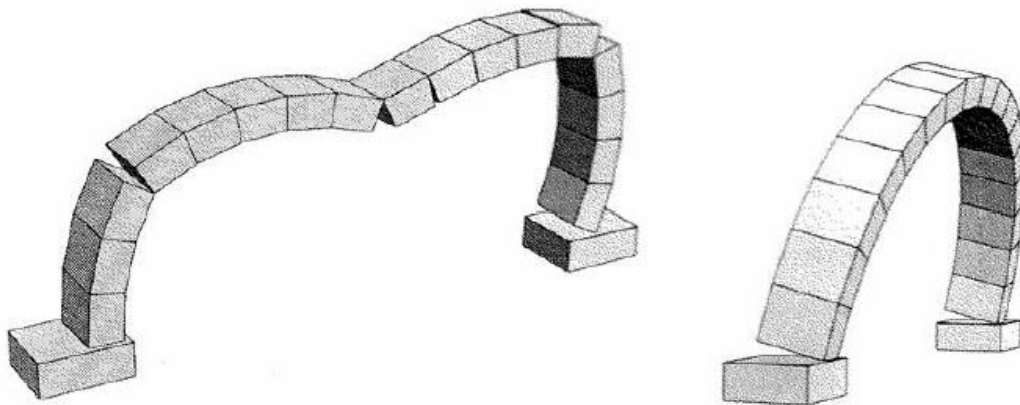


Fig. 44 – Método dos elementos discretos [5]

Apesar de este método ser bastante apelativo, é um método muito minucioso e demorado. Assim, é pouco recomendável o seu uso em projeto.

3.2. MODELAÇÃO DO COMPORTAMENTO ESTRUTURAL

3.2.1. INTRODUÇÃO

A resposta de qualquer estrutura a um conjunto de forças, acelerações e deformações impostas pode ser traduzida em deslocamentos, esforços e deformações ou tensões, sendo influenciada pela forma e ligações da estrutura entre os seus elementos e o exterior e pelas características dos materiais que definem os parâmetros de rigidez e resistência do sistema estrutural [9].

Ao recorrer a modelos numéricos para elaborar uma avaliação da segurança das estruturas, formulam-se algumas hipóteses ao idealizar o funcionamento estrutural, o comportamento dos materiais e o efeito das ações.

No caso em que os modelos de estruturas existentes estão devidamente calibrados, é possível realizar uma comparação entre os danos teóricos e os danos reais. Porém, as incertezas que podem existir na caracterização dos materiais, na representação imperfeita do comportamento estrutural e as simplificações admitidas podem conduzir a resultados que não são completamente fiáveis, pois podem ser bastante diferentes dos reais [9].

Com o intuito de avaliar a segurança, quer de pontes existentes, quer de pontes novas, recorre-se a simulações numéricas das quais se destacam os métodos numéricos baseados no método dos elementos finitos e no método dos elementos discretos, que traduzem com grande detalhe alguns aspetos da resposta estrutural. Estes métodos apresentam grande versatilidade e permitem discretizar com algum detalhe a geometria da estrutura, as condições fronteira, o comportamento dos materiais e as ações aplicadas.

Assim, é importante dar relevância a algumas questões relativas aos parâmetros referidos.

3.2.2. GEOMETRIA

No que diz respeito à geometria, o mais adequado é representar apenas os elementos estruturais principais com bastante detalhe, ignorando os elementos secundários com o intuito de diminuir a complexidade do modelo. Assim, é fundamental que os elementos principais sejam identificados corretamente e que o seu funcionamento seja bem compreendido, para que o modelo traduza a rigidez e a massa corretas [9].

A caracterização da geometria é então o primeiro passo que se deve efetuar quando se pretende fazer uma análise numérica das estruturas existentes. Enquanto que em estruturas recentes a geometria está bem representada nos documentos, nas pontes antigas os documentos existentes são bastante raros pelo que se deve recorrer à utilização de técnicas apropriadas para realizar o levantamento geométrico.

Entre os diversos métodos existentes, os mais correntes são:

- Levantamento manual;
- Levantamento topográfico;
- Levantamento recorrendo a fotografias, ou a fotogrametria;
- Métodos indiretos com recurso a técnicas de varrimento laser tridimensional.

Relativamente ao material de enchimento das pontes antigas, são escassos os dados existentes. Assim sendo, utilizam-se métodos de prospeção a partir da superfície através de aparelhos geo-radar, tomografia sónica ou através de furos, inserindo neles câmaras de vídeo.

3.2.3. CONDIÇÕES FRONTEIRA

Uma opção simplista, mas pouco realista, usada recorrentemente, é a adoção de restrições rígidas para simular a ligação da estrutura ao terreno e a outros elementos externos.

Uma opção mais realista e correta é a definição de restrições flexíveis ou a modelação do terreno de fundação que permitem simular a interação entre o solo e a estrutura. A utilização destas características aumenta o número de parâmetros a considerar no modelo de cálculo.

No entanto, para se proceder à definição das condições fronteira devem conhecer-se as características do solo; no caso de estas características não estarem descritas nos documentos relativos à ponte em análise devem efetuar-se ensaios geotécnicos.

3.2.4. MATERIAIS

As leis que definem o comportamento dos materiais e os seus parâmetros de modelação são dependentes dos resultados obtidos em ensaios realizados *in situ* ou em laboratório. Também devem ser consideradas as informações presentes em documentos que relatem a história da construção em análise.

3.2.5. MECANISMOS DE TRANSMISSÃO DE ESFORÇOS E TENSÕES

De modo a que os modelos numéricos de análise do comportamento das estruturas existentes traduzam as condições verificadas no local, no que diz respeito aos efeitos das ações que solicitam o sistema estrutura, é necessário que o modelo matemático utilizado para descrever o esquema estrutural seja adequado [9].

No caso das pontes em arco de alvenaria, o recurso a modelo 2D permite apenas simular o seu comportamento na direção longitudinal, uma vez que não são representados os efeitos que advêm do comportamento da direção transversal:

- Deslocamento dos muros de tímpanos para fora do seu plano causados pelos impulsos transmitidos pelo material de enchimento;
- Descompressão do material de enchimento provocada pelo deslocamento transversal dos muros de tímpano;
- Fenómenos de tração e corte nas juntas longitudinais do arco;
- Efeitos de flexão e corte transversais no arco.

Ao não terem em consideração estes efeitos, os modelos 2D são muito limitativos. Ao ser desprezado o efeito de confinamento produzido pelos muros de tímpano, a representação numérica do enchimento só é realista quando não existem deslocamentos para fora do plano dos muros de tímpano ou quando o enchimento tem espessura infinita. Este último caso ocorre quando a ponte é bastante larga.

No caso de se recorrer a uma análise baseada apenas na modelação do arco com apoios rígidos nas extremidades, esta apenas possibilita a simulação dos mecanismos de rutura longitudinal de rótulas no arco. Não permite traduzir os modos de rutura que envolvem a interação com a restante estrutura, nomeadamente os modos que envolvem deslocamentos dos apoios, bem como rutura do material de enchimento e/ou dos muros de tímpano.

3.2.6. AÇÕES

Com o intuito de obter a resposta estrutural das pontes em arco de alvenaria, o conjunto de ações que se deve ter em consideração são:

- Peso próprio;
- Ações do tráfego rodoviário ou ferroviário;
- Ações sísmicas;
- Assentamentos da fundação;
- Ação dos impulsos de terra;
- Impulsos hidrostáticos;
- Variação da temperatura;
- Pressões hidrodinâmicas.

3.3. AVALIAÇÃO DA CAPACIDADE RESISTENTE

3.3.1. INTRODUÇÃO

Desde o primeiro momento em que se começaram a construir pontes em arco de alvenaria que os construtores recorriam a ferramentas numéricas, a maioria empíricas, para estimar a sua capacidade de carga.

Existem atualmente ferramentas modificadas que, apesar de se basearem em métodos clássicos, têm sido alvo de grandes atenções uma vez que apresentam grande utilidade na avaliação expedita da segurança de pontes em arco de alvenaria. Cada uma destas ferramentas baseia-se em pressupostos que influenciam o resultado final. No entanto, tratam-se de boas metodologias quando se pretende obter uma primeira avaliação sobre a capacidade resistente de uma determinada ponte.

Existem duas metodologias para analisar as estruturas de alvenaria: a análise elástica e a análise limite (ou plástica). Enquanto que na análise limite só é necessário verificar três condições que refletem a verdadeira natureza da alvenaria, na análise elástica é necessário conhecer bem as propriedades dos materiais e as condições de apoio [5].

3.3.2. ANÁLISE ELÁSTICA

Desde que Navier, em 1826, aplicou o conceito de meio contínuo para determinar as tensões numa estrutura, a análise elástica passou a ser a ferramenta mais utilizada tanto na conceção como na avaliação de estruturas. A teoria da elasticidade baseia-se no pressuposto de que o material é um sólido contínuo e o seu comportamento mecânico pode ser descrito através de uma lei linear elástica.

Segundo Ochsendorf, este método pode não ser apropriado pelos seguintes motivos:

- As deformações das estruturas de alvenaria não são originadas pela deformação elástica da pedra, logo não podem ser determinadas pela análise elástica;
- Devido à escassez de conhecimento relativo ao carregamento da ponte, às condições fronteira e às propriedades dos materiais, o estado de tensão das estruturas em alvenaria antigas é imprevisível;
- A modelação do material como um meio contínuo é bastante complicada uma vez que é heterogéneo e encontra-se separado por juntas e fissuras.

Ao observarmos a Fig. 45, podemos concluir que o arco que nela está representado não pode ser avaliado por métodos de análise elástica.

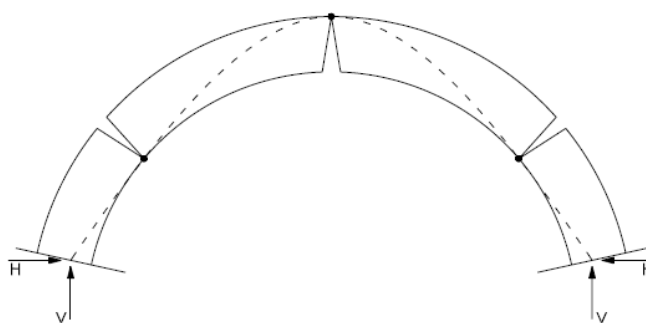


Fig. 45 – Representação do estado estável de um arco fissurado [5]

3.3.2.1. Método MEXE

O método MEXE (*Military Engineering Experimental Establishment*), que se enquadra nos métodos elásticos, foi desenvolvido durante a segunda guerra mundial, tendo como objetivo uma avaliação rápida da capacidade de carga das pontes existentes com a finalidade de permitir a passagens das colunas militares em segurança.

O método MEXE modificado pode ser usado para estimar a capacidade de carga de pontes em arco cujo vão seja inferior a 18m. Nos casos em que o vão se encontra entre 12m e 18m, este método é extremamente conservativo [33]. Uma característica muito importante deste método é que a contribuição dos muros de tímpano para a capacidade de carga da ponte é completamente desprezada.

Este método tem como base alguns pressupostos:

- Arcos de forma parabólica;
- Nos arcos construídos com pedra de boa qualidade, a relação entre o vão e a flecha deve ser igual a 4;
- Juntas fechadas e ausência de fissuração.

As variáveis que influenciam este método encontra-se indicadas na Fig. 46.

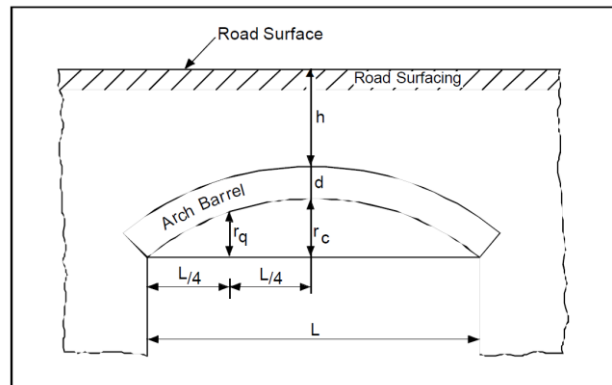


Fig. 46 – Representação das variáveis: L – vão, r_c – flecha, r_q – flecha para $1/4$ de vão, d – espessura do arco, h – distância entre o topo do arco e o pavimento [23]

No método MEXE modificado, a carga máxima, por eixo, (PAL – *provisional axle loading* – em toneladas) é calculada com recurso a uma fórmula semi-empírica, tem um limite superior e é alterada por fatores de modificação e pelo fator de condição geral. Este método é bastante conservativo, isto é, o valor da capacidade resistente obtido é bastante inferior ao real.

$$PAL = \frac{740 \times (d + h)^2}{L^{1.3}} \leq 70 \quad (3)$$

Fatores de modificação:

- F_{sr} – fator de vão/flecha, tem em consideração a diminuição da resistência para arcos abatidos. Este fator assume valor unitário nos casos em que a relação entre o vão e a flecha é menor que 4.

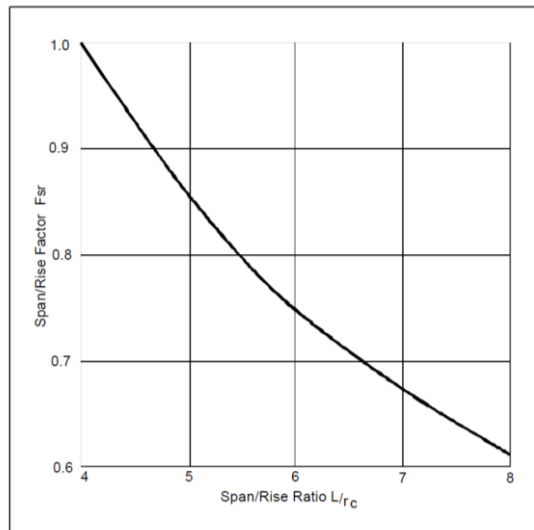


Fig. 47 – Fator de vão-flecha [33]

- F_p – fator de perfil, tem em consideração a diminuição da resistência dos arcos elípticos ou circulares em relação aos arcos parabólicos. Nos casos em que a razão r_q/r_c toma valor igual ou inferior a 0,75, este fator assume valor unitário.

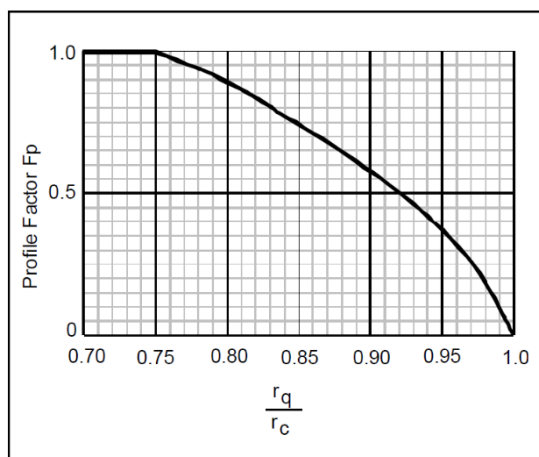


Fig. 48 – Fator de perfil [33]

$$F_p = 2,3 \times \left(\frac{rc - r_q}{rc} \right)^{0,6}$$

(4)

- F_m – fator de material, tem em consideração as propriedades mecânicas do material que constitui os arcos e do material de enchimento.

$$F_m = \frac{(F_b \times d) + (F_f \times h)}{d + h}$$

(5)

Tabela 1 – Fator de material do vão

F _b	
Granito	1,5
Arenito	1,4
Betão	1,2
Calcário	1,0
Alvenaria em más condições	0,7

Tabela 2 – Fator do material de enchimento

F _f	
Betão	1,0
Argamassa	0,9
Material bem compacto	0,7
Material fraco	0,5

- F_j – fator de juntas, tem em consideração a espessura das juntas e as suas condições.

$$F_j = F_w \times F_d \times F_m$$

(6)

Tabela 3 – Fator de espessura das juntas

F _w	
Espessura < 6mm	1,0
6mm < Espessura < 12,5mm	0,9
Espessura > 12,5mm	0,8

Tabela 4 – Factor de profundidade de juntas

Fd	
Abertura ≤ 12,5mm	0,9
Abertura > 12,5mm	0,8

Tabela 5 – Fator de qualidade da argamassa

Fm0	
Boas condições	1,0
Fraca, más condições	0,9

Fcm – fator de condição geral, apreciação global do estado da estrutura.

A estimativa dos fatores de modificação é baseada em informação quantitativa obtida através de uma inspeção rigorosa da estrutura da ponte, enquanto que o fator de condição geral depende do balanço entre uma avaliação objetiva das fissuras e deformação e as indicações de bom material e de boa mão-de-obra. Ao mesmo tempo, deve ser realizada pelo engenheiro, num intervalo entre 0 e 1., sendo que o valor mais baixo é para pontes em mau estado, enquanto que o valor unitário deve ser atribuído em pontes de muito boas condições, sem qualquer tipo de fissuras ou deformações. Este fator deve ser independente do estado particular das juntas e do material, devendo ser efetuada uma avaliação geral do estado da ponte.

No anexo D da norma BA16/97, são dados alguns exemplos que devem ser tidos em consideração.

Por exemplo as Fig. 49 e Fig. 50 representam uma ponte cujo arco está em bom estado, mas com uma ligeira deformação a ¼ de vão, algumas fissuras pouco importantes e algumas juntas com falta de argamassa, sendo-lhe atribuído Fcm = 0.9.



Fig. 49 – Vista frontal [33]



Fig. 50 – Vista detalhada [33]

Outro exemplo é a ponte representada nas Fig. 51 e Fig. 52 cujo arco está em bom estado, mas o seu interior apresenta graves fissuras longitudinais que vão alargando do interior para o exterior com $F_{cm} = 0.3$.



Fig. 51 – Vista detalhada [33]



Fig. 52 – Vista geral [33]

Após conhecidos os valores dos fatores de modificação e do fator de condição geral, deve-se calcular a carga máxima, por eixo, modificada (P_{corr}).

$$P_{corr}(BA) = F_{sr} \times F_p \times F_m \times F_j \times F_{cm} \times PAL \quad (7)$$

Visto que a ponte em análise se localiza em Dublin, será também calculada a carga máxima, por eixo, modificada segundo a equação irlandesa modificada.

$$P_{corr}(I) = 2 \times F_{sr} \times F_p \times F_m \times F_j \times F_{cm}^2 \times PAL \quad (8)$$

Ao comparar as duas equações que permitem conhecer o valor da carga máxima, por eixo, modificada é possível verificar que a equação irlandesa modificada dá maior peso à opinião do engenheiro, pois eleva ao quadrado o fator de condição geral.

Nos casos em que o engenheiro define $F_{cm} < 0,50$, a equação irlandesa modificada agrava a situação e diminui a carga máxima, por eixo, modificada. Nos casos em que $F_{cm} > 0,50$, a mesma equação beneficia e aumenta a carga. Para $F_{cm} = 0,50$ o valor é igual ao obtido segundo a norma BA16/97.

Se se compararem os valores obtidos para a carga máxima, por eixo, modificada, das duas equações, será possível concluir que, segundo a norma o valor será mais reduzido, logo mais conservativo, enquanto que pela equação irlandesa o valor será mais elevado, mas mais realista.

O método MEXE provém das tabelas elaboradas por Pippard ao idealizar o arco como uma estrutura contínua cujos esforços se encontram no regime linear elástico do comportamento do material, não considerando a formação de fissuras. Assim sendo, deve ser considerado um método preliminar que permite obter a avaliação da capacidade resistente de uma forma célere.

A aplicabilidade deste método é, hoje em dia, bastante limitada e nos casos em que os parâmetros se situam fora dos limites de aplicação do método, deve recorrer-se a análises mais detalhadas.

Tal como referido anteriormente, o fator de condição geral é definido pelo engenheiro, sendo assim um fator bastante subjetivo, pois depende de uma opinião baseada em bom senso e experiência.

Segundo [9], verificou-se que na Ponte Bridgemill, que foi ensaiada até à rutura, o resultado proveniente da aplicação do método MEXE foi muito menor do que a carga de colapso que se obteve no ensaio *in situ*.

A agência para as autoestradas no Reino Unido refere de forma bastante explícita num manual que, embora este método se tenha revelado conservativo para pontes com grandes vãos, a sua utilização como método de previsão da capacidade de carga de uma ponte em arco de alvenaria não é aconselhável [5].

3.3.2.2. Método Gráfico para Determinar a Linha de Pressões e o Fator de Segurança Geométrico

Antes de proceder à explicação do método em si, é bastante importante realçar que este contém alguns erros devidos ao facto de a representação gráfica não ser completamente rigorosa. Mesmo assim, trata-se de um método muito atual e viável.

Para que este método possa ser aplicado, o arco deve ser dividido em aduelas de largura constante. Esta divisão deve respeitar as aduelas reais, mas nos casos em que não é possível, a divisão deve ser feita em aduelas de largura unitária. O objetivo é obter a linha de pressões entre o limite do pilar e a aduela de fecho [5].

Na Fig. 53 é possível observar a geometria real de um arco (imagem da esquerda) e a sua idealização em aduelas unitárias (imagem da direita).

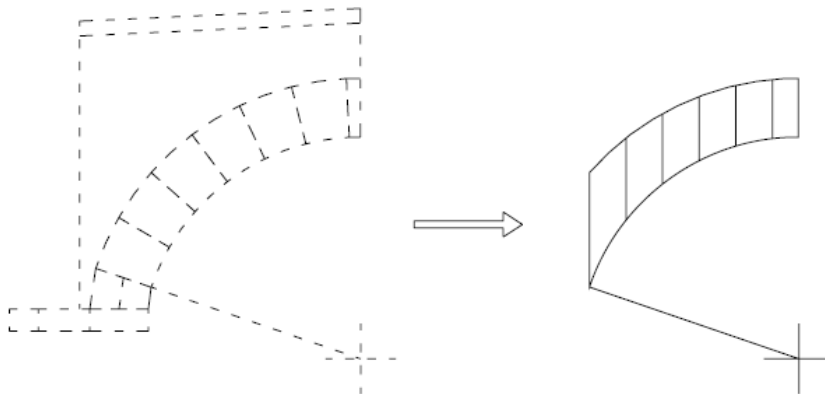


Fig. 53 – Divisão do arco em aduelas [5]

Numa primeira análise, e a partir da divisão efetuada, é calculado o peso próprio de cada aduela (W_i) e o seu centro de gravidade, onde será aplicada a carga representativa do peso próprio.

Após conhecido o peso próprio de cada aduela, é possível determinar o impulso H atuante na aduela de fecho, como se pode ver representado na Fig. 54.

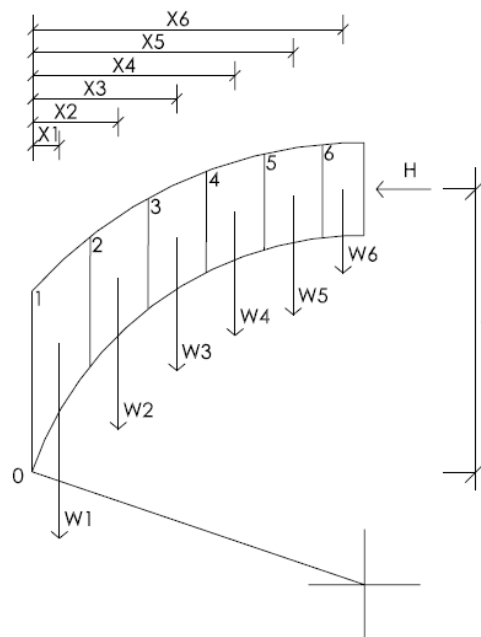


Fig. 54 – Representação do peso próprio e centro de gravidade de cada aduela [5]

Este valor é calculado recorrendo a uma equação de equilíbrio estático do arco, a equação de momentos no ponto O, o que implica admitir que o arco é um arco de três rótulas e que o impulso na aduela de fecho apenas tem componente horizontal.

$$H \times f = W1 \times X1 + W2 \times X2 + W3 \times X3 + W4 \times X4 + W5 \times X5 + W6 \times X6$$

$$H \times f = \sum (Wi \times Xi)$$

(9)

Quanto ao sentido da força, é admitido como sentido positivo o sentido da direita para a esquerda.

Uma vez conhecido o valor do impulso horizontal existente na aduela de fecho e as forças aplicadas à estrutura, já é possível construir o polígono das forças, que é um passo intermédio para o conhecimento da linha de pressões do arco em análise.

Mas a construção do polígono das forças não é muito célere nem simples, implicando a execução de vários passos [5]:

1. União entre o ponto 0 e o ponto de aplicação da carga vertical W6 na aduela 6, com comprimento a igual ao valor do impulso horizontal. Cria-se assim a linha a (Fig. 55);



Fig. 55 – Etapa 1 [5]

2. Representação da carga da aduela 6 (W6), com ponto de aplicação no fim da linha a. Obtenção do ponto P6 (Fig. 56);

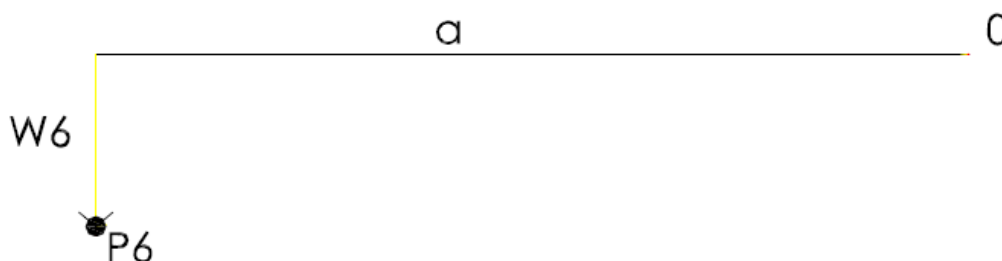


Fig. 56 – Etapa 2 [5]

3. União do ponto P6 ao ponto 0 e consequente obtenção da linha *b* (Fig. 57);

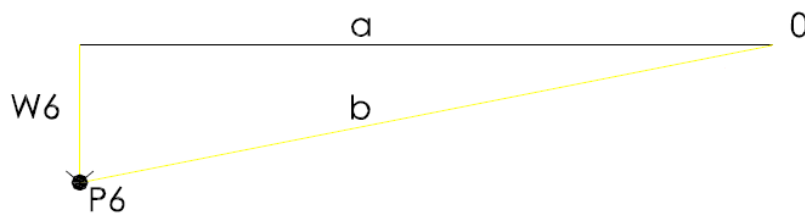


Fig. 57 – Etapa 3 [5]

4. Representação das restantes cargas W_i das restantes aduelas *i*, com ponto de aplicação em $P(i-1)$ e consequente obtenção dos pontos P_i . União dos pontos P_i ao ponto 0, resultando as linhas *c, d, e, f, g* (Fig. 58);

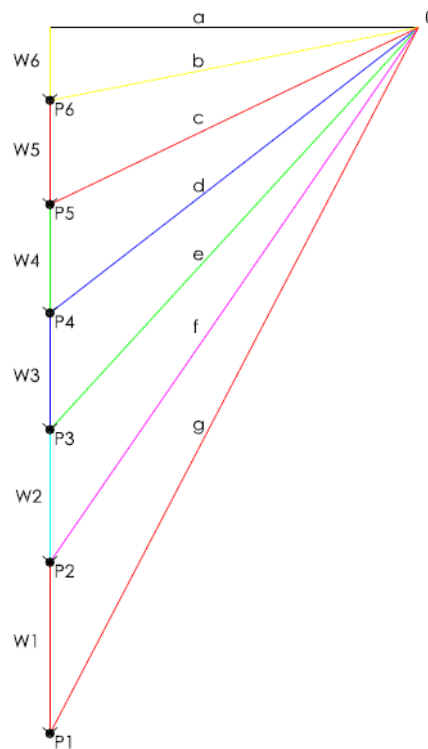


Fig. 58 – Etapa final [5]

Após completo o polígono de forças, começa-se a construir o polígono funicular:

5. Traçar uma paralela à linha *a* até esta intersectar o ponto P6. De seguida, traçar uma paralela à linha *b* até esta intersectar a carga W5, representando esse ponto de intersecção como ponto P5. E assim sucessivamente até à linha *f*.
6. Quanto à linha paralela à linha *g*, esta deve ser prolongada até atingir o limite da primeira aduela, aduela 1.

7. Traçar uma linha a unir todos os pontos P_i . O último troço desta linha deve unir o ponto P_1 e o ponto onde a linha paralela à linha g encontrou o fim da aduela 1.

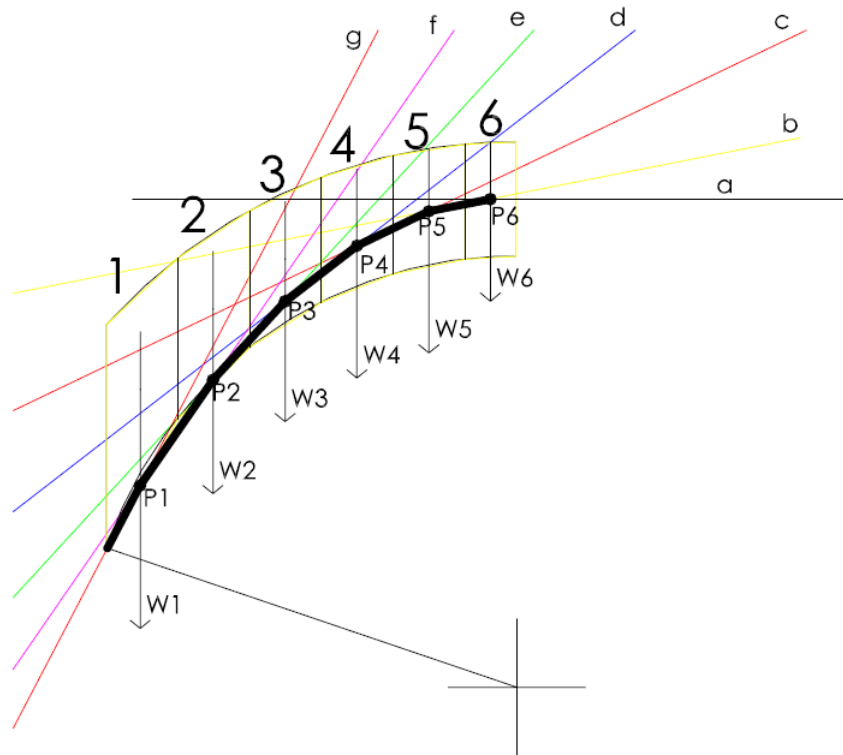


Fig. 59 – Linha de pressões [5]

O traçado a linha cheia representado na Fig. 59 representa a linha de pressões do arco em análise.

O procedimento anteriormente descrito pode ser usado para qualquer que seja o caso de carga pretendido. Pode conter apenas o peso próprio do arco, o peso próprio do arco e do material de enchimento ou até o peso próprio do arco, material de enchimento e cargas aplicadas sobre o tabuleiro como é o caso das cargas rodoviárias.

Conhecendo o raio do arco, admitindo que é constante, e o seu centro, pode-se desenhar o arco de espessura mínima que contém a linha de pressões, como é possível observar na Fig. 60. Este arco encontra-se no interior do arco em análise.

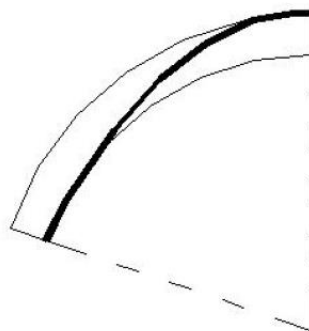


Fig. 60 – Arco de espessura mínima [5]

Assim, já é possível conhecer o fator de segurança geométrico que se calcula através da razão entre a espessura real do arco e a espessura mínima.

$$FS = \frac{\textit{espessura_real}}{\textit{espessura_mínima}} \quad (10)$$

Heyman estabeleceu o valor 2 como valor de referência para o fator de segurança, pois confere uma margem de segurança considerável.

Este método de determinação da linha de pressões trata-se de uma técnica útil e válida, mas que demora algum tempo, sendo necessário algum domínio no que diz respeito à arte gráfica. Este método é muito bom para uma primeira análise com o intuito de adquirir alguma sensibilidade e de ter consciência de todas as simplificações efetuadas.

Uma dessas simplificações reside no facto de se transformar o peso das aduelas e do material de enchimento numa carga concentrada aplicada no seu centro de massa. Esta simplificação não tem em consideração a degradação das cargas ao longo do material de enchimento.

3.3.3. ANÁLISE LIMITE OU PLÁSTICA

Tal como referido anteriormente, este método baseia-se em três pressupostos, os mesmos admitidos por Heyman em 1995:

1. A alvenaria é rígida;
2. A alvenaria não apresenta resistência à tração;
3. Não ocorre rutura por escorregamento.

A primeira hipótese é bastante viável, uma vez que as tensões existentes em estruturas de alvenaria são relativamente baixas quando comparadas com a tensão de rutura do material. A hipótese 2 é um pouco conservativa mas verídica. A pedra tem muito pouca resistência a esforços de tração e o mesmo acontece com a argamassa existente nas juntas. A última hipótese é verdadeira desde que se admita que o atrito existente entre pedras é o suficiente para evitar o seu escorregamento. Estas três hipóteses levam a programações computacionais relativamente simples que fornecem previsões bastante realistas do comportamento das estruturas de alvenaria [5].

A nível de conceção, o problema mais simples em estruturas de alvenaria é o arco. As pressões a que este está sujeito podem levar a que ocorram pequenas mudanças nas condições de apoio e a pequenos incrementos no comprimento do vão. Assim, o arco tem de se adaptar a estas novas condições ocorrendo a formação de rótulas.

As pedras que constituem o arco de alvenaria são consideradas rígidas e este encontra-se em segurança sempre que a linha de pressões de encontra dentro da sua espessura.

3.3.3.1. Estimativa da Carga de Colapso pelo Método Plástico definido por Heyman

No livro publicado por Heyman, o cálculo elástico enunciado por Pippard é reconhecido como um método de análise para arcos de alvenaria. Foi este método que esteve na origem do desenvolvimento do método MEXE.

No entanto, anos depois, Heyman contrapõe este método ao apresentar o método plástico que estima o valor da carga axial segura em função de parâmetros geométricos. Esses parâmetros encontram-se representados na Fig. 61 e nas equações 11, 12 e 13. O peso volumico γ é considerado o mesmo para o arco e para o material de enchimento.

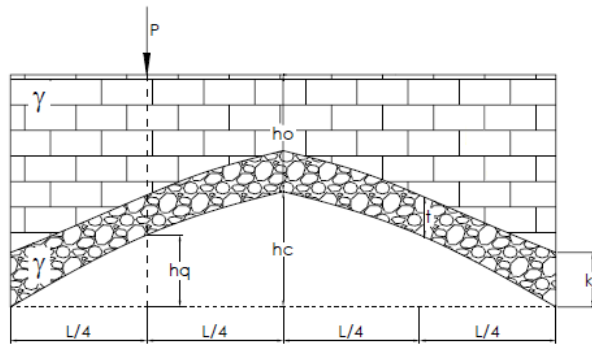


Fig. 61 – Representação das variáveis [5]

$$\alpha = \frac{hq}{hc} \tag{11}$$

$$\beta = \frac{ho}{hc} \tag{12}$$

$$\varepsilon = \frac{t}{hc} \tag{13}$$

Heyman elaborou uma tabela que permitia a consulta direta do valor da carga concentrada máxima linear por unidade de largura da ponte. Nesta tabela estavam definidos diversos valores para os diferentes parâmetros definidos. Os valores da tabela resultam da expressão 14.

$$p = \frac{1}{(3-2\alpha)-(2+k)\varepsilon} \left\{ (1+3\beta-\alpha) \left[\alpha + \left(1-\frac{1}{4}k\right)\varepsilon \right] - (6+9\beta-5\alpha) \left[(1-\alpha) - \left(1+\frac{1}{4}k\right)\varepsilon \right] \right\} \tag{14}$$

Segundo Heyman, a máxima carga concentrada pode ser calculada através de uma relação entre a carga linear obtida pela expressão anterior, o peso volumico (γ), o vão do arco (L) e a flecha do arco a meio vão (hc). Esta relação encontra-se expressa na equação 15.

$$P = \frac{p \times \gamma \times L \times hc}{6} \quad (15)$$

Este método tem a grande vantagem de ser de rápida aplicação, uma vez que os valores se encontram tabelados. Mas apresenta inúmeros inconvenientes, como é o caso de não ter em consideração o material que constitui o arco, a degradação das cargas que são aplicadas no material de enchimento e a diferenciação do material do arco e do enchimento.

Segundo [5], este método só deve ser aplicado em pontes com vão e largura reduzidos.

3.3.3.2. Recurso a Programas de Cálculo

Existem inúmeros programas de cálculo de estruturas, sendo que o mais apropriado para analisar arcos de alvenaria é o RING. No entanto, nesta dissertação optou-se pelo programa ROBOT MILLENIUM, baseado no método dos elementos finitos, dado o prévio conhecimento do mesmo, com a consequente facilidade de utilização.

O método dos elementos finitos surgiu em 1953, na Boeing dos EUA, com o propósito de calcular a estrutura das asas dos aviões. Hoje em dia, este método tem aplicação em diversas áreas, como é o caso da engenharia. Este método começou por recorrer a modelos elástico lineares, mas com a evolução das capacidades computacionais foi possível desenvolver modelos com comportamento não linear.

Segundo é afirmado em [6], no método dos elementos finitos, a discretização das equações diferenciais que regem o problema é efetuada para um domínio finito, o elemento finito. A assemblagem destes elementos fornece um sistema de equações algébricas que simulam o sistema estrutural, considerando também as ações e as condições de fronteira. A sua resolução contribui para o conhecimento do campo de tensões, ao calcular os deslocamentos nodais da estrutura.

Existem diversos tipos de elementos finitos, dentro dos quais se destacam os elementos de barra, de viga, de parede, de casca, sólidos, etc. Esta diversidade de elementos permite uma melhor modelação dos diferentes constituintes das pontes de alvenaria, uma vez que diferentes constituintes apresentam diferentes materiais, como é o caso dos arcos em alvenaria e o material de enchimento em material granular.

Existem dois tipos de modelos de elementos finitos aplicáveis a estruturas de alvenaria:

- Modelos contínuos – também designados por macro modelação. Neste modelo não é considerada a distinção entre as unidades de alvenaria e o material de junta, admitindo que a alvenaria é um meio anisotrópico homogéneo contínuo. Este modelo é aconselhado

quando o sistema estrutural que se pretende modelar é grande e complexo. Apresenta grandes vantagens na avaliação da distribuição de tensões na estrutura;

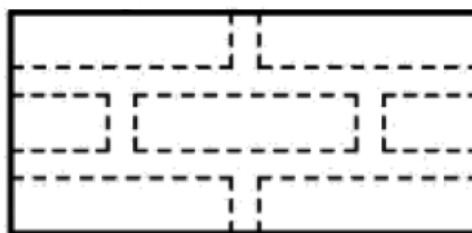


Fig. 62 – Representação do elemento de macro modelação [10]

- Modelos descontínuo – também designada por micro modelação. Este método permite a representação diferenciada das unidades de alvenaria e dos elementos de junta, sendo representada a sua separação por elementos de interface, elementos com espessura nula que representam possíveis fissuras.

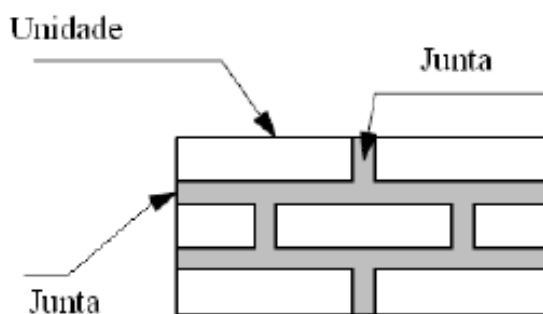


Fig. 63 – Representação do elemento de micro modelação [10]

3.4. CONCLUSÃO

Após analisar todos os métodos explicitados anteriormente, pode-se concluir que não há um método mais correto que outro, que cubra todos os aspetos da análise. Há sim métodos mais conservativos e outros mais realistas, métodos mais simples, que recorrem necessariamente a mais simplificações, e métodos mais complexos, que utilizam parâmetros por vezes difíceis de quantificar. Mesmo assim, nenhum deles tem uma formulação precisa e rigorosa; enquanto que uns se baseiam em relações puramente geométricas, outros baseiam-se em modelos elásticos e outros ainda em modelos de análise em estado limite.

Muitos métodos desprezam a avaliação da resistência última, apesar de mais recentemente, recorrendo a programas computacionais, se tente chegar a valores menos conservativos o que significa valores mais próximos da carga real de rutura. É de realçar que, na maioria das estruturas em arco de alvenaria, o colapso da estrutura não ocorre por baixa capacidade resistente do material que a constitui, mas sim por efeitos de degradação de cargas que levam a deslocamentos elevados e conseqüentemente ao colapso da forma da estrutura.

Uma das razões para que não exista uma técnica única para analisar estas estruturas é o facto de que apesar de aparentemente serem todas parecidas, na maioria das vezes serem na realidade bastante distintas. Outro motivo tem a ver com o facto de que nos modelos de cálculo se analisa a capacidade última dos materiais, de modo a avaliar a segurança da estrutura; no entanto, os níveis de tensão a que as estruturas de alvenaria estão sujeitas são bastante reduzidos quando comparados com a capacidade resistente última das suas unidades, sendo que o equilíbrio estático entre elas assume o papel principal.

Segundo [5], muitos foram os investigadores que estudaram os arcos de alvenaria com bastante profundidade nos últimos anos, com o intuito de avaliar e reparar pontes rodoviárias e ferroviárias com elevada importância nas redes viárias. No entanto, as pontes de alvenaria constituem um problema especial uma vez que se tratam de estruturas antigas que estão a ser solicitadas por cargas substancialmente superiores àquelas para que foram pensadas.

4

CAUSAS E EXEMPLOS DE ANOMALIAS

4.1. INTRODUÇÃO

Desde o início da sua existência, uma estrutura está sujeita a ações e é a forma como reage que determina o seu comportamento. O conhecimento dessas ações é de extrema importância, pois permite prever o modo como a estrutura se irá comportar. A estrutura pode estar sujeita a dois tipos de ações:

- Estáticas;
 - Permanentes – pesos próprios (dos pilares, encontros, materiais de enchimento, muros de tímpano, fundações, tabuleiro, betuminoso, lancis, passeios, candeeiros...), impulsos de terra;
 - Variáveis – possíveis assentamentos das fundações, sobrecarga rodoviária ou ferroviária, neve, variação da temperatura, impulsos hidrostáticos, sobrecarga de passeio;
 - Acidentais – explosões, incêndios, embate de veículos, cheias.
- Dinâmicas – ação sísmica, vento.

As pontes são obras que estão sujeitas ao aparecimento de diversas patologias, em função do seu uso e das ações a que estão sujeitas. Estas construções representam uma parcela bastante significativa dos custos dos sistemas viários de todo o mundo, e, caso apresentem problemas estruturais, necessitam de intervenções urgentes, sob pena de fecho da via em que se inserem.

As anomalias são manifestações exteriores que indicam que a estrutura não está a responder da maneira prevista, apresenta deformações anormais ou sinais de fendilhação. Essas manifestações, em obras recentes, podem ser causadas por excesso de carga, o que significa que se instalaram esforços superiores aos que a estrutura é capaz de resistir, por assentamentos de apoio, por deterioração não esperada dos materiais constituintes, etc. Em obras antigas, constituídas por arcos de alvenaria, normalmente as anomalias traduzem-se em fendilhação excessiva, visível, de partes da obra.

Antes de se proceder à reabilitação da obra de arte, é importante ter conhecimento de todas as anomalias que a estrutura apresenta e tentar perceber as suas causas. Este conhecimento permite deduzir a gravidade da anomalia, o que por sua vez garante uma melhor escolha do tipo de reabilitação a realizar.

Assim, é de grande importância a realização de uma inspeção visual pois permite fazer um levantamento das anomalias presentes na estrutura e assim ter uma noção global do seu estado. Esta primeira inspeção

permite à partida ter uma ideia da necessidade de ser realizada uma intervenção de reparação e/ou de reforço.

4.2. ANOMALIAS

As anomalias presentes nas obras de arte têm natureza variada e quando não são detetadas a tempo ou tratadas do modo mais indicado, podem comprometer a funcionalidade e segurança da estrutura.

De modo a facilitar a análise, as anomalias podem ser divididas em três grandes grupos:

- Anomalias de índole estrutural – tais como fissuras, resultam da rutura de elementos e podem conduzir ao mau funcionamento da estrutura. Também podem ser classificadas como anomalias geométricas;
- Anomalias de índole não estrutural – tais como perdas de argamassa, não tendo implicação direta no funcionamento da estrutura. Também podem ser consideradas anomalias nos materiais que constituem a ponte;
- Anomalias de índole funcional – tais como obstrução nos sistemas de drenagem, estando na maior parte das vezes relacionados com o meio envolvente, a exposição a agentes agressivos e à falta de manutenção. Algumas destas patologias são relacionadas com agentes exteriores.

4.2.1. ANOMALIAS GEOMÉTRICAS / DE ÍNDOLE ESTRUTURAL

Dentro deste tipo de patologias pode-se dar maior destaque a fissuras, erosão das fundações, danos nos muros de tímpano e movimentos dos apoios.

Relativamente às fissuras, estas podem ser causadas por inúmeros fatores, sendo que os principais são assentamentos diferenciais, presença de água na estrutura e ações dinâmicas. Estas fendas, normalmente, acompanham as juntas entre blocos e apresentam-se longitudinal ou transversalmente à ponte. Podem ainda provocar fratura em alguns elementos, principalmente nos elementos estruturais arcos e pilares, como se pode verificar na Fig. 64.



Fig. 64 – Abertura de juntas, Ponte de Espindo [34]

No que diz respeito aos danos nos muros de tímpano, estes podem ser provocados pelo incremento das cargas aplicados no tabuleiro que provocam assentamento no material de enchimento e também por problemas de drenagem, que provocam impulsos hidrostáticos no interior do enchimento. Com menor importância, o assentamento diferencial das fundações também pode originar anomalias nos muros de tímpano.

Os danos principais são (Fig. 65):

- Inclinação;
- Escorregamento;
- Empolamento;
- Fendilhação do arco e destacamento do muro de tímpano.

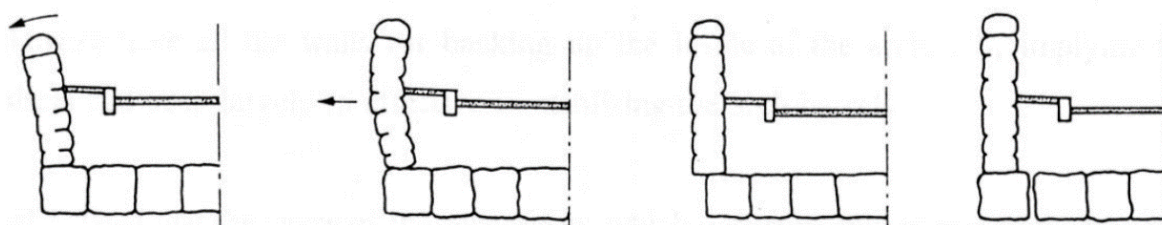


Fig. 65 – Danos nos muros de tímpano [23]

A erosão e o descalçamento das fundações são maioritariamente causada pela corrente do rio e pelos detritos por ele transportados e pela alteração do leito do rio provocada pela remoção de inertes ou por cheias. Para evitar este tipo de danos, são usados quebra-águas, ver Fig. 11, que desviam a corrente das fundações, impedindo a sua erosão, ver Fig. 66. Estes danos podem provocar a ocorrência de fissuras nos tímpanos, nos arcos e a ruína da ponte.

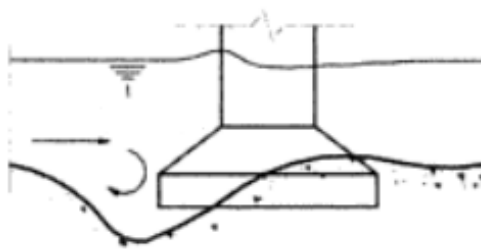


Fig. 66 – Erosão da fundação

Os movimentos de apoio têm como consequência grave a descompressão do arco, o que pode provocar o seu abatimento e, em casos mais extremos, a sua queda, ver Fig. 67. Os movimentos de apoio são causados, principalmente, pela falta de capacidade resistente de elementos da estrutura e por assentamentos diferenciais das fundações, ver Fig. 68. Estes fatores podem ser causados pelo aumento das cargas a que a ponte está sujeita, uma vez que, por exemplo, os veículos têm evoluído bastante no

decorrer dos últimos anos. Os assentamentos diferenciais podem ainda ser causados por modificações no terreno perto do local das fundações.

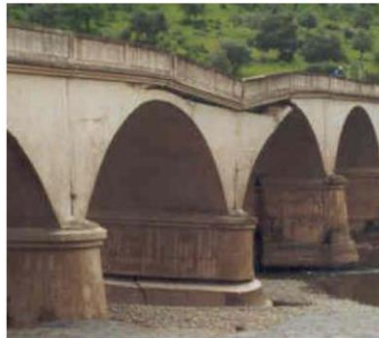


Fig. 67 – Movimentos de apoio [17]



Fig. 68 – Ruína do arco, Ponte Velha do Vouga [v]

4.2.2. ANOMALIAS NOS MATERIAIS / DE ÍNDOLE NÃO ESTRUTURAL

Dentro deste tipo de danos pode-se dar maior relevância à perda de argamassa nas juntas, à degradação do material pétreo e à corrosão no caso de existirem peças metálicas (por exemplo, guardas). Estas anomalias estão associadas aos processos de degradação dos materiais causados tanto pelo processo natural de envelhecimento como pela exposição a agentes erosivos e a ações meteorológicas e químicas e também pela falta de manutenção e má intervenção. Este tipo de patologias afeta a durabilidade da estrutura, e podem por vezes diminuir a sua segurança.

A perda de argamassa nas juntas, representada na Fig. 69, está relacionada com as condições externas a que a ponte está exposta. Os agentes biológicos, as matérias orgânicas e a existência de água no interior da estrutura, pode conduzir a uma alteração química da argamassa provocando a perda de coesão, o que em muitos casos implica que esta se desfaça e caia.



Fig. 69 – Perda de argamassa [4]

A ação do vento e da chuva, (ações mecânicas), provocam a erosão do material. A escolha da argamassa a usar nas juntas de determinada ponte, em situação de reparação, deve ser ponderada e ter em consideração as cargas a que a estrutura vai estar sujeita e ao meio envolvente.

O material pétreo está sujeito à ação dos mesmos agentes que a argamassa. Apesar de, em alguns casos, a fratura e a degradação da alvenaria não colocarem em causa a segurança da ponte, afeta a sua aparência.

4.2.3. ANOMALIAS RELACIONADAS COM AGENTES EXTERIORES / DE ÍNDOLE FUNCIONAL

Este tipo de anomalias é o mais comum e o que menos consequências graves pode acarretar para a estrutura. No entanto, estas patologias, se não forem tratadas corretamente e a tempo, podem evoluir para anomalias mais graves, tais como a diminuição da resistência da alvenaria.

Assim, destacam-se a circulação de água provocada pela obstrução dos sistemas de drenagem, a existência de vegetação e de micro-organismos e a deformação e deterioração dos passeios.

A obstrução dos sistemas de drenagem impede a circulação da água, provocando que esta fique estagnada em algumas zonas e acabe por ser absorvida. Após a sua infiltração, a água desloca-se pelo interior da estrutura provocando o seu desgaste. No caso de a água ser rica em sais minerais, estes vão-se depositando e formam eflorescências e cripto-florescências entre as juntas, ver Fig. 70.



Fig. 70 – Eflorescências [4]

A existência de vegetação e de micro-organismos impregnados nas juntas pode ser causada pelo vento, pois pode transportar sementes que deposita em pequenas aberturas já existentes. Ao desenvolverem-se, as raízes vão-se espalhando pela estrutura provocando erosão da argamassa.

4.3. CAUSAS DAS ANOMALIAS

Algumas das patologias referidas anteriormente podem ser evitadas ou então pode-se diminuir o seu impacto se forem efetuadas inspeções periódicas e, em alguns casos, diminuídas as cargas a que a ponte está sujeita.

Após levantamento das anomalias mais comuns em pontes de alvenaria, é de grande importância tentar perceber o porquê de elas existirem, uma vez que para se realizar uma boa reparação é necessário eliminar a causa da anomalia para que esta não volte a aparecer. Caso a origem não seja bem detetada ou eliminada, é só uma questão de tempo até que a anomalia volta a aparecer.

Cada anomalia não tem única e exclusivamente uma causa, do mesmo modo que uma causa pode originar diferentes anomalias.

Na origem das anomalias que podem provocar e aumentar o processo de degradação das pontes de alvenaria, encontram-se fatores associados não só à ausência ou inadequada manutenção e utilização da estrutura como também à sua má conceção, tanto a nível da escolha do material como nos processos construtivos usados.

De entre muitas, de seguida referem-se as de maior relevo:

- Alterações associadas ao uso, ao meio envolvente e ao escoamento do rio;
- Aumento das cargas;
- Tipo de terreno e de fundação;
- Agentes biológicos, químicos e atmosféricos;
- Vegetação;
- Falta de manutenção;
- Defeitos na conceção, execução e controlo da obra;
- Ação humana;
- Ações acidentais;
- Presença de água;
- Má escolha dos materiais de construção;
- Regime de escoamento.

4.3.1. AUMENTO DAS CARGAS

Com o decorrer dos anos, os veículos têm sofrido grandes desenvolvimentos mecânicos e com isso o seu peso tem aumentado significativamente. Este fenómeno pode implicar um grande incremento das cargas a que a ponte ficará sujeita, quando comparadas com aquelas para que foi dimensionada.

Este facto tem particular importância em pontes de alvenaria construídas nos séculos XVIII e XIX, dado o aparecimento e grande desenvolvimento dos veículos automóveis durante o século XX, significativamente mais pesados que os veículos de tração animal. Esse aumento de cargas pode provocar assentamentos no material de enchimento e um agravamento dos impulsos laterais que provocam danos nos muros de tímpano e, em alguns casos, excesso de carga nos arcos provocando fissuras e, possivelmente, problemas de estabilidade, ver Fig. 71.



Fig. 71 – Fissura longitudinal no arco [16]

Para além das cargas rodoviárias, também é necessário ter em consideração que as cargas dinâmicas aumentaram, uma vez que a velocidade de circulação dos veículos sofreu um enorme incremento.

4.3.2. TIPO DE TERRENO E DE FUNDAÇÃO

Nas pontes de alvenaria antigas não eram realizadas inspeções geotécnicas, o que não permitia um conhecimento fidedigno das características do solo em que a ponte era fundada. Este desconhecimento pode ter implicado um mau dimensionamento das fundações, o que pode provocar assentamentos diferenciais.

É também de notar que, devido à falta de informação, algumas fundações podem estar assentes em solo bastante bom enquanto que outras podem estar assentes em aluviões, o que provocará certamente assentamentos diferenciais entre pilares de fundações, com as respetivas consequências para a obra de arte.

4.3.3. VEGETAÇÃO

O efeito do desenvolvimento de vegetação no interior da estrutura provoca fissuras, abertura das juntas e absorção da humidade do solo. Mas a sua existência não acarreta só desvantagens. O facto de existir vegetação na superfície da ponte reduz o desgaste da alvenaria no caso de tempestades, mas ao mesmo tempo impede a evaporação da água, ver Fig. 72.



Fig. 72 – Excesso de vegetação

O crescimento de vegetação na parte interior dos arcos, pode causar problemas a nível do escoamento, pois diminui a secção de vazão, o que faz aumentar a velocidade do escoamento. A velocidade ao ser maior, a erosão das fundações torna-se mais significativa pois evolui mais rapidamente.

4.3.4. FALTA DE MANUTENÇÃO

A não existente ou insuficiente manutenção deste tipo de estruturas pode provocar o desenvolvimento de anomalias que, no caso de serem tratadas a tempo, não implicam danos graves nem irreversíveis.

4.3.5. DEFEITOS NA CONCEÇÃO, EXECUÇÃO E CONTROLO DA OBRA

Aquando da construção das juntas, deve-se limitar a espessura mínima e máxima, uma vez que podem conduzir a descompressões (muito largas) ou a repartição de cargas de modo não uniforme provocando fissuras (muito estreitas).

A escolha da argamassa a usar nas juntas deve ter em consideração a porosidade da rocha, uma vez que no caso de a rocha ser porosa e a argamassa seca, a pouca água existente na argamassa é completamente absorvida pela rocha provocando a desagregação da argamassa.

Devido à não formação dos intervenientes na conceção e execução da obra, problemas tais como subdimensionamento dos arcos, dos muros de tímpano e das fundações são bastante reais. A fase de desmonte do cimbri é uma etapa bastante crítica pois pode provocar deformações na estrutura.

4.3.6. AÇÃO HUMANA

Em alguns casos, esta causa é a que provoca problemas de maior importância. Devido a uma utilização descuidada, vandalismo e intervenções de reabilitação e reforço inadequadas, o Homem tem uma responsabilidade bastante significativa no estado atual de algumas das obras de arte mais antigas.

O facto de, muitas vezes, a sinalização que indica o peso e alturas máximas que os veículos podem ter para circular não ser respeitada, implica um aumento de carga não previsto sobre a estrutura. Para além do aumento de carga, a execução de manobras perigosas também desencadeia acidentes desastrosos que podem comprometer a segurança da obra. Esses acidentes, muitas vezes, provocam destacamento dos guarda-corpos da estrutura principal, ver Fig. 73.



Fig. 73 – Destacamento dos guarda-corpos [35]

O vandalismo também é um problema causado pelo Homem. Apesar de não serem danos a nível estrutural, os graffiti só conseguem ser removidos utilizando produtos muito fortes que podem destruir a argamassa das juntas e provocar a deterioração das alvenarias.

As intervenções impróprias a que as estruturas são sujeitas podem causar graves problemas a nível estrutural, devido à incompatibilidade entre os materiais existentes e o novo material. Assim, o material usado nas intervenções deve ser quimicamente compatível com o existente. O facto de o refechamento de juntas ser efetuado com materiais com maior resistência do que o original vai desencadear problemas mecânicos pois o funcionamento da estrutura é alterado.

4.3.7. PRESENÇA DE ÁGUA

Ao estar muito tempo em contacto com a água, a durabilidade da alvenaria é posta em causa, logo a da ponte também. A existência de água no interior da estrutura é uma das causas da existência de fissuras e de perdas de argamassa. Essa água pode provir da chuva, de águas subterrâneas ou de águas que

escorrem nas margens. A sua infiltração é permitida devido à má impermeabilização do tabuleiro e à obstrução ou quantidade insuficiente de sistemas de drenagem. Em casos extremos, pode haver o perigo de arrasto do material de enchimento.

Nos casos em que a água é rica em sais, ao ocorrer a evaporação, os sais cristalizam e formam eflorescências. A presença da água cria um ótimo ambiente para o desenvolvimento de micro-organismos na estrutura.

4.3.8. MÁ ESCOLHA DOS MATERIAIS DE CONSTRUÇÃO

Defeitos de origem, tais como vazios e cavidades, podem diminuir a resistência da alvenaria à compressão, uma vez que estes podem ser preenchidos por material menos resistente.

Pedras com elevada porosidade permitem a fácil circulação da água no seu interior, aumentando o risco de abertura de juntas, perda de argamassa e aumento de tensões internas devido aos ciclos de gelo/degelo.

4.3.9. REGIME DE ESCOAMENTO

No decorrer do tempo, o rio e o seu escoamento podem sofrer alterações que alteram o seu leito e o regime do escoamento, o que pode erodir as fundações. Como consequência, podem-se formar fossas de erosão que instabilizam a estrutura, podendo provocar o seu colapso.

Um exemplo de desastre numa ponte devido a cheias e erosão é o caso da Ponte Hintze Ribeiro, ver Fig. 74.



Fig. 74 – Ruína da ponte causada pela cheia e erosão, Ponte Hintze Ribeiro [36]

A ação da corrente, das cheias e dos detritos transportados pela corrente também podem provocar erosão das fundações, degradação e deterioração da alvenaria.

Em caso limite, as cheias podem ser de tal maneira significativas que por vezes podem passar por cima do tabuleiro da ponte. Uma vez que esta não foi dimensionada para tal situação, tal facto, aliado à ação da corrente, pode acarretar graves problemas de estabilidade.

5

INSPEÇÕES, MANUTENÇÃO E TRABALHOS DE REFORÇO

5.1. INTRODUÇÃO

A existência de danos, principalmente fissuras, não significa obrigatoriamente um sinal de perigo, uma vez que podem originar redistribuição de esforços, para a qual pode não existir perigo de colapso. No entanto, quando a presença de anomalias ameaça a segurança, tornando-se necessário assegurar a estabilidade estrutural da ponte através da realização de reparações e/ou reforços. Estas medidas são motivadas tanto pela importância que as pontes têm na rede rodoviária e ferroviária como também pelo valor arquitetónico, histórico e cultural que representam.

Antes de serem realizados trabalhos de manutenção, é necessário serem efetuadas inspeções para um melhor conhecimento das anomalias e suas causas o que permite, posteriormente, uma melhor escolha do tipo de manutenção a efetuar. Essa melhor escolha está ligada a menores gastos económicos.

A manutenção de rotina é um procedimento necessário no que diz respeito às pontes em alvenaria. Este procedimento é levado a cabo através de tarefas regulares e pequenas, que necessitam de poucos recursos, tanto a nível de materiais como de mão-de-obra, e que evitam a realização frequente de operações muito especializadas, pesadas e dispendiosas.

No entanto, em diversas situações, como no caso de a tarefa de manutenção que foi realizada não ter sido a mais eficaz, é necessário recorrer a técnicas de manutenção mais especializada ou a técnicas de reparação e/ou reforço.

Uma vez estabelecido que se vai proceder a trabalhos de reparação/reforço, é preciso definir claramente a causa das anomalias e o método de reparação mais eficaz. Cada ponte de alvenaria é única e, como tal, pode ser necessário realizar-se alguns ajustes à técnica a utilizar, com o intuito de se obterem os melhores resultados para cada caso. Os trabalhos de reforço existentes vão ser explicitados no subcapítulo 5.4.

5.2. INSPEÇÕES

Para além de detetar as anomalias existentes, as inspeções permitem concluir o estado da anomalia, isto é, a sua estabilidade e a sua velocidade de desenvolvimento. No caso de se concluir que a avaria é estável ou que a sua evolução é lenta, o processo de manutenção pode ser adiado. A grande vantagem da realização de inspeções é o facto de não envolverem grandes gastos e, no caso de serem efetuadas com

alguma periodicidade, permitirem menores gastos em manutenção pois as anomalias são detetadas a tempo de se efetuarem reparações mais simples.

Os principais objetivos das inspeções consistem na observação das condições em que a ponte se encontra e na avaliação do seu desempenho face às solicitações. Através das informações recolhidas é possível tirar algumas conclusões relativamente à segurança estrutural, ao tipo de manutenção que se deve realizar, às possíveis causas das anomalias existentes e ao funcionamento em serviço da obra de arte.

Assim, as inspeções podem ser divididas em diferentes tipos [4]:

- Inspeções de rotina;
- Inspeções principais ou gerais;
- Inspeções especiais.

5.2.1. INSPEÇÕES DE ROTINA

Este tipo de inspeção tem como intuito chamar a atenção para pequenas patologias que, caso não sejam rapidamente reparadas, podem evoluir para anomalias mais graves que necessitam de reparações mais dispendiosas. Trata-se de um exame visual e permite a deteção de algumas anomalias, tais como fissuras, infiltrações de água, sinais de vandalismo e impacto de veículos. Sendo assim, podem ser realizadas por pessoal menos especializado e devem ter uma periodicidade semestral ou anual.

No final da inspeção deve ser elaborado um relatório onde se descrevem as anomalias encontradas e o estado da ponte e onde se explicam os trabalhos de manutenção que devem ser efetuados. No caso de existirem algumas dúvidas, os inspetores devem incluir no relatório a recomendação da realização de uma inspeção principal.

5.2.2. INSPEÇÕES PRINCIPAIS OU GERAIS

Estas inspeções envolvem um exame mais profundo a todos os elementos constituintes da obra de arte, o que implica que os inspetores sejam mais especializados. É aconselhável que os inspetores sejam engenheiros de estruturas, pois estes entendem melhor a relação entre as avarias observadas e as suas possíveis causas. No caso de surgirem dúvidas durante o exame, o engenheiro de estruturas deve tomar a decisão de propor, ou não, a necessidade de efetuar uma inspeção especial.

Devem ser efetuadas em intervalos entre 2 e 10 anos, sendo aconselhável realizarem-se de 5 em 5 anos. Estes intervalos dependem do tipo de estrutura, da sua importância, da sua idade e do seu estado de conservação.

O relatório desta inspeção deve conter informações e conclusões relativas ao estado da estrutura e deve conter também fotografias ou desenhos que deem uma noção dos problemas relatados.

A primeira inspeção deste tipo é a inspeção mais importante, pois deve ser efetuada logo após a conclusão da construção da ponte e pode incluir tarefas mais específicas, tais como a realização de ensaios de carga.

5.2.3. INSPEÇÕES ESPECIAIS

Devido ao facto de estas inspeções terem de ser bastante mais detalhadas que as anteriores, devem ser realizadas por equipas especializadas. Este tipo de exame só é realizado quando há dúvidas relativas ao estado da ponte ou quanto à sua capacidade de carga.

No caso de terem ocorrido incidentes inesperados, tais como cheias, sismos, impacto de veículos, ou verificar-se ser necessário efetuar alterações às cargas de tráfego, deve recorrer-se a este tipo de exames. Se forem detetadas patologias graves, estas inspeções devem ser efetuadas mais profundamente e com maior detalhe aos elementos críticos.

Numa inspeção mais pormenorizada, para além de se avaliar a estrutura, e caso não existam, pode ser aconselhável a recolha de informações relativas ao solo. Com este objetivo devem efetuar-se inspeções geotécnicas.

5.2.4. CONSIDERAÇÕES FINAIS

As conclusões obtidas nas inspeções são de carácter muito importante, pois permitem a escolha acertada do tipo de manutenção a realizar e permitem, também, concluir sobre a necessidade de efetuar trabalhos de reforço ou se a manutenção é suficiente para manter a estrutura em segurança.

5.3. MANUTENÇÃO

A manutenção de pontes, que deve ser vista como uma das mais importantes atividades de conservação das estruturas, deve ter como principal objetivo manter a estrutura existente em bom estado de serviço e prolongar o mais possível a sua vida útil. A ausência de manutenção pode provocar o aparecimento de graves problemas.

Assim sendo, a realização atempada de processos de manutenção é imprescindível para garantir a longevidade da estrutura, diminuindo a hipótese de surgirem danos graves que possam comprometer a eficiência da estrutura e cuja reparação pode ser mais dispendiosa e significativa.

Os processos de manutenção têm objetivos bem claros:

- Garantir a integridade e segurança da estrutura;
- Assegurar a funcionalidade e o conforto;
- Preservar o valor patrimonial, cultural e arquitetónico da obra de arte.

Consoante a quantidade e a complexidade dos trabalhos que devem ser desenvolvidos, a manutenção pode ser dividida em três tipos diferentes [4]:

- Manutenção Corrente;
- Manutenção Preventiva;
- Manutenção Especializada;
- Manutenção Corretiva.

5.3.1. MANUTENÇÃO CORRENTE

Este tipo de manutenção é o menos complexo, logo exige mão-de-obra menos especializada e trabalhos menos dispendiosos. Estes trabalhos devem ser efetuados em toda a estrutura ao longo da sua vida útil. De entre as tarefas possíveis destacam-se as mais importantes:

- Limpeza de toda a estrutura;
- Corte da vegetação;
- Limpeza dos paramentos e dos taludes;

- Limpeza e desobstrução dos sistemas de drenagem, de modo a diminuir a probabilidade de entupimento;
- Reparações de alvenarias degradadas, com possível reconstituição;
- Selagem de juntas através da aplicação de argamassas o mais parecidas com as originais de modo a diminuir problemas de compatibilidade;
- Reparação do pavimento.

Estes trabalhos de manutenção podem ser acompanhados pela realização de inspeções de rotina.

5.3.2. MANUTENÇÃO PREVENTIVA

Tal como o nome indica, este tipo de manutenção deve ser realizada antes de aparecerem anomalias. Ou seja, devem ser efetuadas tarefas de proteção e regularização nos elementos constituintes da ponte e na sua envolvente, tais como:

- Regularização e proteção das linhas de água;
- Proteção e eventual reforço das fundações;
- Proteção dos pilares e encontros;
- Injeção de caldas no tardo da alvenaria, se se verificar essa necessidade;
- Impermeabilização do tabuleiro;
- Limitação das cargas.

Tem como principal objetivo reduzir a probabilidade de ocorrência de avarias e, no caso de estas já existirem, retardar a sua evolução.

5.3.3. MANUTENÇÃO ESPECIALIZADA

Neste tipo de manutenção são realizados trabalhos mais complexos que exigem pessoal mais especializado. As tarefas realizadas são pequenos trabalhos de reparação e conservação não muito intrusivos, tais como:

- Reparação de zonas de argamassa degradada;
- Reposição do pavimento;
- Substituição dos sistemas de drenagem.

5.3.4. MANUTENÇÃO CORRETIVA

As suas ações incidem em obras onde as anomalias detetadas interferem no seu comportamento estrutural. Os trabalhos efetuados são de reparação, reforço e/ou substituição de elementos estruturais.

Esta manutenção é programada tendo em consideração a gravidade das diferentes anomalias, do impacto que as imposições podem ter na exploração da obra e a importância da ponte na rede viária e deve ser precedida da elaboração de um projeto de reparação/reforço, realizado por uma equipa especializada.

São efetuados trabalhos tais como: reforço do interior dos arcos de alvenaria; execução de pregagens; colocação de tirantes, etc.

5.3.5. CONSIDERAÇÕES FINAIS

As medidas de manutenção não garantem completamente a funcionalidade da estrutura, apenas minimizam o aparecimento e agravamento das anomalias.

5.4. TRABALHOS DE REFORÇO

5.4.1. INTRODUÇÃO

As soluções de reforço em obras de arte de alvenaria podem envolver substituição, consolidação ou estabilização estrutural e podem recorrer a dois tipos de técnicas: as mais tradicionais, que envolvem a utilização de materiais e técnicas semelhantes aos originais e as técnicas mais modernas e inovadoras, que envolvem a utilização de materiais e técnicas recentes, tentando adequar às diversas situações soluções mais eficientes do que as tradicionais.

As intervenções de reforço devem ser pouco intrusivas e as características dos materiais e técnicas a utilizar devem assegurar as seguintes características [45]:

- Compatibilidade mecânico-estrutural de modo a diminuir as alterações das características de rigidez e do funcionamento estrutural;
- Compatibilidade físico-química de modo a evitar o aparecimento de novas anomalias;
- Durabilidade dos materiais;
- Reversibilidade, com o intuito de se poderem remover os elementos resultantes da intervenção, no fim da sua vida útil ou no caso de revelarem sinais de inadequabilidade, sem provocar danos nos elementos originais.

Segundo [45], as técnicas de reforço podem ser consideradas passivas ou ativas relativamente aos seus efeitos. Nas primeiras, o reforço aplicado é necessário quando se prevê que as ações aplicadas à estrutura ou as suas deformações irão ser superiores às correspondentes ao seu estado de equilíbrio natural. Nas segundas, o reforço introduzido é necessário imediatamente, dado terem sido detetadas anomalias que exigem intervenção urgente.

Para além destas características, as intervenções de reforço devem ser realizadas de modo a garantirem a estabilidade estrutural dos elementos afetados sem descaracterizar a arquitetura da obra e sem alterar a sua integridade física e funcional. Este cuidado deve ser acrescido no caso de se tratarem de obras de arte históricas, em que é fundamental preservar o seu valor estético e histórico.

Para um melhor entendimento dos diferentes tipos de reforço que se podem efetuar, deve-se diferenciar a infraestrutura da superestrutura.

De seguida vão ser descritos alguns dos vários trabalhos de reforço que podem ser efetuados em pontes em arco de alvenaria de acordo com [4], [9], [16] e [45].

5.4.2. INFRAESTRUTURA – FUNDAÇÕES

De acordo com o apresentado no capítulo anterior, as anomalias mais recorrentes nas fundações são causadas por assentamentos diferenciais, reduzida capacidade resistente do solo, descalçamento, erosão, deterioração ou ausência de proteção e alterações no escoamento e no leito do rio.

Assim, as tarefas de reparação a efetuar nas fundações têm como objetivo contornar estes fatores, aumentando a sua rigidez, eliminando os seus assentamentos e protegendo-as contra erosão. As intervenções mais comuns são:

- Injeção de calda;
- Preenchimento de zonas infra escavadas;
- Execução de enrocamento na base dos pilares;
- Recalçamento;

- Execução de microestacas;
- Reforço com vigas de betão.

5.4.2.1. Injeção de Calda

Esta intervenção pode ser realizada no solo envolvente, solo onde a estrutura está fundada, com o intuito de o compactar. Ao ser compactado, o solo torna-se mais resistente e com menos vazios o que faz reduzir a circulação da água e a consequente erosão do solo das fundações, ver Fig. 75.

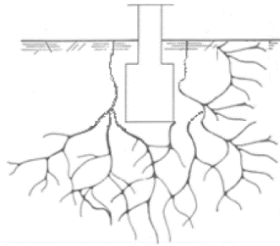


Fig. 75 – Injeção de calda no solo [4]

Ao mesmo tempo, esta técnica pode ser aplicada à própria alvenaria da fundação.

No caso da aplicação da técnica menos intrusiva, esta tem como objetivo tornar a alvenaria menos permeável, compactando-a. Como a calda vai ocupar os vazios que a fundação apresenta, a circulação de água torna-se praticamente inexistente. É de salientar que antes da colocação da calda é necessário proceder ao confinamento da fundação de modo a que esta não se liberte pelas juntas abertas.

No caso da aplicação da técnica mais destrutiva, a calda é mais grossa e é injetada a maior pressão. Estas características promovem o deslocamento do material do interior em vez de se limitar a preencher os vazios. O resultado desta técnica é uma fundação muito compacta e rígida.

5.4.2.2. Execução de Enrocamento na Base dos Pilares

De modo a garantir um melhor comportamento do conjunto da fundação, é colocado um enrocamento em torno dos pilares e das suas fundações que tem de resistir sem se deslocar à velocidade máxima de escoamento, ver Fig. 76. Tem como objetivo contrariar os efeitos erosivos, pois ao serem colocadas pedras mais pesadas do que os grãos existentes no leito do rio, passam a ser estas a resistir aos esforços de corte e à erosão. Como são maiores, o seu comportamento é mais favorável. Esta técnica tem o inconveniente de descaracterizar a ponte.



Fig. 76 – Enrocamento na base do pilar [17]

5.4.2.3. Execução de Microestacas

As microestacas, representadas na Fig. 77, são tubos metálicos de pequeno diâmetro (entre 75mm e 300mm) inseridos em furos que depois são preenchidos por calda de cimento injetada de modo a assegurar a ligação direta entre a estrutura existente e o terreno. A utilização de microestacas é um método versátil, de fácil aplicação, muito eficiente e pouco intrusivo, mas caro.

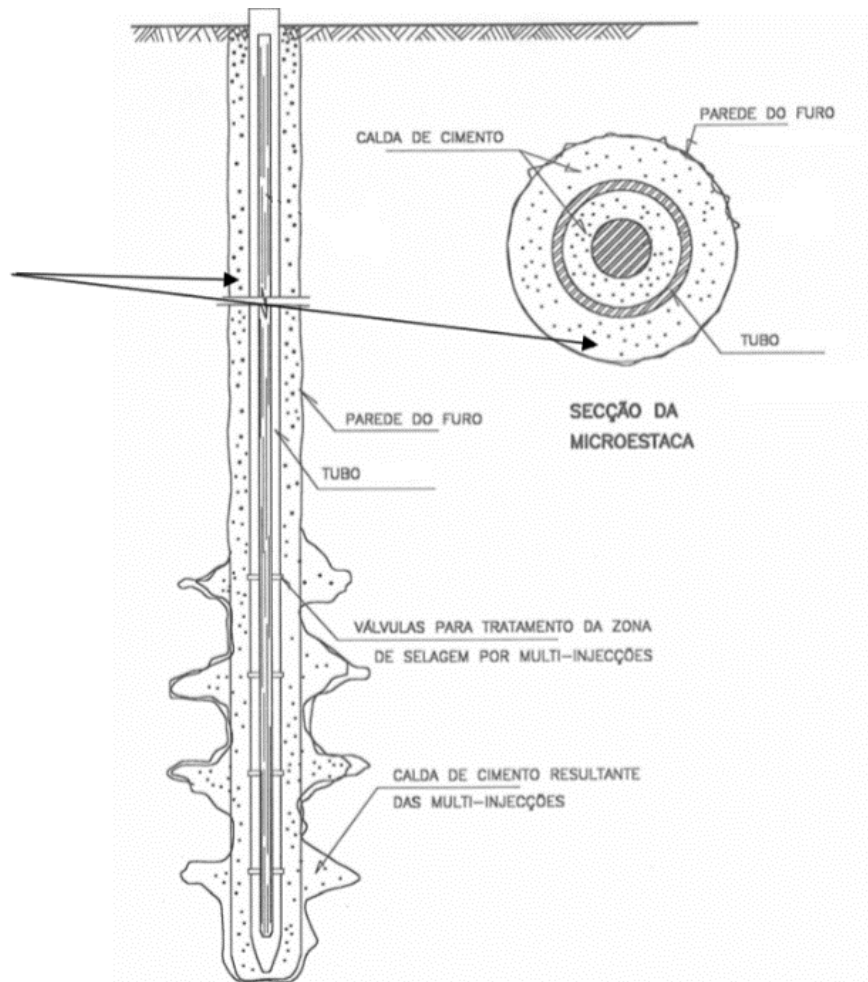


Fig. 77 – Seção de uma microestaca [37]

As microestacas podem trabalhar tanto em compressão como em tração, transmitindo as cargas ao terreno principalmente por atrito lateral. A resistência à tração é assegurada pela armadura e pelo tubo de aço.

As microestacas são colocadas seguindo quatro passos [37]:

1. Furação;
2. Introdução da estaca;
3. Preenchimento com calda de cimento;
4. Após existência de bolbo de selagem, finaliza-se a injeção.

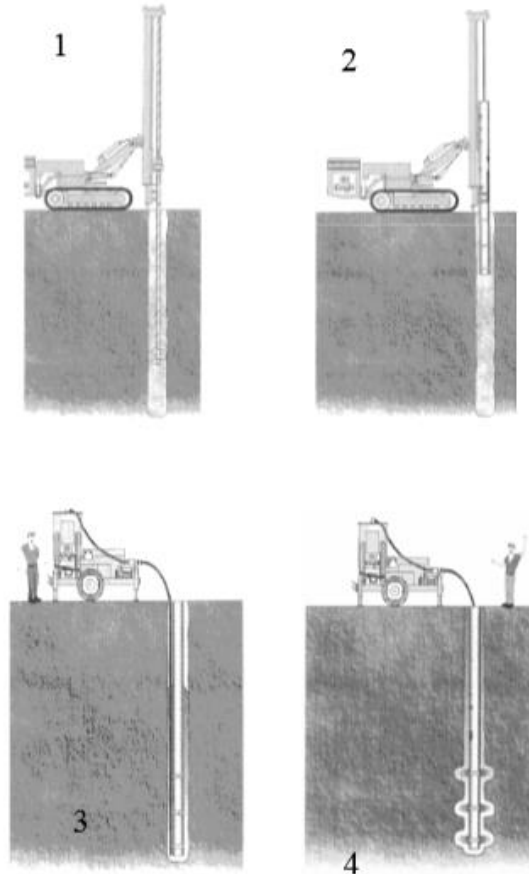


Fig. 78 – Fases de aplicação de microestacas [37]

Se forem colocadas com espaçamento reduzido, para além de limitarem os assentamentos e de permitirem que a estrutura suporte cargas mais elevadas, funcionam como meio de compactação do terreno.

A calda de cimento, para além da função de proteção da estaca e de garantir a ligação direta entre a estrutura e o terreno, também contribui para a resistência à compressão.

5.4.2.4. Preenchimento de Zonas Infra escavadas

É sabido que o fenómeno de infraescavação é o mesmo que erosão localizada nos pilares e encontros. Tal como referido anteriormente, a alteração do regime de escoamento e conseqüente alteração do leito dos rios tem como conseqüência a perda de material junto à base dos pilares tornando-os suscetíveis ao embate de partículas e ao enfraquecimento da ligação ao solo. Uma vez a descoberto a fundação, o fenómeno de erosão contínua, podendo erodir a própria alvenaria.

Assim, a primeira medida corretiva a ser realizada é a reposição das condições originais do leito do rio. Seguidamente, procede-se ao reforço das fundações, normalmente através do uso de paredes de betão ou elementos metálicos em torno da mesma. Na maior parte dos casos, antes de serem colocados estes elementos, efetua-se uma limpeza e dragagem do fundo do rio nos locais a serem intervencionados.

5.4.2.5. Recalçamento

O principal objetivo deste método é conduzir as cargas para um terreno com melhores características, tanto de resistência como de deformabilidade.

Esta técnica, que é utilizada quando a camada de solo onde a estrutura está fundada se revela inadequada, consiste em escavar o terreno onde a estrutura está fundada e em colocar inferiormente um material mais resistente, normalmente betão. De modo a garantir um desempenho ainda melhor, constroem-se vigas de fundação em betão armado, a ligar os diferentes maciços, ver Fig. 79.

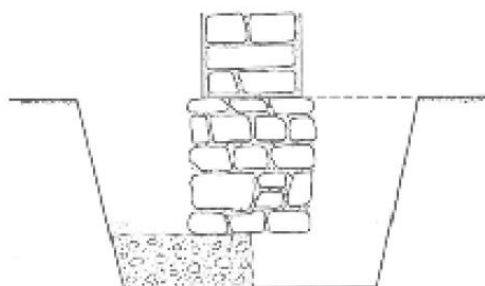


Fig. 79 – Recalçamento de uma fundação [4]

Esta metodologia apresenta um grande inconveniente, visto que aquando da escavação no solo a estrutura sofre uma descompressão, sendo assim necessário prever contenções provisórias eficazes, de modo a prevenir danos graves na estrutura.

5.4.3. SUPERESTRUTURA - GERAL

Antes de serem explicitados os métodos mais utilizados na reparação e reforço dos diferentes elementos estruturais da superestrutura, o refecimento de juntas e a injeção de calda são duas técnicas de reabilitação que devem ser aplicadas nos constituintes principais: pilares, arcos, encontros, muros de tímpano.

5.4.3.1. Refecimento de Juntas

Este processo, que consiste em preencher com argamassa as juntas entre os blocos onde se verifica a existência de degradação ou ausência do material, limita a entrada de água e promove o aumento da área de contacto entre blocos, o que proporciona uma redução da tensão efetiva nas juntas e um melhoramento das condições de durabilidade. Esta técnica é de fácil intervenção e de gastos reduzidos, mas é necessário garantir a compatibilidade química e mecânica com os materiais existentes.

Para que esta técnica seja bem realizada, deve proceder-se primeiramente à remoção parcial da argamassa degradada das juntas, com o apoio de um jato de água, seguida de uma lavagem das juntas

abertas de modo a retirar detritos e sujidades e só depois é que se deve colocar a argamassa nova. De modo a evitar uma nova degradação, a nova argamassa deve ficar um pouco recuada em relação à alvenaria e em forma côncava, ver Fig. 80, permitindo o seu confinamento por apiloamento.

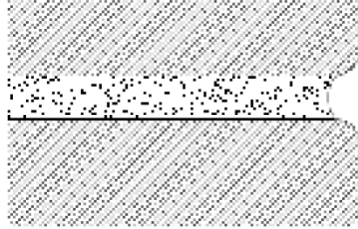


Fig. 80 – Acabamento de junta correto [4]

É aconselhável que a argamassa nova seja à base de cal hidráulica e água, de composição e cor compatíveis com o material existente, de modo a ser garantida a compatibilidade mecânica e visual.

Tal como referido no capítulo anterior, as causas principais para as perdas de argamassa e aberturas nas juntas são as anomalias nos sistemas de drenagem. Assim, ao mesmo tempo que se realiza a reabilitação das juntas, também se deve proceder à reabilitação dos sistemas de drenagem.

5.4.3.2. Injeção de Calda

A ideia base deste procedimento é o mesmo que para as fundações, consistindo na injeção de caldas nos vazios do interior da estrutura e nas fissuras existentes. Tem como principal objetivo o restabelecimento da transmissão dos esforços de compressão entre os elementos que constituem a alvenaria.

Existem várias técnicas de injeção, mas a mais corrente consiste em introduzir a calda sob pressão, ou por gravidade, a partir de furos realizados com essa função, de tal forma que penetrem a estrutura e preencha os vazios no interior da ponte. Conquanto o preenchimento dos vazios, a argamassa vai reposicionando o material de enchimento. É de notar que esta técnica só pode ser realizada após o refechamento das juntas de modo a garantir que a calda não é expelida.

A velocidade do trabalho e a quantidade de material que é utilizado pode ser diferente em cada ponto de injeção, pois não depende apenas da natureza e viscosidade da calda e da permeabilidade do material de enchimento, depende também do tamanho das fissuras e da pressão empregue. A injeção deve ser realizada de baixo para cima.

Após a finalização da injeção, os tubos são todos removidos e os furos tapados, de modo a que a estrutura esteja a mais parecida possível com a original, ver Fig. 81.



Fig. 81 – Fecho dos furos de injeção [9]

Esta técnica, no caso de ser utilizada nos arcos, ver Fig. 82, tem a desvantagem de a injeção ser feita contra a gravidade, sendo assim necessário recorrer à pressurização do procedimento. Neste caso, é necessária a realização de várias injeções no mesmo furo, de modo a ter-se a certeza de que a fissura está completamente preenchida, instalando noutros pontos da estrutura, se possível, tubos de purga.



Fig. 82 – Injecção de calda no intradorso do arco, Ponte de Segura [9]

5.4.3.3. Considerações Finais

Após a realização das duas técnicas de reabilitação/reforço comuns a todos os elementos constituintes da superestrutura da ponte, pode proceder-se ao reforço e/ou reabilitação de cada elemento em particular. Algumas técnicas que vão ser analisadas seguidamente não são única e exclusivamente aplicadas a um único elemento, pelo que serão expostas mais do que uma vez.

5.4.4. SUPERESTRUTURA – PILARES

5.4.4.1. Pré-esforço

A técnica de pré-esforço pode ser usada para reforçar os pilares das pontes de alvenaria quando estes apresentam fissuras verticais, de comprimento significativo, nas juntas e nas pedras. Esta prática impede o aumento da fissura e aumenta a resistência estrutural do pilar, por confinamento transversal.

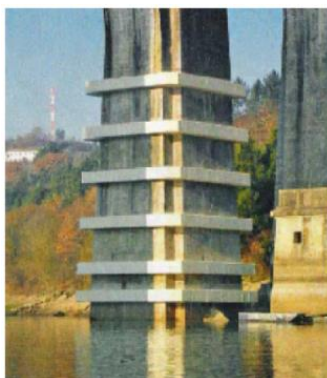


Fig. 83 – Pré-esforço horizontal, Ponte do Tâmega [4]

O pré-esforço aplicado tanto pode ser horizontal como vertical, criando um estado de compressão elevado (confinamento). Como as estruturas de alvenaria apresentam resistência à compressão elevada, o uso de pré-esforço não implica a existência de problemas.

Tem o inconveniente de causar descaracterização da ponte, alterando o seu aspeto.

5.4.4.2. Encamisamento Geral

Esta técnica de reforço é aplicada, na maioria dos casos, nas secções dos pilares perto das fundações. Este reforço é efetuado colocando cintas de maciços de betão armado em torno da base do pilar. No caso da Ponte do Sabor, o encamisamento foi efetuado com recurso a blocos de granito, ver Fig. 84.



Fig. 84 – Encamisamento geral com blocos de granito, Ponte do Sabor [4]

Estas cintas têm como funções compensar a redução da secção na base dos pilares causada por erosão, proteger os pilares de futuras erosões e aumentar a resistência e a rigidez destes elementos.

Com o intuito de garantir uma boa ligação entre o material de cintagem e a alvenaria do pilar, é aconselhável que a alvenaria seja picada e limpa, tendo assim uma superfície rugosa onde o betão adere melhor.

Tal como a técnica de pré-esforço, o encamisamento geral altera a aparência da ponte.

5.4.5. SUPERESTRUTURA – ARCOS

Algumas das técnicas de reforço aplicáveis aos arcos também podem ser aplicadas noutros elementos estruturais, como é o caso dos atirantamentos e das pregagens.

Nos casos onde é preciso e possível, um arco pode ser reforçado por baixo com a construção de uma abóbada de alívio em alvenaria, betão ou aço.

No caso de a estrutura apresentar anomalias muito graves, uma solução que pode ser aplicada é a construção de um arco interior de betão que permite a transferência das cargas, diminuindo o esforço provocado ao arco existente.

Estas técnicas, e outras, serão explicadas mais detalhadamente de seguida.

5.4.5.1. Pregagens e Atirantamentos

Esta técnica, ao ser adotada, permite a ligação de elementos estruturais que pode ser comparada com uma costura que confina os elementos e aumenta a resistência à compressão e ao corte. Este aumento de resistência reflete-se na capacidade de descompressão, ou seja, capacidade de funcionar em flexão.

É um método de consolidação que consiste na introdução de varões metálicos (com diâmetros compreendidos entre 20mm e 40mm) em furos que atravessam a estrutura de uma extremidade à outra. Após a colocação dos varões, os furos são selados com caldas de injeção.

Existem diferentes tipos de pregagens e atirantamentos, sendo de realçar:

- Pregagens Radiais;

Este tipo de reforço é usado para garantir um melhor comportamento longitudinal do arco. Para isso, colocam-se pregagens a partir do intradorso que têm como objetivo melhorar a ligação do arco aos muros de tímpano ou, no caso de existirem arcos com várias camadas (arcos multicamadas), a ligação das diferentes camadas.

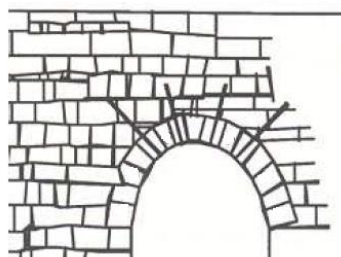


Fig. 85 – Pregagens radiais [9]

Segundo [9], foram realizados ensaios à ruptura em cinco arcos com o intuito de avaliar a eficiência de três tipos de reforço em arcos multicamadas com as mesmas características:

1. Arco reforçado com betão projetado no intradorso;
2. Arco reforçado com cinta de betão no extradorso;
3. Arco construído com as camadas desligadas sem reforço;
4. Arco construído com as camadas desligadas reforçado com pregagens radiais;
5. Arco são sem reforço.

Os resultados dos ensaios permitiram concluir que os arcos construídos com as camadas desligadas (arcos 3 e 4) apresentam menor capacidade resistente que o arco são (arco 5). Também permitiu concluir que a utilização de pregagens radiais provoca um aumento de 14% da capacidade resistente dos arcos.

Relativamente ao arco 1 (técnica de betão projetado no intradorso), verificou-se um aumento da sua capacidade de carga de um fator de 3,9 quando comparado com o arco 5, mas apresentou ductilidade reduzida e rutura frágil. Enquanto que o arco 2 (técnica da cinta de betão no extradorso) registou um aumento da capacidade de um fator de 2,9, sem perda de ductilidade.

- Tirantes Transversais.

Os tirantes transversais são ancorados na alvenaria com o intuito de reporem a forma original do arco (reforço ativo) ou de travarem a deformação na direção transversal do arco resistindo aos impulsos horizontais transmitidos pelos muros de tímpano (reforço passivo).

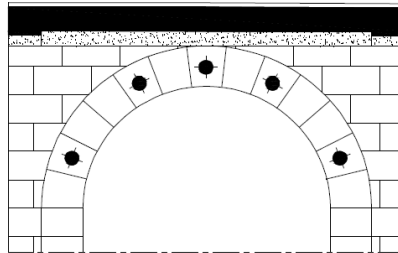


Fig. 86 – Tirantes transversais (alçado) [16]

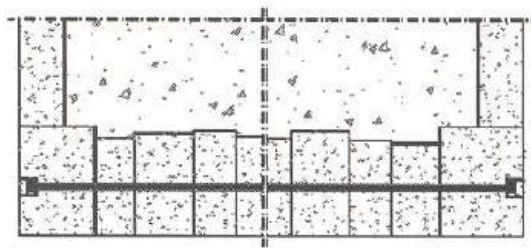


Fig. 87 – Tirantes transversais (planta) [9]

Estes tirantes podem ser aderentes, no caso de os furos serem preenchidos com calda de cimento de baixa retração, ou não aderentes.

Esta técnica foi usada para travar a abertura das juntas longitudinais na Ponte de Donim e na Ponte de Segura.

É de salientar que as pregagens impõem restrições de movimentos, o que introduz tensões internas que pode provocar fendilhação. Ao mesmo tempo, é de elevada importância que os varões sejam de aço inoxidável, de modo a garantir a não corrosão dos mesmos.

Devido às vibrações induzidas pela circulação dos veículos, a zona do arco é a mais afetada. Assim, a solução de reforço, recorrendo a tirantes transversais, vai provocar uma concentração de esforços na ligação do arco aos muros de tímpano, provocando fissuras. Uma forma de combater essas fissuras é, aliada ao uso dos tirantes transversais, colocar pregagens radiais no arco ou tirantes transversais em todo o comprimento dos muros de tímpano (técnica que será explicada posteriormente).

5.4.5.2. Betão Projetado

O betão projetado é composto por uma mistura de cimento, agregados, água e adjuvantes que é projetada a alta velocidade a partir de uma agulha para a estrutura. O facto de ser projetado a alta velocidade permite a sua auto compactação, formando uma massa densa e homogénea.

Esta técnica é bastante usada quando a superfície da obra de arte sofreu deterioração devido ao ataque mecânico ou químico, às condições atmosféricas ou ao fogo. Neste caso, a camada de betão projetado a usar é relativamente fina.

Em pontes de alvenaria, o uso de betão projetado deve ser limitado, pois ao ser aplicado no intradorso do arco provoca alterações significativas na estética e arquitetura da obra de arte.

Para além disso, este método de reforço apresenta outras desvantagens: a grande compacidade do betão provoca dificuldade na saída da água, logo pode causar problemas de infiltrações e muitas vezes acaba por esconder as anomalias em vez de as reparar. No entanto, tem a vantagem de ser fácil de executar e tem um bom desempenho.

5.4.5.3. Novos Elementos Estruturais

Apesar de ser um dos métodos mais eficientes, a colocação de novos elementos estruturais também é um dos métodos mais dispendiosos de reforço de arco. Esta técnica consiste na construção de um novo arco, normalmente em betão, no interior da estrutura, que tem como função suportar a maioria das cargas. O arco em alvenaria deve permanecer principalmente por razões estéticas, mas também, porque serve de cofragem para a construção do elemento novo.

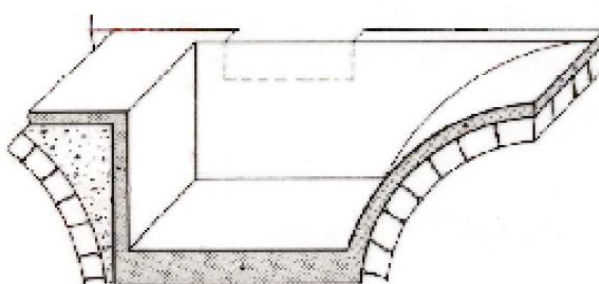


Fig. 88 – Estrutura interior de reforço [4]

De modo a garantir que o arco em alvenaria não tem de suportar mais cargas do que as que resiste, é aplicado um material compressível que impede a transferência de cargas do arco novo para o antigo. No entanto, é necessário assegurar que as reações do novo arco são transmitidas de forma correta aos apoios existentes.

Esta técnica tem a vantagem de não reduzir a flecha do arco e não alterar o seu aspeto exterior, mas ao mesmo tempo tem a desvantagem de ser irreversível, dispendiosa e muito trabalhosa pois é necessário fechar a ponte ao trânsito, retirar todo o material de enchimento, construir o novo arco, colocar de novo o material de enchimento e regularizar o pavimento de modo a que este fique com a cota pretendida. O material de enchimento que se coloca pode ser o mesmo ou diferente. O processo de substituição do material de enchimento pode estar, ou não, associado a esta técnica, pelo que será explicado com mais detalhe posteriormente.

A grande vantagem desta técnica é que tanto a durabilidade como a resistência da obra de arte registam um acréscimo muito significativo.

Nas pontes em que esta técnica é utilizada, os sistemas de drenagem e a impermeabilização devem ser verificados de modo a que não haja problemas de infiltrações.

5.4.5.4. Introdução de Vigas e Chapas Metálicas

Este método de reforço consiste na colocação de elementos metálicos no intradorso do arco, com forma adaptada ao perfil do arco e coladas a este por argamassa ou betão. Trata-se de uma técnica bastante rápida.

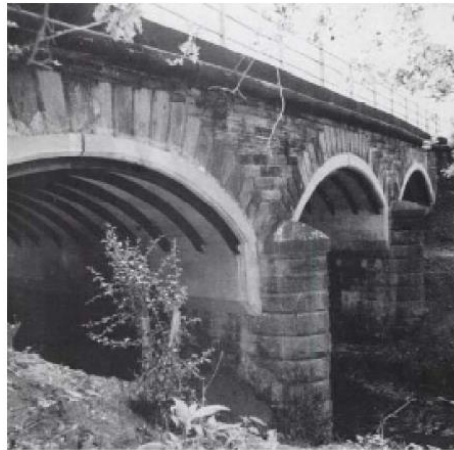


Fig. 89 – Reforço arco com vigas metálicas no seu intradorso [4]

Estes elementos devem ser colocados nas obras de arte que apresentem deslocamentos transversais ou excessivas deformações nos muros de tímpano, fendas longitudinais no intradorso do arco ou reduzida capacidade resistente.

A característica fulcral desta técnica é a transferência de cargas da estrutura de alvenaria, em arco, para a nova estrutura metálica. Para que esta transferência seja garantida e adequada, o material que as une deve ser compatível tanto com a estrutura metálica como com a alvenaria.

A principal desvantagem deste método é que altera o aspeto estético, descaracterizando a ponte.

5.4.5.5. Substituição do Material de Enchimento

Ao realizar este método de reforço, a carga da estrutura é aliviada, pois o material de enchimento antigo é substituído por um material mais leve, como por exemplo material de entulho ou betão leve.

Esta técnica é utilizada no caso de a ponte estar a suportar cargas superiores à sua capacidade e existir o risco de colapso ou então quando é necessário estabilizar os movimentos dos muros de tímpano.

Aquando da sua realização, devem ter-se cuidados especiais nas operações que envolvam a remoção do material pois estas provocam alterações no carregamento da ponte. De modo a evitar desequilíbrios que possam causar danos, os trabalhos devem ser executados simetricamente em relação ao eixo do arco.

5.4.5.6. Sistema de Reforço *Archtec*

Segundo [9], este método foi desenvolvido por uma parceria das empresas Cintec, Rockfield Software e Gifford e tem sido muito usado no reforço de pontes no Reino Unido.

Esta técnica consiste no reforço do arco através de tirantes diagonais dispostos em furos realizados a partir do tabuleiro. A ideia base deste método é colocar o reforço em posições críticas, de modo a limitar o desenvolvimento dos mecanismos de rótulas no arco.

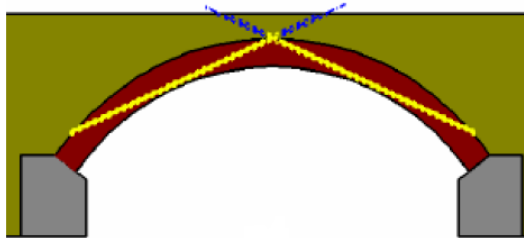


Fig. 90 – Esquemática do reforço Archtec [9]

Segundo [9], foram efetuados ensaios que permitiram concluir que a introdução deste tipo de reforço aumenta a capacidade resistente do arco num fator de 3, quando comparado com um arco não reforçado. A desvantagem deste método é que reduz a ductilidade do arco.

5.4.6. SUPERESTRUTURA – MUROS DE TÍMPANO

5.4.6.1. Atirantamento

Como já referido no capítulo anterior, as anomalias mais comuns nos muros de tímpano são sob a forma de inclinações, abaulamentos ou deslizamentos sobre o extradorso do arco, bem como o aparecimento de fissuras.

É de salientar que a necessidade de atirantamento dos muros de tímpano deve ser diferenciada da necessidade de atirantamento no arco. A primeira só deve ser realizada quando as fissuras se localizam uma fila de pedras após as que constituem o arco. Essas fissuras podem ser devidas ao impulso das terras no interior, à presença de água ou ao excesso de cargas. A melhor maneira de contrair essas fissuras é aumentar a compressão nos muros de tímpano. O método mais eficaz nesse campo é o atirantamento transversal.



Fig. 91 – Tirantes transversais [9]

A colocação de tirantes transversais nos muros de tímpano não é tão eficaz como nos arcos, uma vez que a força de compressão é muito localizada. Segundo [4], na grande maioria das pontes só existe alvenaria nos primeiros 50cm, sendo que o resto é preenchido com o material de enchimento (normalmente terra ou pedras de pequenas dimensões). Assim, é possível afirmar que o atirantamento é tão mais eficaz quanto maior a espessura da alvenaria.

Para além do atirantamento transversal, pode efetuar-se atirantamento vertical, ver Fig. 92, que tem como objetivo favorecer o comportamento contra a rutura para fora do plano e reforçar as guardas laterais.

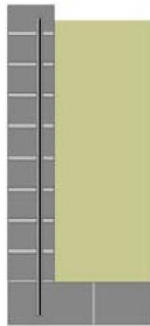


Fig. 92 – Tirantes Verticais [9]

5.4.7. SUPERESTRUTURA – TABULEIRO

5.4.7.1. Impermeabilização

É conveniente recorrer a este método quando o sistema de drenagem da ponte e a impermeabilização existente se encontram danificados, insuficientes ou inexistentes. É um dos métodos com maior importância, uma vez que a maioria das anomalias (exemplo: humidade, vegetação infestante, perda de argamassa das juntas) são causadas pela circulação de água no interior da estrutura.

O sistema de impermeabilização ideal seria um sistema que tivesse uma camada impermeável a um nível elevado, que recolhesse a água o mais cedo possível, e uma camada a um nível mais baixo, que interceptasse a água que se tinha conseguido infiltrar na primeira camada.

A escolha do sistema e dos materiais de impermeabilização depende de diversos fatores, tais como: circunstâncias em que a obra se encontra, tempo disponível para executar a obra e estação do ano aquando a realização da intervenção.

Em alguns casos, quando é necessário diminuir o impacto dinâmico do tráfego e para facilitar a regularização do pavimento, pode-se proceder à realização de uma laje de betão armado, que segundo [17] pode ter uma espessura variável entre 10cm e 15cm. Essa laje deve ser executada após a regularização do material de enchimento e sobre ela deve ser novamente colocada uma camada de enchimento do mesmo material.

Este método tem a grande desvantagem de ser necessário interromper a circulação na ponte durante a sua execução.

5.4.8. DESMONTE E RECONSTRUÇÃO

Nos casos em que a estrutura se encontra em ruína ou as anomalias que apresenta são graves e de difícil arranjo, a solução de desmonte e reconstrução é a mais viável, apesar de ser bastante trabalhosa e onerosa.

Esta técnica tem como objetivo a reposição das condições iniciais de geometria e de funcionamento da obra. Apesar de ser um processo moroso e de elevados custos, é justificadamente aplicado quando a ponte apresenta elevado valor patrimonial.

A maneira mais frequente de minimizar os custos e de manter as suas características estéticas e arquitetónicas é, sempre que possível, usar as mesmas pedras aplicadas na estrutura existente. Caso não seja possível, deve-se utilizar um material com as mesmas características de textura, coloração e geometria com o objetivo de garantir uma estética uniforme. As argamassas a utilizar têm de ser o mais parecidas possível com as originais, de modo a diminuir os riscos de incompatibilidade química. Caso não seja possível, deve ser usada argamassa pouco retrátil e à base de cal hidráulica e areia [17].

6

HISTÓRIA, CARACTERIZAÇÃO E ESTADO DA PONTE EM ESTUDO

6.1. INTRODUÇÃO

O objetivo deste trabalho consiste no estudo da possibilidade de substituir uma das linhas de tráfego de veículos que circulam na *O'Connell Bridge*, em Dublin, por uma linha de metropolitano de superfície. Esta ponte é uma das pontes sobre o Rio Liffey, em Dublin. O Rio *Liffey*, um dos principais rios da República da Irlanda, com 130km de comprimento, divide a capital Dublin em duas zonas distintas, zona norte e zona sul. Aproximadamente 60% do seu caudal é captado, tratado e tem como objetivo o abastecimento da indústria e a produção de água potável.

A ponte mais antiga a atravessar o Rio *Liffey* sobre a qual há registos precisos é a Ponte de Dublin (*Dublin Bridge*). Ponte em pedra, construída por uma ordem religiosa dominicana, no ano 1428. Esta ponte tinha uma característica especial, pois era como uma “cidade flutuante”, isto é, existiam edifícios de comércio, habitação e uma capela ao longo do seu tabuleiro. Permitia ainda a travessia pedonal e de carroças. Esta ponte resistiu até ao século XVIII, altura em que foi reconstruída e redefinida para a atual *Father Mathew Bridge*.

Com o desenvolvimento do comércio na cidade no século XVII, houve a necessidade de aumentar o número de travessias, tendo sido construídas mais quatro pontes: *Bloody Bridge* (1670 – atual *Rory O'More Bridge*); *Essex Bridge* (1676 – atual *Grattan Bridge*); *The New Bridge* (1682 – atual *O'Donovan Rossa Bridge*); *Arran Bridge* (1684 – atual *Mellows Bridge*).

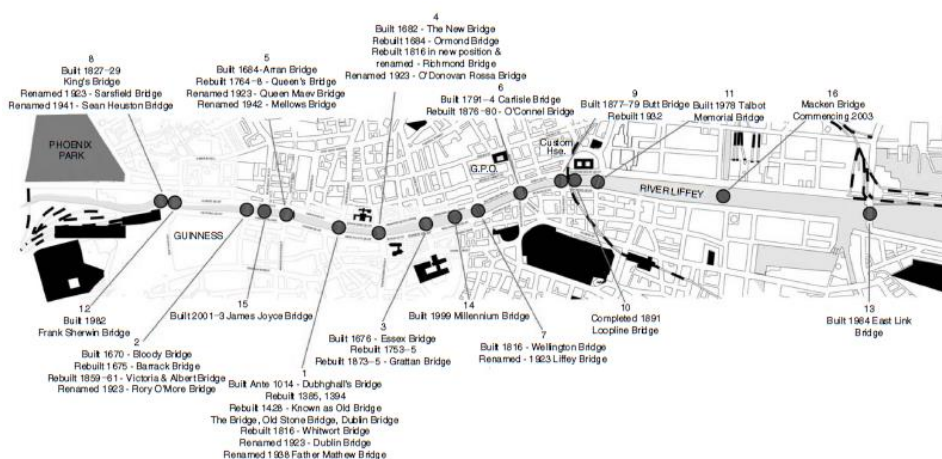


Fig. 93 – Pontes sobre o Rio Liffey [38]

Tal como é possível concluir ao observar a Fig. 93, atualmente existem 16 pontes ao longo do Rio *Liffey*. Todos os dados relativos à ponte em estudo foram interpretados de documentos antigos ou de desenhos e relatórios fornecidos pela empresa.

6.2. O'CONNELL BRIDGE

Carlisle Bridge foi a sexta ponte a ser construída sobre o rio *Liffey* e uma das primeiras pontes, toda em alvenaria, a ser construída no século XVIII, tendo sido precedida, por exemplo, por: *Old Bridge* (País de Gales, 1756) e *Pont de Neuilly* (França, 1774).

Foi projetada por James Gandon em 1789 e construída entre 1791 e 1794. A circulação de peões foi permitida no ano 1792. Era uma ponte simétrica, constituída por três arcos semicirculares em granito e balaustrada em pedra Portland com 45m de comprimento e 12,20m de largura.



Fig. 94 – *Carlisle Bridge* em 1794 [38]



Fig. 95 – Pintura de *Carlisle Bridge* em 1835 [22]

Para melhorar a paisagem urbana e suportar o aumento de tráfego rodoviário, seria aconselhável baixar o nível da ponte e aumentar a largura para a mesma da *Sackville Street* (atualmente *O'Connell Street*), que constituía a ligação do lado norte com *Carlisle Bridge* e tinha 47m de largura.

Segundo [38], um recenseamento de tráfego feito em 1860 mostrou que, por hora, circulavam 1037 veículos na *Carlisle Bridge*. Um valor bastante elevado quando comparado com os 1091 veículos que

circulavam na *London Bridge*, o que demonstra a grande importância em alargar o tabuleiro de modo a poder aumentar o fluxo de tráfego e a diminuir o congestionamento.

Assim, *Carlisle Bridge* foi sujeita a obras de reconstrução, entre Maio de 1877 e Agosto de 1880, projetadas pelo engenheiro Bindon Stoney com um custo de aproximadamente IR£70342 (89.500€), tendo dado origem à atual *O'Connell Bridge*. As obras consistiram no aumento da largura de 12,20m para 47m, por adição de uma nova construção de ambos os lados da ponte existente, tendo sido criadas juntas aos 17,40m e aos 29,60m.



Fig. 96 – O'Connell Bridge em 1880 [38]

6.2.1. CARACTERIZAÇÃO DAS OBRAS DE RECONSTRUÇÃO

Para se proceder ao alargamento do tabuleiro da ponte, mais concretamente dos arcos, o primeiro passo foi o alargamento dos pilares. Com esse objetivo, foram construídas cofragens em seu redor, tanto para montante como para jusante.

Como fundações destes novos pilares, foram executados caixões cilíndricos de chapa de aço rebitada. Após afundados, o material que estava no seu interior foi retirado por dragagem, desde o leito do rio até ao bedrock, e estes foram preenchidos com betão, o que permitiu a ligação dos pilares novos aos da ponte existente. As fundações dos encontros da ponte nova são constituídas por estacas de madeira e betão. Após o alargamento dos pilares, foi possível proceder ao alargamento dos arcos.

Os arcos novos não têm a forma semicircular dos da ponte existente, ver Fig. 97, mas sim uma forma semielíptica, ver Fig. 98, [22]. Esta mudança de forma foi causada pela necessidade de baixar a cota do tabuleiro da ponte.



Fig. 97 – Arcos semicirculares de Carlisle Bridge [22]



Fig. 98 – Arcos semielípticos de Carlisle Bridge [22]

Uma vez aumentados os pilares e posterior alargamento dos arcos, foi possível abrir a ponte ao trânsito, permitindo apenas a circulação na nova estrutura enquanto trabalhos prosseguiam na ponte existente. Os registos indicam que isto ocorreu em Maio de 1879.



Fig. 99 – Ponte O'Connell durante as obras em 1879 [38]

A superestrutura da ponte existente foi retirada e reformulada de modo a garantir uma boa ligação entre a estrutura nova e a existente. As obras de reconstrução da ponte sofreram um atraso de 6 meses por diversos motivos, entre os quais a dificuldade em afundar os caixões no *bedrock*, a escassez no fornecimento da pedra e o clima de inverno severo.

Ao longo da ponte, existem três aberturas para a passagem de tubagens de água e gás: a $\frac{1}{4}$, $\frac{1}{2}$ e $\frac{3}{4}$ da largura da ponte. Devido às grandes dimensões das tubagens, não foi possível colocá-las no enchimento, o que exigiu a formação de aberturas na coroa dos arcos, designados posteriormente por *subways*, ver Fig. 100 e Fig. 107.



Fig. 100 – Corte longitudinal, com pormenor de identificação dos subways [39]

6.2.2. DESCRIÇÃO DA SUPERESTRUTURA

A alvenaria que constitui os arcos, os muros de tímpano e parte inferior dos pilares é uniforme e é de granito, os parapeitos e a parte superior dos pilares são em arenito [22].

Segundo [39], uma característica bastante interessante nesta ponte é o facto de, à primeira vista, parecer que o arco é formado por dois anéis de aduelas. Ao fazer uma observação mais próxima é possível concluir que é apenas um anel de pedra que está talhada de modo a parecer dois, ver Fig. 101.



Fig. 101 – Detalhe do anel do arco [40]

Apesar da escassa informação relativamente aos *subways*, através da observação de imagens e da realização de algumas inspeções (explicado com mais detalhe posteriormente) é sabido que na parte superior da abertura há uma placa metálica sob a qual foi aplicado o betuminoso. Nos *subways* de secção menor (nas extremidades), os cabos e as condutas são rodeados por estruturas de madeira que estão ligadas à estrutura através de barras metálicas, ver Fig. 102.



Fig. 102 – Pormenor, no intradorso do arco, do subway menor [40]

No *subway* de secção maior (central), existem duas caixas metálicas que envolvem os cabos e as condutas, e que estão ligadas ao arco através de vigas de betão, observar Fig. 109.

As fundações dos pilares são compostas por dois elementos diferentes: as dos pilares da estrutura nova são de betão enquanto que as dos antigos são de alvenaria. Apesar de serem compostos por materiais diferentes estão solidarizados ao longo de toda a largura da ponte. As fundações dos pilares recentes atingem o nível do *bedrock*. Apesar de as fundações da ponte existente estarem pouco abaixo do nível do leito do rio, o terreno já tinha atingido o seu assentamento máximo aquando o aumento da ponte. Assim, o risco da existência de assentamentos diferenciais é bastante reduzido.

Os encontros estão fundados em estacas de madeira de carvalho pouco espaçadas (formando quase uma cortina) estendidas até ao *bedrock*. As estacas têm secção quadrangular (0,30m x 0,30m) e estendem-se por toda a largura do encontro.

Segundo [39], os arcos estão preenchidos com betão até ao nível inferior dos *subways* e na restante altura contêm cascalho. Ver esquema dos limites do material de enchimento na Fig. 103. O facto de uma parte do enchimento ser em betão, significa que a ponte funciona como um elemento monolítico nessa zona o que lhe confere uma resistência superior.

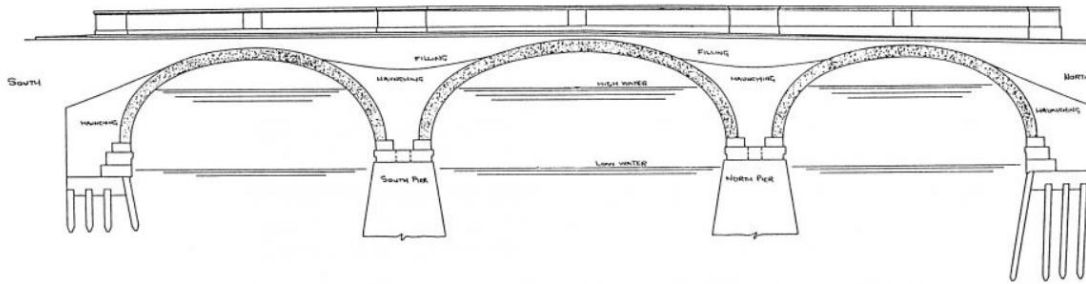


Fig. 103 – Esquema longitudinal com identificação dos limites do material de enchimento [15]

Relativamente à profundidade do *bedrock*, foram realizadas inspeções, ver Fig. 104, que permitiram concluir que este se encontra a um nível mais profundo do lado norte ($\approx 8\text{m}$) quando comparado com o lado sul ($\approx 4\text{m}$), o que significa um maior comprimento de estacas no encontro norte.

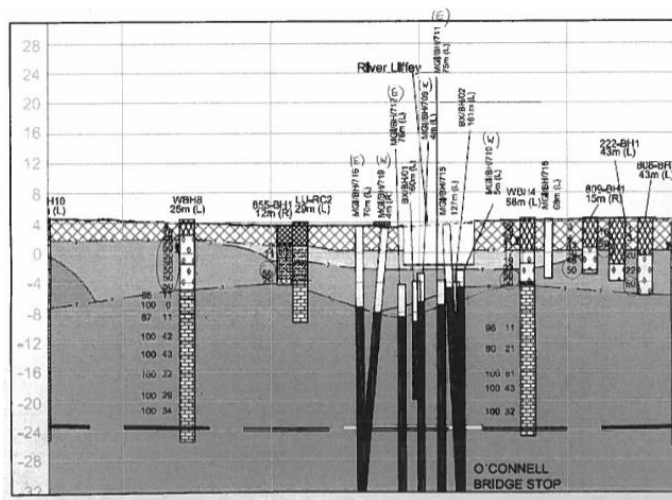


Fig. 104 – Ensaio realizado para conhecimento do solo [39]

Nas extremidades dos pilares, na direção da corrente do Rio *Liffey* (jusante e montante), existem cortáguas metálicas de secção triangular que se estendem até ao leito do rio. Estes elementos têm como função diminuir os riscos de erosão das fundações dos pilares causada pelos detritos transportados pelo rio e pela força da corrente.

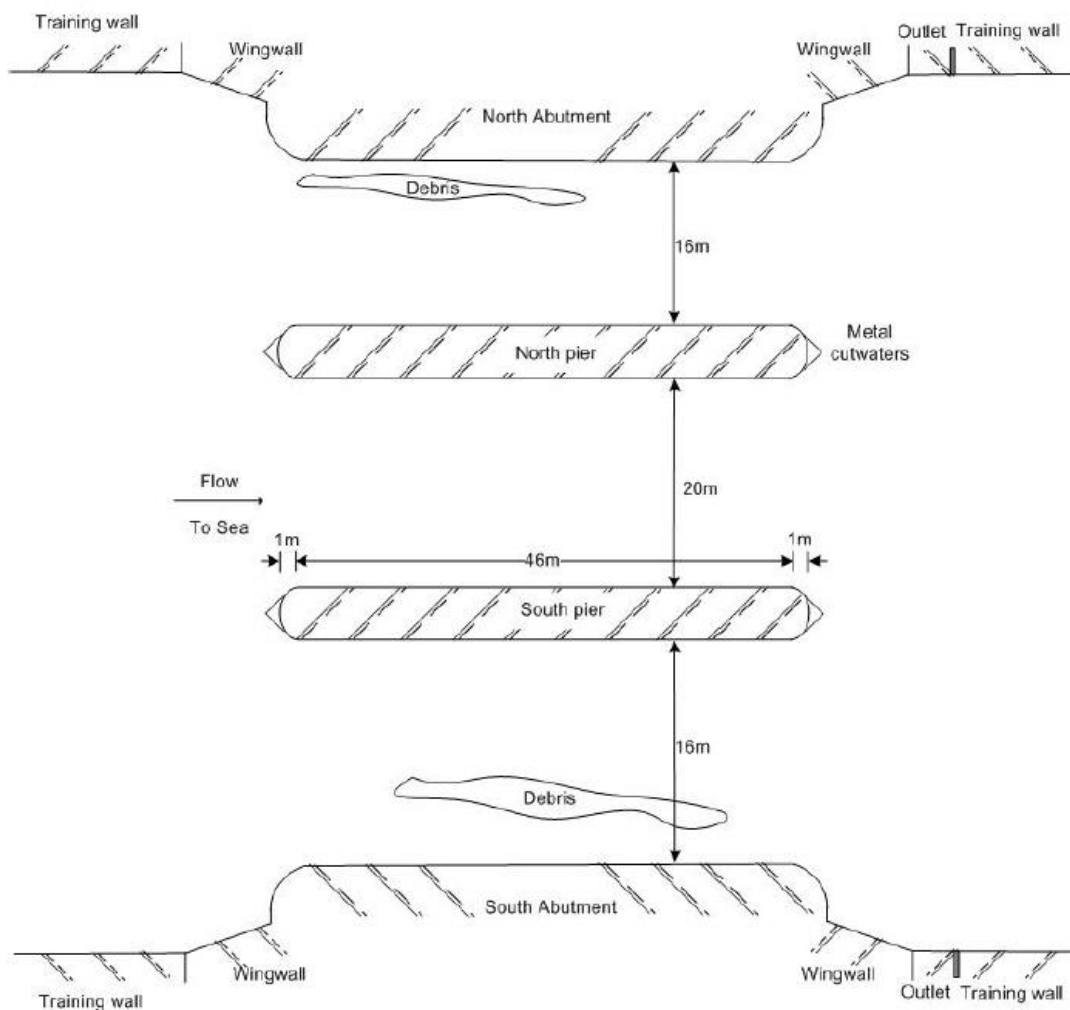


Fig. 105 – Esquema da geometria dos pilares e encontros [41]

6.2.3. CARACTERIZAÇÃO GEOMÉTRICA

A ponte em estudo tem 45m de comprimento e 47m de largura. É composta por três arcos, sendo o vão dos arcos das extremidades de 12,20m e o do arco central de 14,92m. A flecha dos arcos das extremidades é de 3,73m e a do arco central é de 3,96m. A largura dos pilares é de 2,84m. A espessura dos arcos de extremidade é de 558mm e a do arco central é de 680mm.

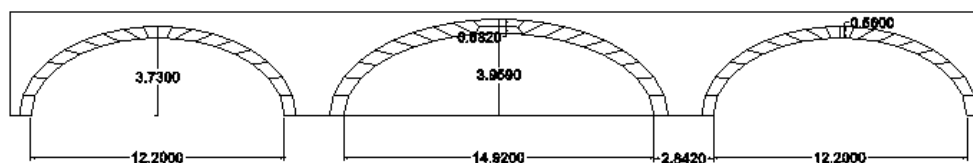


Fig. 106 – Esquema da ponte

No que diz respeito aos *subways*, sabe-se que o central tem 2,80m de largura enquanto que os das extremidades têm apenas 1,50m [39]. Na Fig. 107 é possível observar a secção de corte que os *subways* introduzem nos arcos.

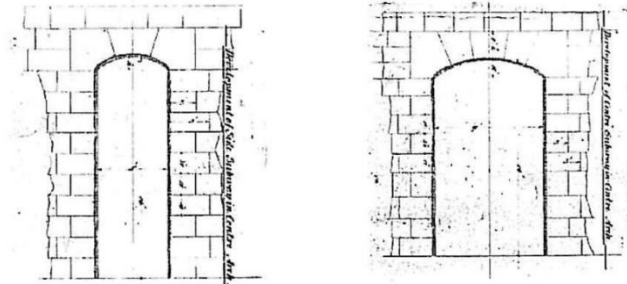


Fig. 107 – Vista superior dos subways [39]

6.3. DESCRIÇÃO DO ESTADO DE O'CONNELL BRIDGE

Como o objetivo desta tese é estudar o reforço a aplicar na O'Connell Bridge, antes de se analisar os tipos de reforço existentes e escolher os mais apropriados, é necessário conhecer o estado da ponte. Com esse intuito, foi realizada uma inspeção bastante pormenorizada aquando do surgimento da ideia de construção da nova linha.

Antes de se proceder à caracterização da inspeção realizada e à conclusão sobre o estado atual da ponte, vão ser descritas algumas conclusões de inspeções anteriores.

É importante realçar que antes da realização da inspeção foram revistos alguns desenhos e fotografias de inspeções antigas com o intuito de se poder fazer uma observação mais rigorosa nos locais onde já existiam danos. Esta observação permitirá concluir se esses danos aumentaram ou se se mantiveram estáveis.

6.3.1. DESCRIÇÃO DAS CONCLUSÕES RETIRADAS DE INSPEÇÕES ANTIGAS

Ao longo de toda a sua existência, foram realizadas várias inspeções de forma a caracterizar o estado de deterioração da ponte e a possível existência de problemas estruturais.

De seguida, são relatadas algumas conclusões de diferentes inspeções [39]:

- Março 2002 – estrutura em excelente estado. Sem observação de danos sérios, apenas recomendada manutenção nos dispositivos de drenagem [15].
- Outubro 2004 (inspeção subaquática) – alvenaria dos pilares e dos encontros em boas condições. O leito do rio em torno dos pilares e dos encontros sem demonstração de erosão. É recomendada a monitorização da ponte devido a possíveis erosões na base dos pilares e encontros [42].
- Dezembro 2008 – secções visíveis das fundações dos pilares e dos encontros em boas condições, estacas de madeira de boa qualidade. Visualização de algumas juntas abertas, possivelmente causadas por instalação de condutas. Existência de algumas fissuras e falta

de argamassa nos parapeitos. É recomendado o fecho das juntas e das fissuras e a manutenção dos dispositivos de drenagem [40].

Apesar dos resultados das inspeções realizadas terem sido bastante positivos relativamente ao estado da ponte, foram efetuados alguns trabalhos de manutenção e remodelação, nomeadamente selagem com argamassa de algumas juntas dos parapeitos e de fissuras superficiais.

Em Fevereiro de 2009, foi realizada uma inspeção mais detalhada, de onde se puderam tirar algumas conclusões importantes.

Foi dividida em três fases: na primeira foi realizada uma análise visual das partes exteriores da ponte, seguida de uma análise ao tabuleiro, aos parapeitos e às extremidades. Por último, foram analisados os arcos, as aduelas, os encontros e pilares, os muros de tímpano e os contra fortes com recurso a um barco.

No decorrer da inspeção foram tiradas várias fotografias, tanto ao aspeto global da ponte, como a algumas características relevantes: fissuras, sinais de desgaste e erosão, falta de argamassa e abertura de juntas.

No relatório [39], é feita uma descrição pormenorizada do estado de cada elemento constituinte da ponte.

6.3.1.1. Arcos

Acima do nível do rio, a alvenaria encontra-se em bom estado. Não há evidências de humidade acima da linha de água. Todas as juntas estão bem fechadas, não há ausência de argamassa, ver Fig. 108.

A zona do arco entre os níveis máximo e mínimo de água encontra-se em bom estado, sem danos causados por detritos.



Fig. 108 – Interior do arco [40]

6.3.1.2. Subways

A alvenaria que se encontra na lateral dos *subways* encontra-se em bom estado, sem fissuras. As caixas metálicas que envolvem os cabos e as condutas do *subway* central apresentam um grau de corrosão

elevado, ver Fig. 109, ao mesmo tempo que as vigas de betão, que garantem a sua ligação ao arco, se apresentam bastante fissuradas, o que pode comprometer a sustentação das caixas metálicas.



Fig. 109 – Pormenor subway maior [40]

Fazendo uma comparação entre os *subways* de extremidade e o *subway* central, conclui-se que os primeiros estão sujeitos a esforços muito superiores, pois encontram-se sob faixas de rodagem, enquanto que o central se situa sob o passeio central. Admite-se ser este o motivo pelo qual são explicados assentamentos do betuminoso na zona dos *subways* de extremidade, principalmente do lado este.

Como já referido anteriormente, existem poucas informações sobre estes elementos. Assim sendo, dever-se-ia fazer uma investigação mais pormenorizada relativamente aos *subways* de modo a poder obter mais informações, tais como:

- Espessura da chapa envolvente;
- Cota superior do subway, uma vez que as únicas informações existentes sobre a geometria do canal são de desenhos datados de 1880;
- Número de condutas e tipo de serviço existente em cada elemento;
- Inatividade ou atividade das condutas.

6.3.1.3. Muros de Tímpano

As pedras que constituem os muros de tímpano encontram-se em ótimas condições, sem sinais de fissuras, juntas abertas, presença de humidade ou deformações horizontais (causadas pelo material de enchimento), ver Fig. 110.



Fig. 110 – Pormenor muro de tímpano [40]

6.3.1.4. Pilares, Encontros e Fundações

Ao efetuar uma inspeção aquática, foi possível verificar o estado das fundações dos pilares e dos encontros e concluiu-se que ambas se encontravam em boas condições, incluindo os caixões metálicos utilizados para fundar os pilares da estrutura recente.

Foram encontrados alguns danos nos encontros (na parte interior do arco), tais como fissuras largas com infiltrações, sendo que no encontro norte há falta de argamassa nas juntas. Estas fissuras podem ser justificadas por possíveis assentamentos das estacas, uma vez que só são visíveis nos encontros. Estes assentamentos não são totalmente inesperados, dada a natureza rígida da alvenaria e a variação de rigidez e integridade das estacas de madeira ao longo da largura dos encontros.

6.3.1.5. Parapeitos

Os parapeitos aparentam ter sido remodelados recentemente, pois encontram-se limpos, sem vestígios de humidade, nem das aberturas relatadas nas inspeções anteriores.

6.3.1.6. Faixas de Rodagem e Passeios

As faixas de rodagem encontram-se em boas condições, apesar da existência de algumas fissuras perto dos encontros, ver Fig. 111. A existência destas fissuras pode dever-se ao facto de não existir betão na zona dos encontros, visto que nesta zona o material de enchimento é apenas cascalho. Essas fissuras podem indicar que o material de enchimento ainda não se encontrava completamente consolidado aquando da colocação do betuminoso.



Fig. 111 – Fissuras nos encontros do tabuleiro e no passeio [40]

Para além das fissuras na zona dos encontros, também existem algumas ao longo da linha dos subways, principalmente do lado este, acompanhadas com pequenos assentamentos.

Relativamente aos passeios, estes apresentam algumas fendas, mas aparentemente não têm qualquer significado importante no comportamento da estrutura.

6.3.1.7. Considerações Finais

Após analisado cada elemento estrutural, é possível elaborar uma conclusão sobre o estado global de *O'Connell Bridge*.

Assim, segundo [39], a ponte encontra-se em bom estado, sem sinais de deformações, deslocamentos, fissuras de grande importância e condições de suporte não adversas.

6.3.2. DESCRIÇÃO DAS CONCLUSÕES RETIRADAS DA ÚLTIMA INSPEÇÃO

Apesar de existirem várias inspeções realizadas a *O'Connell Bridge*, a empresa responsável pela ponte decidiu efetuar uma nova inspeção, aquando do início dos estudos para a passagem da linha do metro em *O'Connell Bridge*.

Esta nova inspeção, efetuada em Janeiro de 2010, foi apenas realizada aos pilares e encontros da ponte. De seguida, vão ser apresentadas as conclusões retiradas sobre o estado destes elementos constituintes da obra de arte em análise, segundo [41].

No que diz respeito à alvenaria, esta encontra-se em bom estado, sem sinais de fissuras, tanto nos pilares como nos encontros.

Informações importantes, obtidas durante a inspeção, e que serão tidas em conta na avaliação do estado de *O'Connell Bridge*:

- Grande quantidade de detritos ao longo da base dos encontros;
- Alguma vegetação e moluscos nas extremidades dos encontros



Fig. 112 – Vegetação na extremidade do encontro [41]

- Existência de uma espécie de consola de fundação ao longo do pilar acima do nível do leito do rio

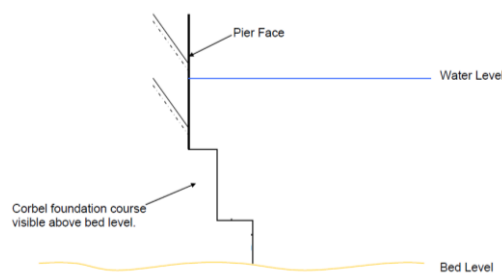


Fig. 113 – Pormenor do pilar [41]

- Corta-águas com sinais de desgaste, possivelmente causado pela forte corrente. Apresentam alguma vegetação e moluscos

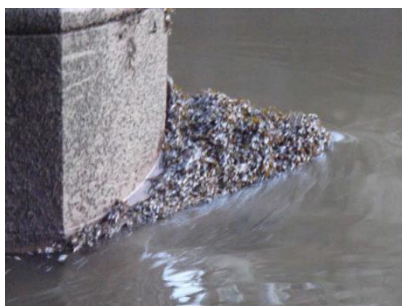


Fig. 114 – Pormenor do corta-águas [41]

Simultaneamente à inspeção da ponte, foi efetuada uma inspeção ao fundo do rio, o que permitiu concluir que este era composto por areia e cascalho, sem sinais de erosão junto dos pilares.

Após analisados de modo mais detalhado os pilares, encontros e leito do rio, é possível tirar algumas conclusões sobre o estado de *O'Connell Bridge*.

Assim, segundo [41], a ponte encontra-se globalmente em boas condições, sendo que a camada de detritos encontrada ao longo dos encontros deve ser retirada.

6.4. CONCLUSÕES

Após análise dos relatórios de todas as inspeções, documentos [15], [39], [40], [41], [42] e [43], foi possível concluir que a ponte tem uma capacidade resistente bastante elevada, mesmo no que diz respeito a esforços causados pela ação dinâmica ou resultantes de forças horizontais causadas por tração ou efeitos de travagem.

Apesar dos bons resultados relativamente à existência de patologias, é aconselhável realizar a monitorização e a manutenção aconselhada para reduzir os riscos e as probabilidades de ocorrerem danos que, detetados a tempo, podem ser corrigidos sem consequências graves e incontornáveis.

Apesar de haver registos das inspeções realizadas no decorrer dos últimos anos e de a maioria ser bastante pormenorizada, é recomendável a realização de uma inspeção ainda mais detalhada. Esta recomendação é justificada pela escassez de informação referente aos *subways* e pela falta de informação relativamente à resistência do material de enchimento.

A possível realização de ensaios de resistência ao material de enchimento e à alvenaria que constitui o arco seria bastante importante para se poder conhecer a capacidade resistente da ponte com uma maior certeza.

De modo a não existirem problemas posteriores causados pela má interpretação dos desenhos ou informação mal compreendida, é aconselhável a realização de inspeções às fundações dos encontros. Estas inspeções têm o intuito de minimizar dúvidas sobre o tipo e o estado destas fundações.

7

ANÁLISE DA SEGURANÇA E TRABALHOS DE REFORÇO A EFETUAR NA PONTE EM ESTUDO

7.1. INTRODUÇÃO

De acordo com o referido no capítulo 3, existem vários métodos para avaliar a capacidade resistente de uma ponte em arco de alvenaria, sendo uns mais realistas, outros mais conservativos, outros mais complexos.

Antes de definir os trabalhos de reforço que devem ser utilizados na ponte em análise, é necessário verificar se esses trabalhos são necessários. Essa necessidade é avaliada em função de estar ou não garantida a segurança da ponte. Com esse intuito, vão ser analisadas as tensões induzidas pelas cargas aplicadas à estrutura que serão, posteriormente, comparadas com a resistência à compressão da alvenaria.

Para analisar a segurança da ponte em análise, O'Connell Bridge, optou-se por utilizar dois métodos:

- Método MEXE, método bastante conservativo e de acordo com a análise elástica;
- Recurso a programas de cálculo, método mais realista.

7.2. AVALIAÇÃO DA SEGURANÇA

7.2.1. MÉTODO MEXE

Os fundamentos deste método já foram explicitados no subcapítulo 3.3.2.1. Assim, no subcapítulo presente, este vai ser aplicado à análise de *O'Connell Bridge*.

Para conhecer os valores dos fatores de modificação que devem ser aplicados, é necessário conhecer as características geométricas dos diferentes arcos que constituem a ponte. Essas características podem ser analisadas na Tabela 6:

Tabela 6 – Características geométricas

	Arco 1	Arco 2	Arco 3
L	12,19	14,93	12,19
rc	3,73	3,96	3,73
rq	3,23	3,43	3,23
d	0,559	0,680	0,559
h	0,704	0,395	0,704
L/rc	3,27	3,77	3,27

Após conhecidas as características geométricas, podem ser definidos os valores dos fatores de modificação e do fator de condição geral, presentes na Tabela 7. Os seus valores foram definidos de acordo com o descrito anteriormente.

Tabela 7 – Fatores de modificação

	Arco 1	Arco 2	Arco 3
PAL	45,7	25,5	45,5
Fsr	1,00	1,00	1,00
Fp	0,69	0,69	0,69
Fm	1,05	1,21	1,05
Fj	0,90	0,90	0,90

Ao analisar a Tabela 7 é possível verificar que o valor da carga máxima, por eixo, para os arcos 1 e 3 são diferentes. Esta diferença deve-se à mínima inclinação que o tabuleiro da ponte apresenta, aproximadamente 0,9%, provocando um valor ligeiramente diferente para a distância entre o topo do arco e o tabuleiro (h).

Como também referido anteriormente, para se poder atribuir um valor ao fator de condição geral (F_{cm}) é necessário fazer uma análise qualitativa do estado global dos diferentes componentes da ponte. Após uma análise exaustiva conclui-se que apenas os encontros se encontram ligeiramente deteriorados, isto é, apresentam algumas fissuras localizadas de pouca importância. Tanto os pilares, como as fundações, os arcos e os muros de tímpano, não evidenciam deterioração. Assim, o valor admitido $F_{cm} = 0,9$ é um valor que parece bastante correto.

Tabela 8 – Restantes fatores

Fb	Ff	Fw	Fd	Fm0
1,50	0,70	1,00	0,90	1,00

Sabendo que o material de enchimento da ponte até ao nível inferior dos *subway* é betão e superiormente é cascalho solto, admitiu-se que o fator do material de enchimento (F_f) adotaria um valor ponderado tendo em consideração a diferença de compacidade entre os dois elementos do enchimento. Assim, admitiu-se $F_f = 0,7$.

Após conhecidos todos os fatores, calculou-se a carga máxima, por eixo, modificada usando a equação 3 enunciada anteriormente.

Tabela 9 – Carga máxima em toneladas

	Arco 1	Arco 2	Arco 3
Pcorr (BA)	26,90	17,11	26,90
Pcorr (I)	48,41	30,80	48,41

Tabela 10 – Carga máxima em kN

	Arco 1	Arco 2	Arco 3
Pcorr (BA)	263,76	167,82	263,76
Pcorr (I)	474,77	301,07	474,77

Fazendo uma comparação entre os valores da carga máxima, por eixo, modificada, obtidos pelos dois métodos, segundo a norma BA16/97 (BA) e segundo a equação irlandesa (I), é possível confirmar que os valores obtidos pela equação irlandesa modificada são bastante superiores, aproximadamente o dobro, quando comparados com os valores obtidos segundo a norma BA16/97, o que permite comprovar o referido anteriormente: os valores obtidos segundo a norma BA16/97 são bastante conservativos.

Após conhecida a capacidade de carga de cada arco procede-se à sua comparação com as cargas do metro LUAS, veículo a ser utilizado na ponte, esquematizadas na Fig. 115.

Os dados relativos ao veículo metro foram fornecidos pela empresa irlandesa *Procurement Agency Railway*.

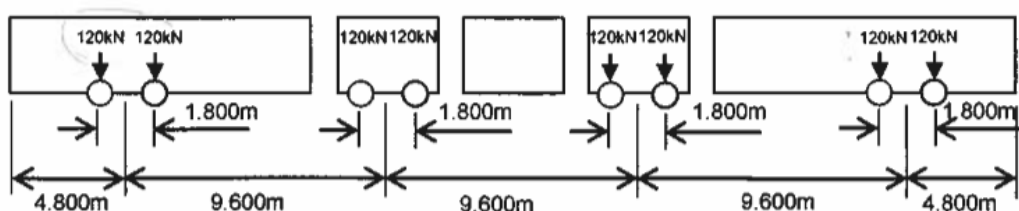


Fig. 115 – Esquema representativo do veículo metro [43]

Tabela 11 – Cargas por bogie em kN

	Bogie 1	Bogie 2	Bogie 3	Bogie 4
Condição de carga máxima	240	240	240	240

Ao realizar a comparação entre os valores obtidos para a carga máxima e as cargas do metro, tiram-se as seguintes conclusões:

Tabela 12 – Conclusões da comparação

	Arco 1	Arco 2	Arco 3
Norma BA 16/97	OK	KO	OK
Eq. Irlandesa	OK	OK	OK

Ao analisar a Tabela 12, verifica-se que pela norma BA 16/97 a ponte resiste às cargas impostas pelo metro LUAS, exceto no arco central. Segundo esta norma, nos arcos de extremidade, os valores resistentes são bastante próximos dos novos valores atuantes. Pela equação irlandesa modificada, todos os arcos resistem às novas cargas.

É de notar que os valores obtidos para a capacidade de carga máxima, por eixo, dizem respeito a cada arco, trabalhando de forma isolada. No caso em estudo, a ponte é constituída por 3 arcos que trabalham em simultâneo, ou seja, é esperado que tenha uma capacidade de carga superior à obtida neste método, embora não seja imediato quantificar esse valor resistente.

É também importante salientar que este método não tem em consideração a largura da ponte, ou seja, como no caso em estudo a via do metro é consideravelmente larga (3,50m) é, também, esperado que a capacidade resistente de *O'Connell Bridge* seja superior.

Ao analisar a Tabela 12, é possível concluir que, pela equação irlandesa, a ponte resiste às cargas impostas pelo metro LUAS. Estes valores vão ser verificados num modelo de elementos finitos, descrito e justificado seguidamente.

7.2.2. PROGRAMA DE CÁLCULO

É importante salientar que os valores característicos dos materiais e das cargas rodoviárias utilizados foram baseados nas normas em vigor na República da Irlanda, nomeadamente as normas BA16/97 e BD21/01.

7.2.2.1. Desenho da Estrutura

Para iniciar a representação da ponte em estudo, optou-se por fazer um modelo num programa de desenho assistido por computador. Foi utilizado o AutoCAD. Como os arcos da ponte são elípticos, com o desenvolvimento da equação da elipse, equação 16, obteve-se uma série de pontos, que depois foram unidos.

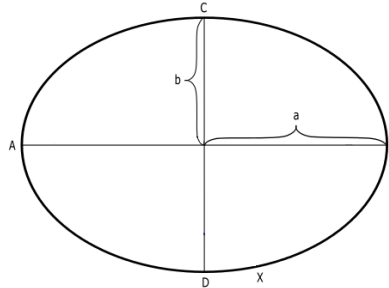


Fig. 116 – Representação de uma elipse

$$\left(\frac{x-h}{a}\right)^2 + \left(\frac{y-k}{b}\right)^2 = 1$$

(16)

onde h e k representam o centro da elipse e a e b os seus semieixos.

Cada troço reto do arco tem comprimento unitário. Com o intuito de facilitar a interpretação, usaram-se diferentes *layers* do programa para os diversos constituintes da ponte.

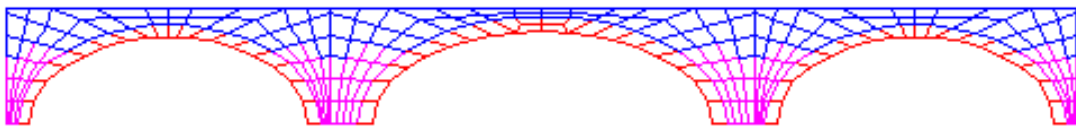


Fig. 117 – Distinção dos layers, representação 2D

Os arcos estão representados a vermelho, o betão a rosa e o cascalho a azul, ambos como materiais de enchimento. O elemento representado na figura anterior foi repetido 45 vezes, com espaçamento de 1m, de modo a representar a largura da ponte.

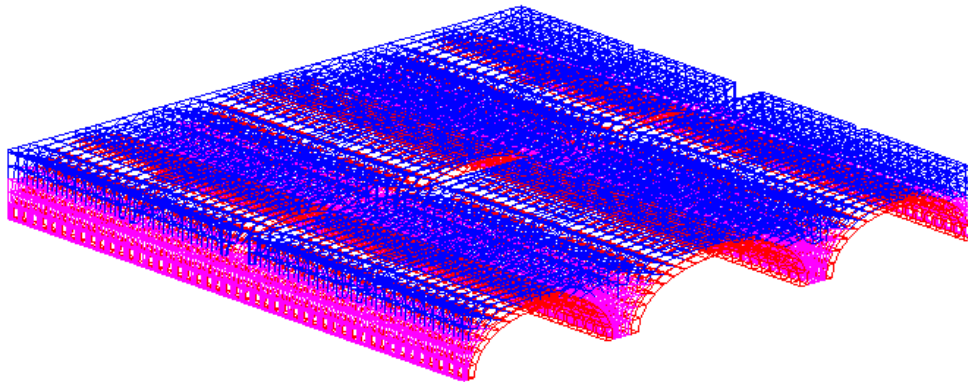


Fig. 118 – Diferenciação dos layers, representação 3D

Como o intuito era analisar a estrutura, o desenho foi exportado para o programa de cálculo ROBOT. Neste programa, converteram-se os elementos de barras e nós em elementos de casca. Com o objetivo de realizar uma análise 3D, transformaram-se os elementos de casca em elementos de sólido, através da função EXTRUD.

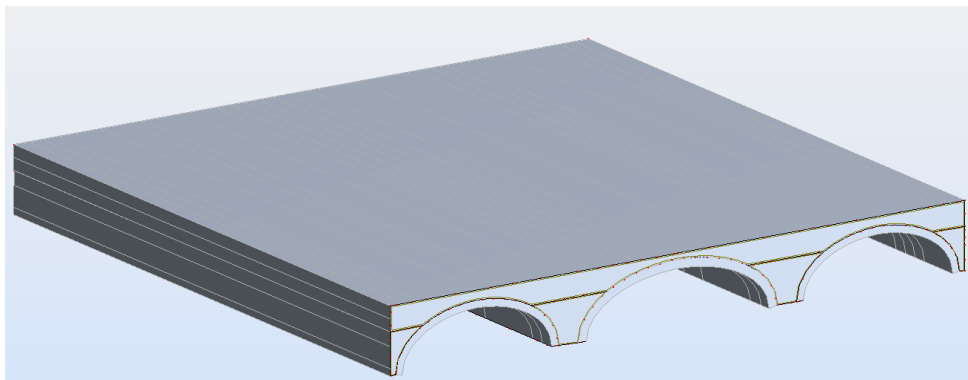


Fig. 119 – Representação dos sólidos

Apesar de este modelo, ver Fig. 119, ser uma representação relativamente correta da realidade, o facto de a alvenaria não resistir a esforços de tração e a dificuldade da representação dos *subways* e das juntas provocaram grandes problemas na utilização deste modelo. Assim sendo, recorreu-se a um modelo 2D, onde o elemento arco é representado por elementos de barra. Foram utilizados elementos de barra com características especiais, que só permitem esforços de compressão. Deste modo, os esforços de tração são redistribuídos pelos restantes elementos num processo iterativo, até que não hajam esforços desta natureza nas barras representativas dos arcos.

As barras apresentam secção com altura igual à espessura do arco, 558mm no caso dos arcos de extremidade e 610mm no arco central, e profundidade de 3,50m, largura da via do metro [43].

Os restantes constituintes foram representados por elementos de casca. A espessura desses elementos é a mesma que a profundidade das barras.

7.2.2.2. Condições de Apoio

Relativamente aos apoios, foram aplicados apoios elásticos verticais e nas restantes direções apoios rígidos nos encontros.

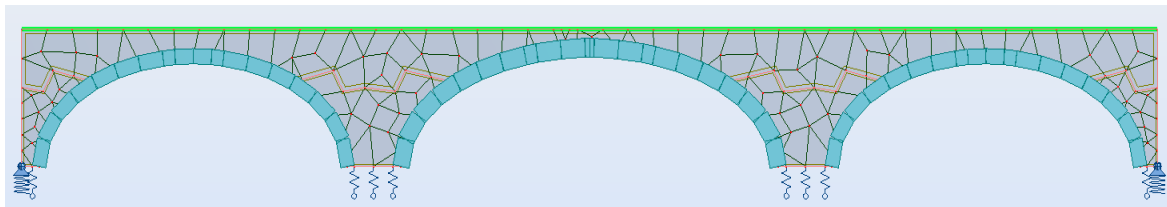


Fig. 120 – Representação da malha de elementos finitos e dos apoios

No que diz respeito ao valor de rigidez da mola, foram admitidos vários valores para que se pudesse proceder a uma comparação das tensões em função da rigidez do solo. Variou-se assim o valor de K entre 2.000 kN/m e 500.000 kN/m.

A geração da malha de elementos finitos foi efetuada através de um método de geração automática tendo sido imposto o tamanho de 1m.

7.2.2.3. Características dos Materiais

Tal como já foi referido no capítulo anterior, a ponte em análise é constituída por arcos e muros de tímpano em alvenaria tendo como material de enchimento betão, até ao nível inferior dos *subways*, e cascalho, daí para cima. Na tabela seguinte são apresentadas as características de cada um desses materiais.

Tabela 13 – Caracterização dos materiais

Material	Módulo de Elasticidade (E)	Peso Volúmico (γ)
Alvenaria	6 GPa	26 KN/m ³
Betão C12/15	27 GPa	24 KN/m ³
Betuminoso	-	22 KN/m ³
Cascalho	1 GPa	20 KN/m ³

Sabendo que a ponte é constituída por alvenaria de granito de forma retangular, através do ábaco da Fig. 121 pode-se concluir que a resistência da alvenaria à compressão (R) é de, aproximadamente, 13MPa.

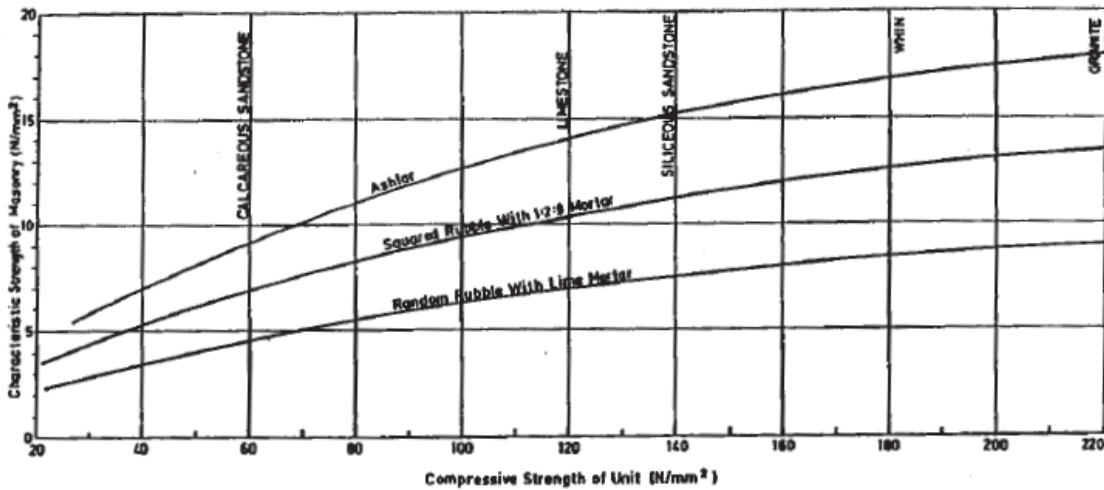


Fig. 121 – Resistência à compressão [44]

7.2.2.4. Cargas Aplicadas

Para analisar as tensões a que a ponte está sujeita, consideraram-se as seguintes ações:

- Peso próprio da estrutura (PP) - calculado diretamente pelo programa;
- Peso próprio do betuminoso (PPb) – calculado aplicando a equação 17;
- Carga rodoviária (VEÍCULO);
- Carga do metro (LUAS).

Para o cálculo do peso próprio do betuminoso, representado por uma carga uniformemente distribuída, admite-se uma espessura de 10cm. A profundidade (h) do elemento é de 3,50m.

$$PPb = \gamma \times e \times h = 7,70 \text{ KN / m}$$

(17)

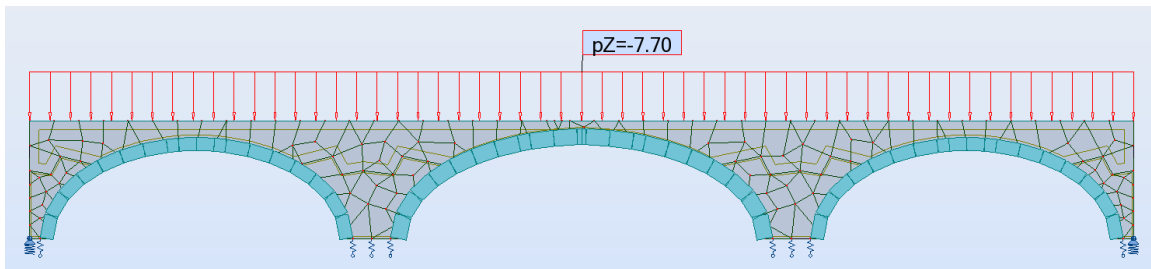


Fig. 122 – Representação do peso próprio do betuminoso

Existem dois modos distintos de representar as cargas rodoviárias:

- Carga distribuída conjuntamente com carga faca (UDL – uniformly distributed load e KEL – knife edge load). É de notar que esta representação tem em consideração a existência de engarrafamentos.
- Carga individual do veículo (single wheel loads)

Relativamente ao primeiro modo, a carga uniformemente distribuída é dada pela equação 18 e é função do comprimento (L) da ponte, que no caso em estudo é 45m. Esta carga distribuída deve ser colocada em todo o comprimento da ponte.

$$UDL = 336 \times \left(\frac{1}{L}\right)^{0,67} = 26,2 \text{ kN} / \text{m} \quad (18)$$

Pelo ponto 5.18 da norma BD 21/01, o valor da carga faca é de 120kN.

Para a carga individual do veículo, tem-se em consideração o esquema imposto pela norma, representado na Fig. 123.

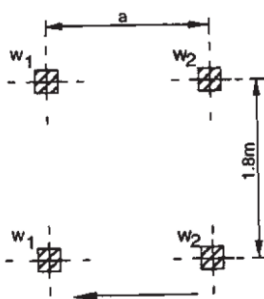


Fig. 123 – Esquematização do veículo [44]

Analisando a tabela 5.4 e o ponto 5.12 da norma BD 21/01, verificou-se que o veículo tipo pesa cerca de 40 toneladas. Este valor pode ser representado por um conjunto de forças, $W1$ e $W2$, cujos valores respetivos são 100 kN e 60 kN. Para este tipo de veículo o valor a assumir é de 1,50 m.

Como se trata de um modelo a duas dimensões, não é possível representar as quatro rodas que constituem o veículo. Assim, as forças foram agrupadas em dois grupos, afastados de 1,50m:

$$P1 = W1 + W1 = 200 \text{ KN} \quad (19)$$

$$P2 = W2 + W2 = 120 \text{ KN} \quad (20)$$

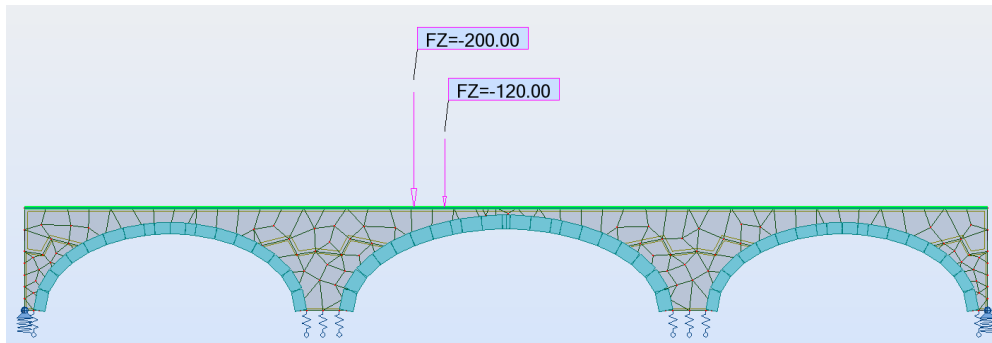


Fig. 124 – Representação das cargas do veículo

Quanto ao metro LUAS, o seu esquema de carregamento encontra-se representado na Fig. 125. Para a análise efetuada no programa de cálculo, foi admitido um fator dinâmico de 1,5, que aumenta o valor das cargas para 180 kN [43].

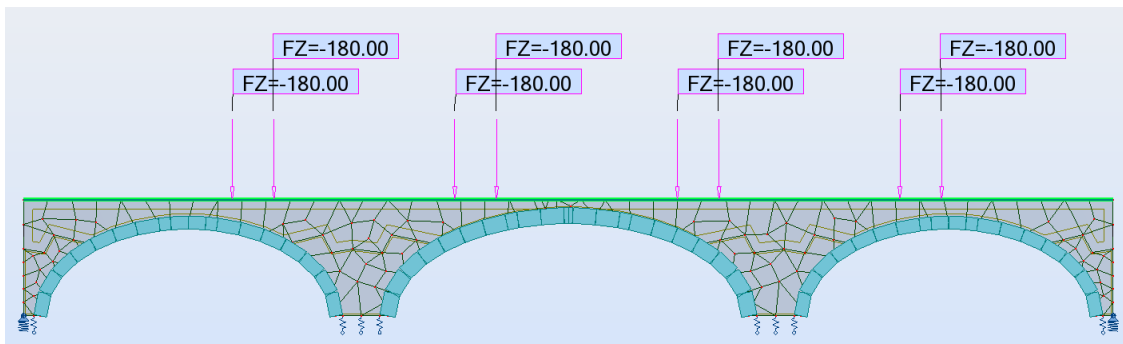


Fig. 125 – Representação das cargas do metro

7.2.2.5. Análise das Tensões Rodoviárias

Para decidir qual o modo de representação a usar para as cargas rodoviárias, é necessário calcular as tensões para ambos. Após conhecidos esses valores, a representação utilizada será a que induzir esforços maiores na estrutura.

Como neste caso o que importa é uma análise comparativa, o valor de rigidez do solo adotado é irrelevante. Na Tabela 14 são apresentados os valores máximos de tensão, em MPa, para cada modo de representação da carga rodoviária.

Tabela 14 – Tensão máxima em função do caso

	Tensão
UDL + KEL	0,23
Carga veículo	0,25

Ao analisar a Tabela 14 é possível concluir que o modo de representação mais pejorativo, ou seja, aquele que impõe tensões maiores é a carga individual do veículo.

7.2.2.6. Análise das Tensões

Com o intuito de verificar a segurança da ponte à passagem do metro, foram calculadas as tensões impostas pelo veículo tipo rodoviário, designadas por tensões existentes. Essas tensões serão comparadas com as tensões impostas pelo metro, designadas por tensões novas.

De modo a avaliar a tensão máxima provocada pelas cargas rodoviárias, utilizou-se a opção de cargas móveis que o ROBOT apresenta. Esta opção origina o movimento das cargas segundo um passo admitido. Neste caso optou-se por um passo de 1m. Quer isto dizer que o programa calcula os esforços provocados pelas cargas rodoviárias à medida que estas avançam 1m. Esta opção também foi utilizada para o estudo das tensões provocadas pelas cargas do metro.

Para a verificação de segurança, as tensões foram avaliadas para a combinação das cargas em estado limite último.

$$1,20 \times (PP + PPb) + 3,40 \times (VEÍCULO) \quad (21)$$

$$1,20 \times (PP + PPb) + 2,00 \times (LUAS) \quad (22)$$

Segundo a tabela 3.1 da norma BD21/01, o coeficiente para as cargas permanentes deve ser 1,15 para a alvenaria e 1,20 para o material de enchimento e betuminoso. No caso presente adotou-se o valor 1,20 para todas as cargas permanentes (peso próprio da estrutura e betuminoso). De acordo com a nota posterior a essa mesma tabela, para as pontes em arco de alvenaria os fatores para as cargas variáveis devem assumir valor 3,40 nos casos em que a geometria da carga não é muito bem conhecida e 2,00 para os casos em que se tem a certeza da configuração.

Assim, na presente dissertação optou-se para fator da carga tipo veículo o valor de 3,40 uma vez que circulam na ponte não só veículos ligeiros, mas também pesados, e para o veículo metro decidiu-se o valor de 2,00 uma vez que é bem conhecida a configuração do metro LUAS.

Aplicando nas equações 21 e 22 os valores máximos das tensões, em MPa, para cada ação considerada, obtêm-se os valores presentes na Tabela 15.

Tabela 15 – Tensões máximas para cada valor de rigidez

Rigidez [kN/m]	PP+PPb+V	PP+PPb+L
2.000	5,16	5,32
5.000	3,35	3,39
10.000	2,92	2,85
50.000	2,67	2,44
100.000	2,57	2,27
250.000	2,33	2,10
500.000	2,19	1,98

Ao analisar a Tabela 15 é possível concluir que as tensões vão diminuindo com o aumento de rigidez do solo. Ao mesmo tempo é possível concluir que, apenas para valores de rigidez baixos, as tensões impostas pelo metro são superiores às impostas pelo veículo. Comparando os valores das tensões verifica-se que houve, no máximo, um aumento de 3,1%, o que pode ser considerado residual.

Assim, a análise à segurança de *O'Connell Bridge* vai ser realizar para os valores de tensão máxima, ou seja, para $K = 2000$ kN/m.

Ao analisar o ponto 6.20 da norma BD 21/01, verifica-se que o fator de segurança que minora a resistência à compressão da alvenaria tem valor 2.

$$R' = \frac{R}{\gamma} = \frac{13}{2} = 6,50MPa \quad (23)$$

Comparando os valores das tensões máximas totais obtidos e a resistência à compressão da alvenaria, é possível concluir que a segurança de *O'Connell Bridge* está garantida.

Nos gráficos seguintes estão registados os diferentes valores das tensões para cada posição da carga. No eixo vertical estão representadas as tensões em MPa e no eixo horizontal está representada a posição da carga em m relativamente ao início da ponte.

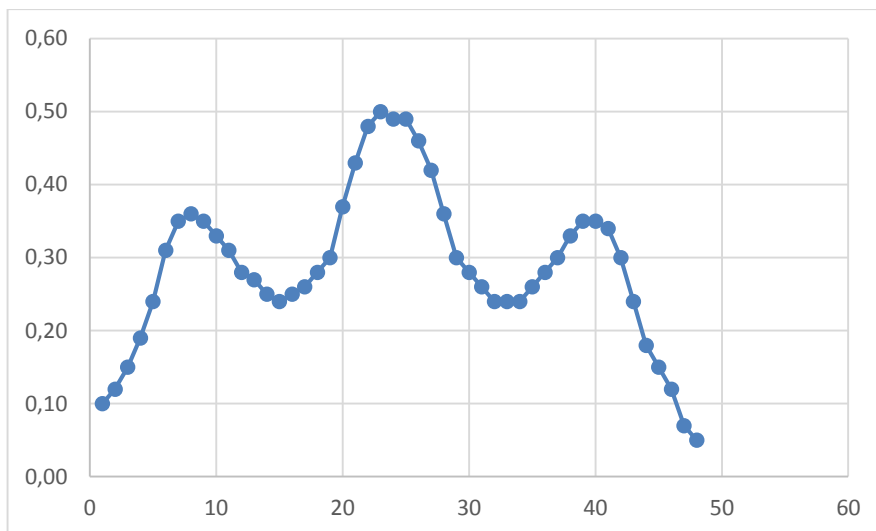


Fig. 126 – Gráfico representativo da variação das tensões induzidas pelo veículo rodoviário

Analisando a Fig. 126, é possível verificar que a variação das tensões pode ser considerada simétrica. Esta característica era esperada uma vez que tanto a ponte como o carregamento também o são. As tensões são máximas nas posições 8, 23 e 40, ou seja, a $\frac{1}{4}$ de vão do primeiro arco (simetricamente a $\frac{3}{4}$ do último arco) e a meio vão do arco central.

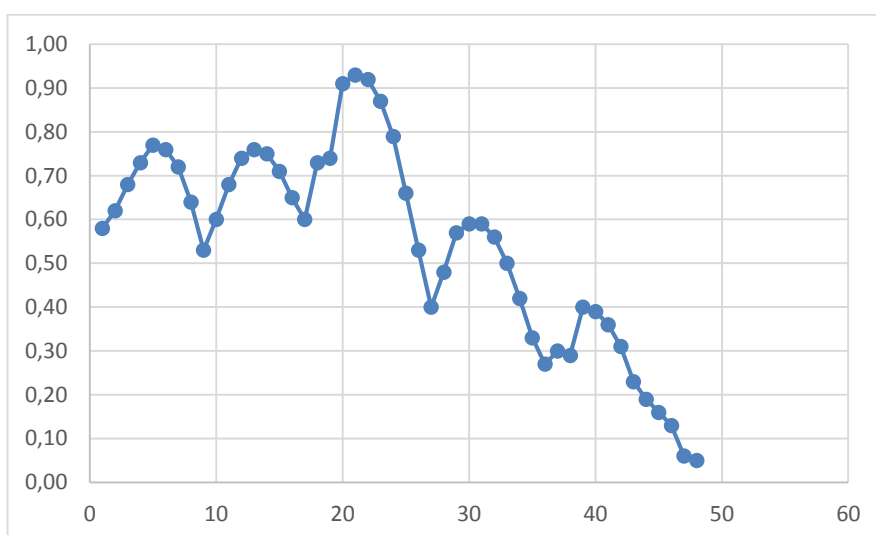


Fig. 127 – Gráfico representativo da variação das tensões impostas pelo veículo metro

Observando a Fig. 127, não é possível tirar a mesma conclusão uma vez que o carregamento não é simétrico.

7.3. TRABALHOS DE REFORÇO A EFETUAR

Uma vez que a segurança da ponte em análise está garantida, não é necessário realizar trabalhos de reforço estrutural.

Assim, recomenda-se a realização de trabalhos de reforço não estrutural, nomeadamente o refechamento das juntas e a injeção de caldas. Ao serem realizadas estas tarefas garante-se um período de duração maior e um melhor comportamento da estrutura.

8

CONCLUSÃO

Terminada a realização desta dissertação sobre o possível reforço a aplicar numa ponte rodoviária em Dublin, de forma a permitir a circulação de um *tramway*, é possível obter algumas conclusões.

Primeiramente, é importante salientar a relevância que as pontes em arco de alvenaria apresentaram ao longo da História e que continuam a apresentar nas redes rodoviárias e ferroviárias. Uma vez que estas podem ter sido construídas em diversas épocas e com inúmeras técnicas diferentes, é de grande importância a realização de estudos pormenorizados antes de se proceder a qualquer tipo de trabalhos.

É também importante salientar os esforços, levados a cabo ao longo dos tempos, de aumentar o conhecimento relativamente à avaliação da capacidade resistente das pontes, sendo de destacar os estudos de Tartreux (definição das três premissas que permitem a aplicação da teoria de análise plástica), Méry (proposta da existência do mecanismo de três rótulas), Pippard (aprofundamento das metodologias de cálculo e mentor do método MEXE) e de Heyman (definição dos três requisitos que se devem exigir a uma estrutura e proposta da existência de um fator geométrico de segurança).

Devido ao seu elevado valor cultural, patrimonial e arquitetónico, é extremamente importante garantir o funcionamento e a segurança destas obras, realizando, periodicamente, trabalhos de inspeção e de manutenção que diminuam a probabilidade de existirem patologias graves que impliquem trabalhos de reforço dispendiosos.

Infelizmente, não é dado o devido valor a estes trabalhos, uma vez que grande parte das pontes em alvenaria apresentam um elevado número de diferentes patologias. Com este trabalho foi possível fazer um levantamento das mais comuns, sendo de destacar, pelo facto de serem mais gravosas, a fissuração, os assentamentos e a erosão das fundações.

Com o intuito de corrigir estas anomalias e de aumentar o tempo de vida útil destas obras de arte, estudaram-se os diversos tipos de reforço que podem ser aplicados às pontes em arco de alvenaria. A escolha do tipo de reforço a aplicar numa estrutura só deve ser tomada após levantamento de todas as anomalias que apresenta e verificação das suas possíveis causas.

Após conhecimento da evolução das pontes em arco de alvenaria, das suas características, do seu funcionamento, das patologias que apresentam e possíveis causas e dos trabalhos de reforço existentes, prosseguiu-se para o estudo pormenorizado da ponte em análise, *O'Connell Bridge*.

Ao longo desta dissertação, é descrita a história de *O'Connell Bridge*, enunciando os trabalhos de aumento a que foi sujeita, as conclusões retiradas de diferentes inspeções realizadas e as avarias que apresenta.

Como o objetivo deste trabalho era verificar a eventual necessidade de realizar trabalhos de reforço nesta ponte, foi avaliada a sua capacidade resistente e os esforços instalados quando sujeita à carga rodoviária

(presente) e à carga do veículo metro (futuro). Estas análises permitiram obter a conclusão de que a capacidade resistente de *O'Connell Bridge* é suficiente para garantir a segurança aquando da modificação do estado de carga, não sendo assim necessário realizar qualquer tipo de reforço nesta estrutura.

Apesar de ter sido obtida a conclusão menos dispendiosa, é de salientar a importância da realização de trabalhos de manutenção, nomeadamente refechamento das juntas, e de inspeção a nível das fundações e dos *subways*.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- [1] – RPA, *Annual reports and accounts*, 2005.
- [2] – www.luas.ie. Junho de 2015.
- [3] – www.luascrosscity.ie. Junho de 2015.
- [4] – Carneiro Alves, Ana Sofia. *Reabilitação e Reforço de Pontes de Alvenaria*, Dissertação de Mestrado, Instituto Superior Técnico, 2009.
- [5] – Costa, Pedro Miguel. *Análise da Construção e do Comportamento duma Ponte de Pedra*. Dissertação de Mestrado, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, 2007.
- [6] – Rouxinol, Gilberto. *Modelação e Avaliação Estrutural de Pontes em Arco de Alvenaria*. Dissertação de Doutoramento, Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade de Coimbra, 2007.
- [7] - <http://ultrdownloads.com.br/papel-de-parede/As-Piramides-do-Egito--277719>. Maio de 2015.
- [8] - turismo.culturamix.com. Maio de 2015.
- [9] – Costa, Cristina. *Análise Numérica e Experimental do Comportamento Estrutural de Pontes em Arco de Alvenaria de Pedra*. Dissertação de Doutoramento, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, 2009.
- [10] – Morais, Maria José. *Pontes em Arco de Alvenaria – Estudo de um Caso Prático*. Dissertação de Mestrado, Escola Superior de Tecnologia e Gestão de Viseu, 2012.
- [11] - www.cm-caminha.pt. Maio de 2015.
- [12] - retratoserecantos.pt. Maio de 2015.
- [13] – Brito, Elder. *Dimensionamento dos Elementos da Superestrutura de uma Ponte em Arco Triarticulado de Madeira sob a ótica do Projeto de Revisão da NBR 7190 de 2011*. Dissertação de Mestrado, Faculdade de Arquitetura, Engenharia e Tecnologia da Universidade Federal do Mato Grosso, 2013.
- [14] – Jesus, João Jorge. *Caraterização Geométrico-Estrutural de Pontes em Arco de Alvenaria na Região de Bragança*. Dissertação de Mestrado, Escola Superior de Tecnologia e Gestão de Bragança, 2013.
- [15] – NRA, *Inspection report*. 2002
- [16] – Costa, Vanessa. *Desempenho e Reabilitação de Pontes Rodoviárias – aplicação a casos de estudo*. Dissertação de Mestrado, Universidade do Minho, 2009.
- [17] – Rodrigues, Neuza. *Reabilitação de Pontes Históricas de Alvenaria*. Dissertação de Mestrado, Instituto Superior Técnico, 2008.
- [18] - http://en.wikipedia.org/wiki/Postbridge#/media/File:Postbridge_Clapper_Bridge_2005-07-21.jpg. Maio de 2015.
- [19] - <http://www.origens.pt/explorar/doc.php?id=2734>. Maio de 2015.
- [20] - en.chinabridge.org.cn. Maio de 2015.

- [21] - https://fr.wikipedia.org/wiki/Pont_de_Zhaozhou#/media/File:Zhaozhou_Bridge.jpg. Maio de 2015.
- [22] - www.bridgesofdublin.ie. Abril de 2015.
- [23] - Paulo, Pedro; Mendonça, Tiago. *Inspeção de Pontes em Alvenaria de Pedra*. Segurança e Conservação de Pontes – livro de atas. 2009, p.89-96.
- [24] - http://pt.wikipedia.org/wiki/Ponte_de_Trajano#/media/File:Ponte_romana_Chaves_01.jpg. Maio de 2015.
- [25] - Cruz, Paulo; Santos, Luís; Mendonça, Tiago. *Pontes em Arco*. Conceção, Conservação e Reabilitação de Pontes – livro de atas. 2015, p-7-9.
- [26] - http://en.wikipedia.org/wiki/Pont_Saint-B%C3%A9n%C3%A9zet#/media/File:Braun_Hogenberg_Avignon_1575_crop_bridge.jpg. Maio de 2015.
- [27] - <http://200.17.98.44/frances/petite-chanson-speciale-dedicace-pour-sileide/>. Maio de 2015.
- [28] - http://commons.wikimedia.org/wiki/File:Pont_de_la_Concorde_Paris_FRA_004.JPG. Maio de 2015.
- [29] - vila--verde.blogspot.com. Maio de 2015.
- [30] - <http://www.lmc.ep.usp.br/people/hlinde/estruturas/coal.htm>. Maio de 2015.
- [31] - https://en.wikipedia.org/wiki/G%C3%B6ltzsch_Viaduct#/media/File:Netzschkau_-_G%C3%B6ltzschthalbr%C3%BCcke_2009_1_%28aka%29.jpg. Maio de 2015.
- [32] - Vares, Ricardo. *Avaliação de Segurança de Pontes existentes de Alvenaria de Pedra com Recurso a Métodos Simplificados*. Dissertação de Metrado, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, 2009.
- [33] - Norma BA 16/97.
- [34] - <http://www.jf-meinedo.pt/site/index.php?pagina=ponte-de-espindo>. Maio de 2015.
- [35] - www.acorianooriental.pt. Maio de 2015.
- [36] - http://www.dn.pt/inicio/portugal/interior.aspx?content_id=1202701. Maio de 2015.
- [37] - <http://www.civil.ist.utl.pt/~joaof/tc-pb/08%20Micro-estacas%20-%2011%C2%AA%20aula%20te%C3%B3rica.pdf>. Maio de 2015.
- [38] - Phillips, Michael; Hamilton, A. Project History of Dublin's River Liffey Bridges. In *Proceedings of the ICE – Bridge Engineering*, p.161-179, vol.156, 2013.
- [39] - JACOBS. *Inspection and Assessment of O'Connell Bridge*. 2009.
- [40] - NRA. *Inventory and Principal Inspection Report*. 2008.
- [41] - NRA. *Underwater Inspection and Scour Assessment*. 2010.
- [42] - NRA. *Underwater Inspection and Preliminary Scour Screening Report*. 2004
- [43] - RPA. *O'Connell Bridge technical note*. 2010
- [44] - Norma BD 21/01

