

SIMULAÇÃO COMPUTACIONAL DO COMPORTAMENTO ESTRUTURAL DE PONTES EM ARCO DE ALVENARIA NA REGIÃO DE BRAGANÇA

Letícia Maria de Souza Lima

Relatório Final de Projeto Apresentado à
Escola Superior de Tecnologia e Gestão
Instituto Politécnico de Bragança

Para a Obtenção do Grau de Mestre em
Engenharia da Construção

Julho 2018



SIMULAÇÃO COMPUTACIONAL DO COMPORTAMENTO ESTRUTURAL DE PONTES EM ARCO DE ALVENARIA NA REGIÃO DE BRAGANÇA

Letícia Maria de Souza Lima

**Relatório Final de Projeto Apresentado à
Escola Superior de Tecnologia e Gestão
Instituto Politécnico de Bragança**

**Para a Obtenção do Grau de Mestre em
Engenharia da Construção
No âmbito da Dupla Diplomação com a UTFPR**

Orientador: Prof. Doutor João Carlos Almendra Roque

Coorientadora: Prof. Doutora Heloísa Piassa Benetti

Julho 2018

AGRADECIMENTOS

A realização desta dissertação só foi possível, porque muitas pessoas durante meu caminho, me incentivaram e me apoiaram a seguir meus estudos e meus sonhos. Gostaria de aproveitar este espaço para agradecer a todos que de forma direta ou indireta contribuíram com a realização deste trabalho, em especial:

Aos meus amados pais, Cássia Aparecida de Souza Lima e Sérgio Roberto da Silva Lima, pelo início de toda a minha caminhada, por me ensinarem desde pequena o valor que os estudos têm para o crescimento pessoal e profissional; por me passarem valores éticos e morais, os quais foram essenciais para minha vida, especialmente quando fui morar tão longe de casa e tive que me virar sozinha. E agradeço principalmente por nunca terem medido esforços para me manter estudando e alcançar os meus sonhos.

Aos meus irmãos, avós, tios, tias e primos que sempre estiveram ao meu lado me apoiando e incentivando a não parar de estudar e buscar sempre mais oportunidades.

Às minhas amigas de São Sebastião do Paraíso, que sempre me motivaram e reconheceram em mim um potencial que, por vezes, nem mesmo eu reconhecia.

Aos amigos de Pato Branco que se tornaram uma família e não me deixaram sentir sozinha durante toda a faculdade, apesar de estar longe de casa.

Aos amigos que fiz em Bragança pelo companheirismo, paciência e constante apoio e motivação para a realização deste trabalho.

À dona Ana Marques por todo cuidado prestado durante a minha estadia em Portugal.

Ao meu orientador Professor Doutor João Carlos de Almendra Roque e à minha tutora Professora Doutora Heloísa Piassa Benetti, pelo apoio, disponibilidade, contributo e conhecimentos transmitidos, ao longo de todo o trabalho.

À Universidade Tecnológica Federal do Paraná (UTFPR) – Câmpus Pato Branco, pela infraestrutura e oportunidade de fazer o programa de Dupla Diplomação. Aos professores da

Coordenação de Engenharia Civil (COECI) da UTFPR – PB, pelo incentivo à busca do conhecimento, em especial ao Professor Doutor Gustavo Lacerda Dias, pela disponibilidade e atenção prestada na mudança para Portugal.

E ao Instituto Politécnico de Bragança (IPB), pela receptividade e oportunidade dada para que eu pudesse aprimorar meus estudos e concluir uma importante etapa da minha vida acadêmica.

RESUMO

Na região de Bragança, há uma grande diversidade de pontes em arco de alvenaria de inestimável valor patrimonial, histórico, cultural e arquitetônico, que é necessário preservar. Como essas pontes são antigas, estão sujeitas à degradação natural dos materiais constituintes e à alteração das cargas de utilização, que podem conduzir, juntamente com a falta de manutenção adequada, ao aparecimento de danos estruturais incompatíveis com as condições de segurança operacional em que se encontram.

Com o intuito de estudar tais condições, a partir de um levantamento pré-existente das características geométrico-estruturais de uma amostra de 71 pontes em exploração nas redes viárias do Distrito de Bragança, foi efetuada uma análise estrutural computacional baseada na Teoria da Análise Limite, para avaliar a capacidade de carga e os possíveis mecanismos de colapso dessas pontes, em suas atuais condições de exploração.

Na impossibilidade de analisar todas as pontes da amostra, por limitações de tempo, foram definidas pontes tipo representativas da amostra e selecionadas algumas em particular, de características pertinentes de estudo, para compor as análises.

As análises consistiram em uma avaliação numérica da capacidade de carga das pontes, relativamente ao veículo tipo regulamentar português e foram efetuadas através do *software* LimitStateRING, utilizando valores de referência para as propriedades físicas e mecânicas dos materiais. Complementarmente, realizaram-se análises de sensibilidade da resposta estrutural aos principais parâmetros.

Os resultados obtidos indicaram os fatores de carga de colapso, os modos de colapso e os parâmetros mais significativos para cada uma das tipologias de ponte estudadas.

Palavras-chave:

Pontes em arco de alvenaria, capacidade de carga, análise numérica, análise paramétrica, mecanismo de colapso.

ABSTRACT

In the region of Bragança, there is a great diversity of masonry arch bridges of invaluable patrimonial, historical, cultural and architectural value that must be preserved. As these bridges are old, they are subject to the natural degradation of the constituent materials and to the change of the working loads, which can lead, along with the lack of adequate maintenance, to the appearance of structural damages incompatible with the operational safety conditions in which they are found.

In order to study such conditions, from a preexisting survey of the geometric-structural characteristics of a sample of 71 bridges in operation in the Bragança District road networks, a computational structural analysis was carried out based on the Theory of Limit Analysis in order to evaluate the load capacity and the possible mechanisms of collapse of these bridges, considering their current operating conditions.

Since it was not possible to analyze all the bridges in the sample, due to time constraints, representative bridges of the sample were defined and selected in particular, with relevant characteristics to the study in order to compose the analyses.

The analyses consisted of a numerical evaluation of the load capacity of the bridges, relative to the Portuguese regulatory vehicle and they were carried out through LimitStateRING software, using reference values for the physical and mechanical properties of the materials. In addition, sensitivity analyses of the structural response to the main parameters were performed.

The results indicated the collapse load factors, the collapse modes and the most significant parameters for each of the bridge typologies studied.

Keywords:

Masonry arch bridges, load capacity, numerical analysis, parametric analysis, collapse mechanisms.

ÍNDICE

1. INTRODUÇÃO	1
1.1. Enquadramento	1
1.2. Objetivos	1
1.3. Organização da Tese.....	2
2. PONTES EM ARCO DE ALVENARIA.....	3
2.1. Material (alvenaria)	3
2.2. Componentes.....	3
2.3. Funcionamento Mecânico.....	10
2.4. Modos de Rotura de Pontes em Arco de Alvenaria	15
3. ESTUDO DE PONTES RODOVIÁRIAS NO DISTRITO DE BRAGANÇA.....	21
3.1. História e Evolução	21
3.2. Caracterização da amostra de 71 pontes.....	23
3.3. Dimensionamento por Métodos Empíricos	25
4. ANÁLISE COMPUTACIONAL DA SEGURANÇA DAS PONTES	26
4.1. Teoria da Análise Limite	26
4.2. Definição de Pontes de Referência.....	28
4.3. Parâmetros Intervenientes.....	37
4.4. Cargas Atuantes	38
4.5. Capacidade de Carga das Pontes.....	39
4.5.1. Pontes A e B.....	39
4.5.2. Pontes C e D.....	72
5. CONCLUSÕES	91
REFERÊNCIAS	93
ANEXOS	97

ÍNDICE DE TABELAS

Tabela 1 - Número de vãos da amostra	29
Tabela 2 - Pontes tipo de vão único – Parâmetros Geométricos	33
Tabela 3 - Parâmetros Geométricos Ponte da Arranca	35
Tabela 4 - Parâmetros Geométricos Ponte Internacional de Quintanilha	36
Tabela 5 - Variação Paramétrica.....	38
Tabela 6 - Variação paramétrica Ponte A	43
Tabela 7 - Variação Paramétrica Ponte B	56
Tabela 8 - Fatores de carga para as pontes de referência de vão único.	67
Tabela 9 - Variação paramétrica Ponte C e D	76
Tabela 10 - Fatores de carga para as pontes de múltiplos vãos	88
Tabela 11 - Coeficientes de ponderação de cargas	102

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1 - Esquema representativo dos elementos estruturais das pontes em arco de alvenaria.....	4
Figura 2 - (a) Enchimento visível com materiais soltos e (b) Muro de tímpano secundário na zona de enchimento.....	4
Figura 3 - (a) Ponte com olhais no muro de tímpano e (b) Ponte com arcos secundários no muro de tímpano.....	5
Figura 4 - Arcos genuínos comuns	6
Figura 5 - Ponte Velha em Mirandela	6
Figura 6 - Elementos do arco.....	7
Figura 7 - Fundações sobre poços de alvenaria: (a) execução de um poço; (b) arcos de fundação assentes sobre poços de diferentes tipologias	8
Figura 8 - Esquema ilustrativo dos talhantes e talha-mares nos pilares.....	8
Figura 9 - Tabuleiro (a) em laje de betão armado com pavimento betuminoso e (b) em unidades de alvenaria de pedra	9
Figura 10 - (a) Formação de rótula na situação limite; (b) Linha de pressões do arco em colapso	11
Figura 11 - Arco invertido se portando como cabo suspenso	11
Figura 12 – (a) Dispersão das cargas na ponte em arco de alvenaria; (b) Detalhes do modelo de dispersão de carga Boussinesq.....	13
Figura 13 - Coeficientes de impulso passivo comumente usados para: (a) grande rotação; (b) rotação pequena da parede; (c) rotação do segmento do arco	13
Figura 14 - Funcionamento da ponte na direção longitudinal.....	14
Figura 15 - Funcionamento da ponte na direção transversal.....	15
Figura 16 - Mecanismos de rotura: (a) quatro rótulas (b) cinco rótulas.....	17
Figura 17 - Mecanismo de falha multi-arco de 7 rótulas	18
Figura 18 – Danos estruturais do modo de falha multi-arco de 7 rótulas	18
Figura 19 - Mecanismo de colapso por esmagamento dos tímpanos.....	19
Figura 20 - Carta itinerária das estradas romanas e suas variantes dentro do distrito de Bragança e regiões confinantes.....	21
Figura 21 - Rede viária do Distrito de Bragança	22

Figura 22 - Tipos de arcos encontrados nas pontes da região de Bragança: (a) arco segmentado; (b) arco semicircular; (c) arco abatido; (d) arco em ogiva.	24
Figura 23 - Espessuras dos arcos em pontes da região de Bragança: (a) espessura irregular; (b) espessura constante; (c) espessura variável.	24
Figura 24 - Talha-mares em pontes da região de Bragança: (a) Talha-mares robustos e triangulares; (b) Talha-mares menor e mais arredondado	25
Figura 25 - Força lateral aplicada em (a) coluna de aço; (b) coluna de alvenaria e (c) Comportamento plástico ideal	26
Figura 26 - Parâmetros geométricos das pontes	28
Figura 27 - Relação entre o vão (s) e a razão entre a altura do arco e o vão (r/s).....	29
Figura 28 - Relação entre a espessura do arco e o vão.....	30
Figura 29 - Relação de largura do enchimento com o vão da amostra 1 para a encontrar a largura da ponte A	31
Figura 30 - Relação de largura do enchimento com o vão da amostra 2 para a encontrar a largura da ponte B.....	32
Figura 31 - - Relação de altura do enchimento com o vão da amostra 1 para a encontrar a largura da ponte A	32
Figura 32 - Relação de altura do enchimento com o vão da amostra 2 para a encontrar a largura da ponte B	33
Figura 33 - Ponte da Arranca em Vinhais: (a) Foto Antiga [Memórias, Hengerinaques, 2017]; (b) Vista frontal [Welcome Noroeste, 2012]; (c) Vista completa [Jesus, 2013].....	34
Figura 34 - Ponte da Quintanilha: (a) tabuleiro [Jesus, 2013]; (b) arco [Jesus 2013]; (c) vista longitudinal [Panoramio, s. d.].....	35
Figura 35 - Vista em planta do veículo tipo classe II.....	38
Figura 36 – Posição inicial X do veículo-tipo classe II na ponte	39
Figura 37 - Ponte A.....	40
Figura 38 - Variação do fator de carga com a posição da carga aplicada (ponte A)	40
Figura 39 - Variação do fator de carga na proximidade da posição crítica (ponte A) ..	41
Figura 40 - Mecanismo de colapso ponte A.....	41
Figura 41 - Ponte B	41
Figura 42 - Variação do fator de carga com a posição da carga aplicada (ponte B)	42
Figura 43 - Variação do fator de carga na proximidade da posição crítica (ponte B) ..	42
Figura 44 - Mecanismo de colapso ponte B	43
Figura 45 - Variação da posição da carga crítica com peso específico – γ (ponte A) ..	44

Figura 46 - Variação do fator de carga de colapso com peso específico – γ (ponte A)	44
Figura 47 - Fatores de carga versus posição para a variação das propriedades do enchimento – γ (ponte A)	45
Figura 48 - Mecanismo de colapso característico da variação do peso específico (ponte A)	45
Figura 49 - Variação da posição relativa da carga crítica com altura do enchimento – h (ponte A)	46
Figura 50 - Variação do fator de carga de colapso com altura do enchimento – h (ponte A)	46
Figura 51 - Fator de carga versus posição da carga para a variação da altura do enchimento – h (ponte A)	47
Figura 52 - Mecanismo de colapso para (a) $h=0,40\text{m}$; (b) $h=0,70\text{m}$ (ponte A)	47
Figura 53 - Variação da posição relativa da carga crítica com o coeficiente de impulso passivo – k_p (ponte A)	48
Figura 54 - Variação do fator de carga de colapso com o coeficiente de impulso passivo – k_p (ponte A)	48
Figura 55 - Fator de carga versus posição da carga com a variação do coeficiente de impulso passivo – k_p (ponte A)	49
Figura 56 - Mecanismo de colapso característico da variação paramétrica do coeficiente de impulso passivo (ponte A)	49
Figura 57 - Variação da posição relativa da carga crítica com a resistência à compressão da alvenaria – f_c (ponte A)	50
Figura 58 - Variação do fator de carga de colapso com a resistência à compressão da alvenaria – f_c (ponte A)	50
Figura 59 - Fator de carga versus posição da carga para a variação da resistência à compressão da alvenaria – f_c (ponte A)	51
Figura 60 - Mecanismo de colapso para (a) $f_c = 2\text{MPa}$; (b) $f_c = 15\text{MPa}$ (ponte A)	51
Figura 61 - Variação da posição relativa da carga crítica com a espessura do arco – t (ponte A)	52
Figura 62 - Variação do fator de carga de colapso com a espessura do arco – t (ponte A)	52
Figura 63 - Fator de carga versus posição da carga para a variação da espessura do arco – t (ponte A)	53
Figura 64 - Mecanismo de colapso para (a) $t=0,3\text{m}$; (b) $t=0,7\text{m}$ (ponte A)	53

Figura 65 - Variação da posição relativa da carga crítica com a largura – L (ponte A)	54
Figura 66 - Variação do fator de carga de colapso com a largura – L (ponte A)	54
Figura 67 - Fator de carga versus posição da carga para a variação da largura – L (ponte A)	55
Figura 68 - Mecanismo de colapso característico da variação paramétrica da largura (ponte A)	55
Figura 69 - Variação da posição relativa da carga crítica com o peso específico - γ (ponte B)	56
Figura 70 - Variação do fator de carga de colapso com o peso específico – γ (ponte B)	57
Figura 71 - Fator de carga versus posição da carga com a variação do peso específico - γ (ponte B)	57
Figura 72 - Mecanismo de colapso característico da variação paramétrica do peso específico - γ (ponte B)	58
Figura 73 - Variação do fator de carga de colapso com a altura do enchimento – h (ponte B)	58
Figura 74 - Variação do fator de carga com a altura do enchimento – h (ponte B)	59
Figura 75 - Fator de carga versus posição da carga com a variação da altura do enchimento – h (ponte B)	59
Figura 76 - Mecanismo de colapso: (a) $h=0,5m$; (b) $h=1,3m$ (ponte B)	60
Figura 77 - Variação da posição da carga de colapso com o coeficiente de impulso passivo – k_p (ponte B)	60
Figura 78 - Variação do fator de carga com o coeficiente de impulso passivo – k_p (ponte B)	60
Figura 79 - Fator de carga versus posição da carga com a variação de do coeficiente de impulso passivo (ponte B)	61
Figura 80 - Mecanismo de colapso para: (a) $k_p=0,3$; (b) $k_p=1,0$ (ponte B)	61
Figura 81 - Variação da posição relativa da carga crítica com a resistência à compressão da alvenaria – f_c (ponte B)	62
Figura 82 - Variação do fator de carga de colapso com a resistência à compressão da alvenaria – f_c (ponte B)	62
Figura 83 - Fator de carga versus posição da carga com a variação da resistência à compressão da alvenaria – f_c (ponte B)	63

Figura 84 - Mecanismo de colapso: (a) pela formação de cinco rótulas – $f_c=2\text{MPa}$; (b) pela formação de quatro rótulas – $f_c=15\text{MPa}$ (ponte B)	63
Figura 85 - Variação da posição relativa com a espessura do arco – t (ponte B).....	64
Figura 86 - Variação do fator de carga com a espessura do arco – t (ponte B).....	64
Figura 87 - Fator de carga versus posição da carga com a variação da espessura do arco – t (ponte B)	65
Figura 88 - Mecanismo de colapso por: (a) formação de cinco rótulas - $t=0,5\text{m}$; (b) formação de quatro rótulas - $t=0,9\text{m}$ (ponte B).....	65
Figura 89 - Variação da posição relativa com a largura - L (ponte B)	66
Figura 90 - Variação do fator de carga com a largura – L (ponte B).....	66
Figura 91 - Fator de carga versus posição da carga com a variação da largura – L (ponte B).....	67
Figura 92 - Mecanismo de colapso para variação da largura – L (ponte B)	67
Figura 93 - Análise paramétrica pontes de pequeno vão e arco profundo	68
Figura 94 - Análise paramétrica pontes de médio vão e arco profundo.....	69
Figura 95 - Fator de carga versus posição da carga: comparação entre as pontes A e B	70
Figura 96 - Análise paramétrica – comparação entre as pontes A e B	72
Figura 97 - Variação do fator de carga com a posição do veículo ao longo da ponte da Arranca (C)	73
Figura 98 - Variação do fator de carga ao longo do 1º arco (ponte C)	74
Figura 99 - Mecanismo da ponte da Arranca (C)	74
Figura 100 - Variação do fator de carga com a posição do veículo ao longo da ponte (D)	75
Figura 101 - Variação do fator de carga ao longo do 3º arco (ponte D)	75
Figura 102 - Mecanismo de colapso típico ponte D	76
Figura 103 - Variação da posição relativa da carga crítica com o peso específico – γ (ponte C)	77
Figura 104 - Variação do fator de carga de colapso com o peso específico – γ (ponte C)	77
Figura 105 - Fator de carga versus posição da carga para variação do peso específico – γ (ponte C).....	78
Figura 106 - Mecanismo de colapso para a variação de do peso específico – γ (ponte C)	78

Figura 107 - Variação da posição da carga crítica com o coeficiente de impulso passivo – k_p (ponte C).....	79
Figura 108 - Variação do fator de carga com o coeficiente de impulso passivo – k_p (ponte C)	79
Figura 109 - Fator de carga versus posição da carga para a variação do coeficiente de impulso passivo – k_p (ponte C).....	80
Figura 110 - Mecanismo de colapso para a variação do coeficiente de impulso passivo (k_p)	80
Figura 111 - Variação da posição da carga crítica com a resistência à compressão da alvenaria – f_c (ponte C)	81
Figura 112 - Variação do fator de carga com a resistência à compressão da alvenaria – f_c (ponte C)	81
Figura 113 - Fator de carga versus posição da carga com a variação da resistência à compressão – f_c (ponte C)	82
Figura 114 - Mecanismo de colapso para a variação da resistência à compressão da alvenaria – f_c (ponte C)	82
Figura 115 - Variação da posição da carga crítica com o peso específico – γ (ponte D)	83
Figura 116 - Variação do fator de carga com o peso específico – γ (ponte D)	83
Figura 117 - Fator de carga versus posição da carga com a variação do peso específico – γ (ponte D)	84
Figura 118 - Mecanismo de colapso para a variação do peso específico – γ (ponte D)	84
Figura 119 - Variação da posição da carga crítica com o coeficiente de impulso passivo – k_p (ponte D)	85
Figura 120 - Variação do fator de carga de colapso com o coeficiente de impulso passivo – k_p (ponte D)	85
Figura 121 - Fator de carga versus a posição da carga com a variação do coeficiente de impulso mobilizado – k_p (ponte D).....	86
Figura 122 - Mecanismo de colapso para variação do coeficiente de impulso passivo – k_p (ponte D)	86
Figura 123 - Variação da posição da carga de colapso com a resistência à compressão da alvenaria – f_c (ponte D).....	87

Figura 124 - Variação do fator de carga de colapso com a resistência à compressão da alvenaria – f_c (ponte D)	87
Figura 125 - Fator de carga versus posição da carga com a variação da resistência à compressão da alvenaria – f_c (ponte D)	88
Figura 126 - Mecanismo de colapso para variação da resistência à compressão – $f_c=2\text{MPa}$ (ponte D).....	88
Figura 127 - Análise paramétrica ponte C.....	89
Figura 128 - Análise paramétrica ponte D	90
Figura 129 - Passo 1: Guia Project	100
Figura 130 – Passo 2: Guia “Geometry” (a) geometria dos encontros; (b) geometria dos arcos (intradorso) e (c) geometria do enchimento.....	101
Figura 131 - Passo 3: Guia “Partial Factors”	102
Figura 132 - Passo 4: Guia “Materials”: (a) alvenaria; (b) enchimento; (c) pavimento.	103
Figura 133 – Passo 5: Guia “Loads”: (a) casos de carga; (b) adição de casos de carga; (c) definição do veículo-tipo.....	104

1. INTRODUÇÃO

1.1. Enquadramento

Ao longo dos anos, o ser humano foi desenvolvendo e aperfeiçoando técnicas de arquitetura e engenharia devido à necessidade de expandir seus horizontes e vencer os obstáculos encontrados no caminho. A construção de pontes foi uma das alternativas adotadas de ultrapassar obstáculos nas redes viárias, sendo o formato de arco uma característica marcante nas pontes construídas nos séculos passados.

Como objeto de estudo neste trabalho, as pontes em arco de alvenaria são obras de forte presença e de grande valor patrimonial na região de Bragança. Essas estruturas traduzem os conceitos e interpretações da época no que se refere à construção civil e, arquitetonicamente, espelham a cultura dos povos antigos locais.

Com o aumento da quantidade e intensidade do tráfego ao longo dos anos, as pontes foram submetidas a condições distintas das quais foram originalmente projetadas. Dessa forma, mostra-se importante o estudo do comportamento e capacidade de carga das pontes em arco de alvenaria para uma avaliação quanto à segurança estrutural, uma vez que essas estruturas estão sujeitas à exploração rodoviária e possuem idade avançada.

Para tal avaliação, esta dissertação apresentará uma análise estrutural realizada por meio de simulações numéricas computacionais utilizando o software *LimitStateRING*, para estudar a capacidade de carga e os tipos de mecanismos de colapso, a partir dos dados relativos às características geométricas das pontes levantados na tese “Caraterização Geométrico-Estrutural de Pontes em Arco de Alvenaria na Região de Bragança” de João Jorge Carrazedo de Jesus (2013).

1.2. Objetivos

O principal objetivo deste trabalho é analisar a segurança estrutural de pontes em arco de alvenaria da região de Bragança - Portugal, em sua atual condição de conservação e exploração, através de simulações numéricas computacionais.

Na impossibilidade de analisar todas, para esta análise, visa-se identificar pontes de referência e avaliar a influência dos principais parâmetros físicos, mecânicos e geométricos em termos de capacidade de carga, além de estudar os tipos de mecanismos de colapso que podem ocorrer nas pontes em arco de alvenaria

Desta forma, o presente estudo pretende contribuir para a preservação do patrimônio histórico e cultural da região de Bragança.

1.3. Organização da Tese

A presente dissertação está dividida em cinco capítulos. Este primeiro capítulo é constituído por uma pequena introdução, onde são descritos os objetivos e a importância do trabalho realizado.

No capítulo 2 realiza-se uma contextualização das características das pontes em arco de alvenaria, descrevendo seus materiais, componentes, funcionamento mecânico e possíveis mecanismos de colapso.

O capítulo 3 descreve de maneira sucinta os levantamentos realizados e os resultados obtidos de um estudo empírico realizado por Jesus (2013), que avalia a segurança das pontes em arco de alvenaria em Bragança. É realizada também uma breve resenha histórica das redes viárias no distrito de Bragança para perceber a incidência e evolução das pontes da região. As informações apresentadas no capítulo 3 servirão como base para a análise numérica desta dissertação.

A seguir, o capítulo 4 divide-se em cinco subitens principais. No primeiro subitem faz-se uma breve explicação do programa de cálculo (LimitStateRING 3.2b) utilizado para a análise numérica das pontes, bem como a teoria a qual o programa se fundamenta. Posteriormente define-se as pontes de referência de vão único e as pontes particulares utilizadas no estudo numérico, além da definição das cargas atuantes. É definido também os parâmetros de variação para análise paramétrica. É ainda apresentado no capítulo 4 os resultados obtidos pelo estudo numérico e paramétrico da capacidade de carga das pontes de referência e singulares, seguidos de uma breve discussão acerca do que foi observado.

Finalmente, no capítulo 5 descreve-se algumas considerações gerais finais do estudo realizado e apresenta-se algumas sugestões para desenvolvimentos futuros.

2. PONTES EM ARCO DE ALVENARIA

Neste capítulo serão apresentadas as características geométricas e estruturais das pontes em arco de alvenaria no âmbito geral. Apresentar-se-á também um breve contexto histórico desses tipos de pontes presentes na região do distrito de Bragança.

2.1. Material (alvenaria)

A alvenaria é o material dominante na constituição das pontes em arco. Trata-se da associação de um conjunto de unidades de alvenaria e argamassa que possuem propriedades mecânicas intrínsecas que favorecem a constituição de um sistema estrutural.

As unidades de alvenaria podem ser de tijolos, blocos, ou pedras, sendo mais comum nas pontes antigas, a utilização da pedra. A disposição das unidades é dada de maneira mais ou menos imbricada, de modo que, gravitacionalmente, o equilíbrio fosse assegurado através de tensões de compressão e atrito. As juntas podem apresentar material ligante (terra, argila ou argamassa), ou se dar apenas pela sobreposição das unidades, caracterizando uma junta seca (Roque, 2002).

O resultado da união e disposição dos elementos supracitados caracteriza a alvenaria como um material heterogêneo, intrinsecamente descontínuo, com boa resistência à compressão, baixa resistência à tração e baixo risco de deslizamento perante a gravidade (Roque, 2002).

2.2. Componentes

As pontes em arco de alvenaria são constituídas por elementos estruturais e elementos não-estruturais. Os elementos estruturais dividem-se em principais e secundários. As fundações, os pilares, os encontros, os arcos, os muros de tímpano e o enchimento são considerados os elementos estruturais principais da ponte. Os talhantes e talha-mares são considerados os elementos estruturais secundários. Como elementos não-estruturais encontram-se o tabuleiro e as guardas laterais. A Figura 1 ilustra de forma esquemática os elementos constituintes das pontes em arco de alvenaria.

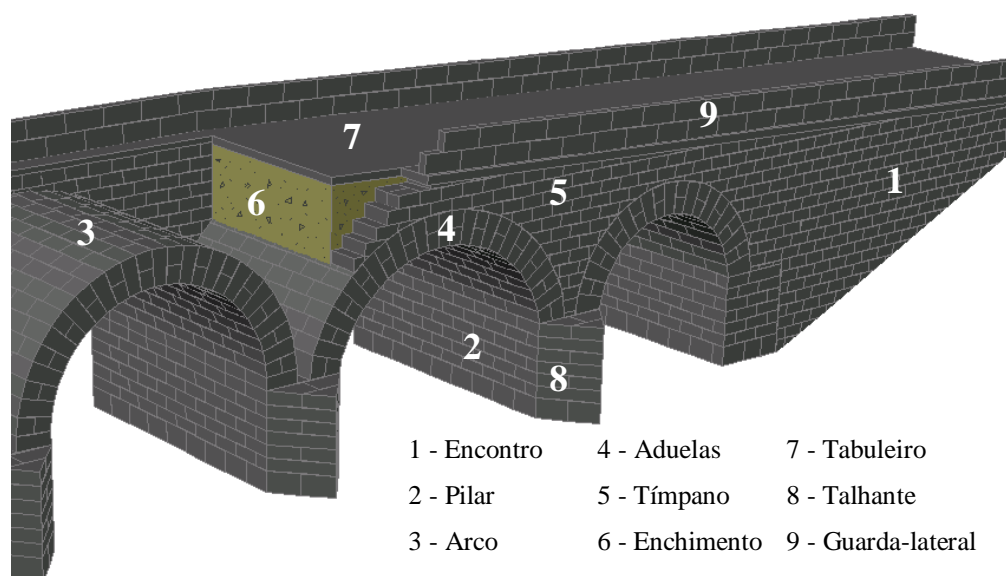


Figura 1 - Esquema representativo dos elementos estruturais das pontes em arco de alvenaria [Costa C., 2009]

- Enchimento

O enchimento da ponte em alvenaria é o elemento responsável por preencher o vazio existente entre os muros de tímpanos e os arcos, completando assim a forma da ponte. É constituído geralmente por materiais soltos com granulometria extensa, conforme Figura 2a. Nas pontes com tabuleiros mais largos, na zona de enchimento, era corrente a construção de muros de tímpanos secundários (Figura 2b) para auxiliar a distribuição das cargas para o arco, para aliviar os impulsos horizontais transmitidos aos muros de tímpano primários e para garantir maior estabilidade global (Costa, 2009).

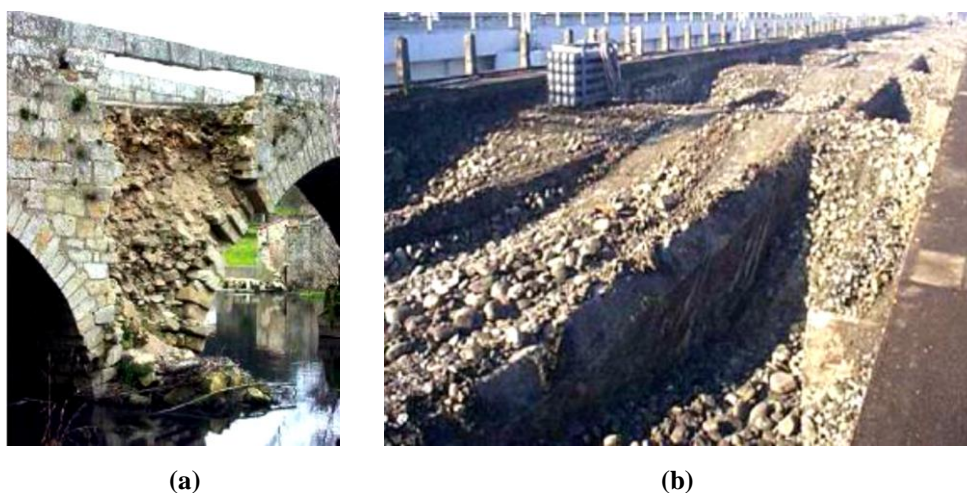


Figura 2 - (a) Enchimento visível com materiais soltos e (b) Muro de tímpano secundário na zona de enchimento [Morais, 2012]

- Muros de Tímpano

Os muros de tímpano são os elementos verticais em alvenaria que servem como cofragens perdidas para o enchimento, tendo assim que resistir aos impulsos ativos que o enchimento provoca (Costa, 2009).

Para adquirir uma maior estabilidade, o paramento interior dos tímpanos pode ser inclinado ou em degraus de espessuras decrescentes com o incremento da altura, podendo ser considerados elementos estruturais de grande rigidez (Morais 2012).

Nos tímpanos podem existir olhais e arcos secundários. Os olhais (Figura 3a) são construídos para facilitar o escoamento do curso d'água em períodos de cheias, aumentando a secção de vazão. Os arcos secundários (Figura 3b) são construídos para aliviar a ação da carga gravítica permanente sobre o arco principal.



(a)

(b)

Figura 3 - (a) Ponte com olhais no muro de tímpano e (b) Ponte com arcos secundários no muro de tímpano
[Morais, 2012]

- Arcos

Os arcos são os elementos base do sistema estrutural das pontes em arco. Eles materializam os vãos a vencer e suportam a maior parte das cargas provenientes do tabuleiro da ponte. Para Leonhardt (1982), o arco é a melhor geometria para uma ponte, pois além de valorizar a estética, este formato favorece a transmissão das cargas atuantes aos extremos, atendendo à função que uma ponte possui.

Ragette (2003) divide os arcos em três grupos principais: arcos genuínos, arcos adversos e arcos decorativos. Os arcos genuínos são os mais comumente encontrados em pontes, pois possuem sua forma correspondente ao fluxo natural das forças. Dividem-se basicamente em arco parabólico, adintelado, semicircular ou volta perfeita, segmentado, ogival, elíptico e abatido. A Figura 4 ilustra os formatos de arcos genuínos mais comuns. Os arcos adversos são aqueles que não correspondem totalmente ao fluxo natural das forças, e os arcos decorativos têm formas que contradizem a linha natural do abobodar ou nem se quer funcionam como arcos. Os exemplos de arcos desses dois últimos grupos podem ser encontrados em Ragette (2003) e em Nunes (2009). A Figura 5 mostra a Ponte Velha em Mirandela que traz consigo vários exemplos de diferentes formas de arco. Há ainda outras maneiras de dividir e classificar os arcos conforme seu formato, que podem ser verificadas nos estudos de Sanchez (2011).

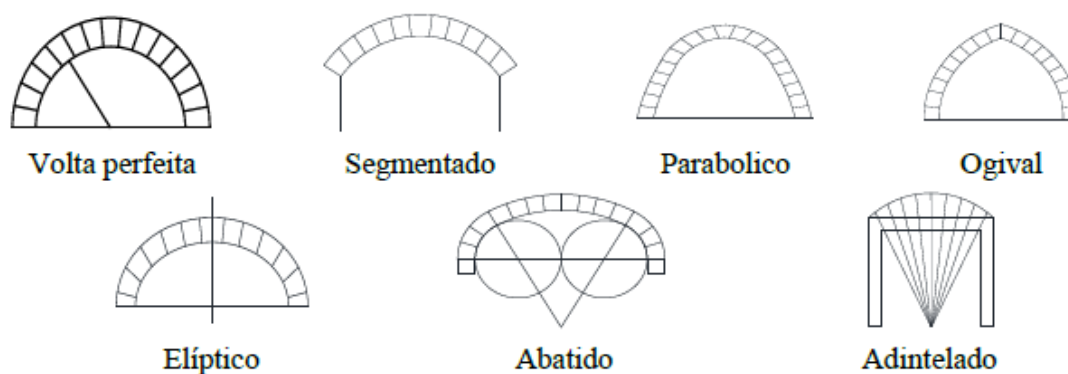


Figura 4 - Arcos genuínos comuns
[Morais, 2012]



Figura 5 - Ponte Velha em Mirandela
[Costa, 2009]

Nos arcos em alvenaria, o formato se dá por meio da associação de unidades de alvenaria, denominadas aduelas, geralmente em forma de cunha e de elevada resistência à compressão. Além disso, as superfícies interior e exterior do arco recebem o nome de intradorso e extradorso, respectivamente. A Figura 6 ilustra esses elementos e outros constituintes do arco.

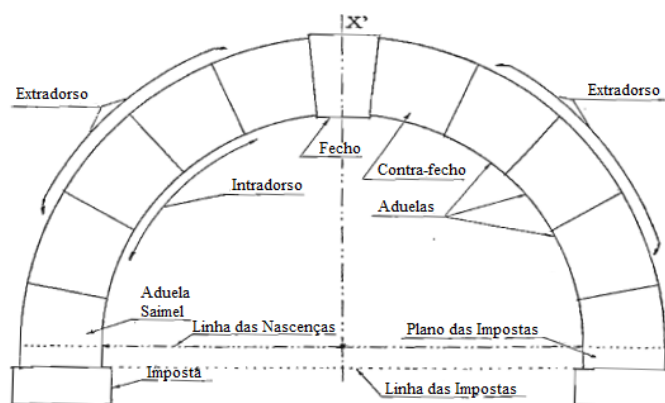


Figura 6 - Elementos do arco
[Adaptado de Costa, 1971]

- Encontros e Pilares

Os encontros são os apoios dos arcos nas extremidades das pontes, enquanto os pilares são os apoios dos arcos nos demais vãos. Em geral, ambos possuem seção transversal de geometria retangular. A sua função é transmitir as cargas às fundações, além de resistirem a esforços provenientes do vento e do escoamento de cursos d'água onde estão inseridos. Pontes de vão único não possuem pilares, somente encontros (Costa, 2009; Morais, 2012).

De maneira geral, os encontros são constituídos no seu interior por material de enchimento conforme comentam Costa (2009), Morais (2012) e Jesus (2013). Já os pilares podem ser constituídos integralmente por alvenaria com blocos de grandes dimensões, ou constituídos por uma seção oca em alvenaria que era preenchida com solo e cascalho (Lourenço e Oliveira, 2003).

- Fundações

As fundações recebem todos os esforços provenientes da superestrutura e são responsáveis por transmiti-los ao maciço de fundação. Segundo Costa (2009) e Morais (2012), as fundações utilizadas nas pontes em arco de alvenaria podem ser tanto diretas quanto indiretas. As fundações diretas podem ser materializadas diretamente apoiando o pilar sobre o maciço rochoso, ou por sapatas isoladas ou contínuas apoiadas sobre o afloramento rochoso. Já

as fundações indiretas podem ser materializadas por meio de poços e pegões, conforme a Figura 7.

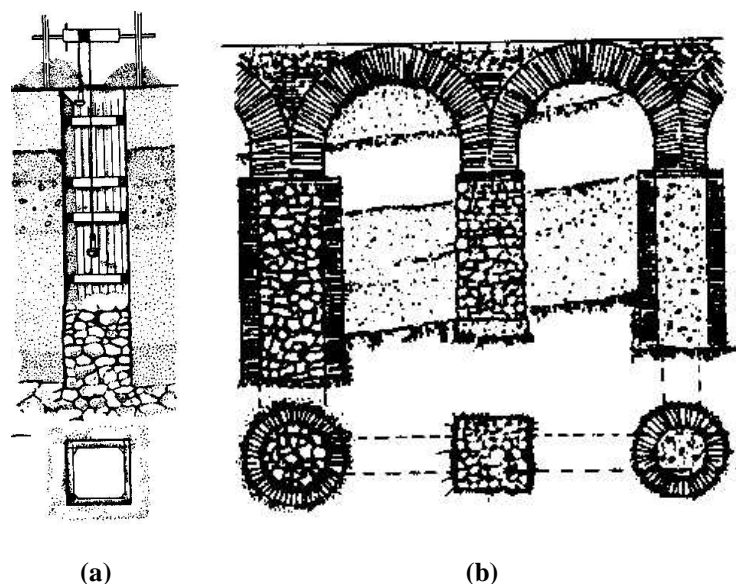


Figura 7 - Fundações sobre poços de alvenaria: (a) execução de um poço; (b) arcos de fundação assentes sobre poços de diferentes tipologias [Piccirilli, 1996]

- Talhantes e talha-mares

Como exemplos de elementos secundários, tem-se os talhantes e os talha-mares (ou quebra-mares), ambos com a função de proteger os pilares, como mostra a Figura 8. Os talhantes são elementos de alvenaria com geometria normalmente retangular, construídos na face a jusante do sentido do fluxo d'água, com o objetivo de proteger o pilar da sucção causada pelos vórtices de água. Já os talha-mares, também chamados de quebrantes, são elementos de geometria normalmente triangular ou arredondada, construídos na face a montante do fluxo d'água, cujo objetivo é encaminhar o escoamento do curso de água reduzindo a pressão hidrodinâmica sobre os pilares (Costa, 2009; Morais, 2012 e Serra, 2013).

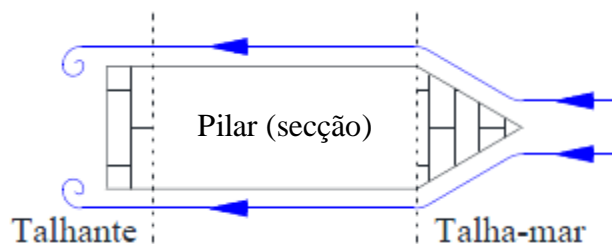


Figura 8 - Esquema ilustrativo dos talhantes e talha-mares nos pilares [Adaptado de Morais, 2012]

De acordo com Moraes (2012), os talhantes e os talha-mares eram construídos depois que todos os elementos estruturais estivessem concluídos, não havendo nenhuma ligação com os pilares, identificando-se como um ponto fraco do funcionamento das pontes antigas. Devido a isso, esses elementos passaram a ser construídos como uma continuidade dos pilares, nas pontes mais recentes.

- Tabuleiro e Pavimento

O tabuleiro é o elemento responsável por receber diretamente as cargas provenientes do tráfego rodoviário, ferroviário e/ou pedonal e transmiti-las à estrutura da ponte. A princípio, os tabuleiros eram construídos com unidades de alvenaria de pedra – calçada (Figura 9a). Porém, com o aumento das cargas e intensidade do tráfego, procedeu-se, recentemente, em alguns casos, à ampliação e reforço do tabuleiro das pontes, através da colocação de laje de betão armado, sobre a qual é colocado um pavimento betuminoso (Figura 9b).



Figura 9 - Tabuleiro (a) em laje de betão armado com pavimento betuminoso e (b) em unidades de alvenaria de pedra [Rodrigues, 2014]

O tabuleiro é classificado como um elemento não-estrutural, no entanto, Costa (2009) salienta que as pontes reforçadas com laje de betão armado, nas quais a laje funciona simultaneamente com o pavimento, restringem o movimento dos muros de tímpano para fora do plano, exercendo assim, influência no comportamento estrutural.

- Guardas-laterais

Para a proteção dos usuários, encontram-se nas extremidades laterais das pontes elementos denominados de guardas-laterais. Esses elementos possuem a função de proteção contra queda e podem ser constituídos por alvenaria, madeira ou metal.

2.3. Funcionamento Mecânico

O comportamento estrutural de uma ponte possui grande dependência dos elementos que a compõe (principalmente o arco e o enchimento), dos materiais utilizados na constituição desses elementos e das ações que atuam na estrutura. A seguir será descrito como se dá o funcionamento mecânico das pontes em função das variáveis mencionadas anteriormente, iniciando pelos elementos principais e seus materiais constituintes, seguido de uma explicação da atuação dos esforços em toda a estrutura.

- Arco

O arco é um elemento estrutural de capacidade portante muito elevada à compressão e resistência à tração muito baixa.

De acordo com Costa (2009), para que o arco funcione com eficiência, ele dependerá de alguns fatores, tais como: a distribuição das cargas no interior do enchimento; a mobilização das reações horizontais dos apoios; e o valor das cargas pontuais comparadas com as permanentes. Caso alguma dessas situações gerem esforços de tração ou então esforços de compressão maiores que o resistente, podem ocorrer abertura de juntas e/ou esmagamento do arco.

A situação limite, com a abertura de juntas e esmagamento do arco, ilustrada pela Figura 10a, gera uma rótula na secção correspondente à situação na qual a linha de pressões passa por uma das extremidades da secção do arco (Figura 10b). Assim, faz-se necessário compreender o que são linhas de pressões e como sua configuração influencia no comportamento geral da estrutura.

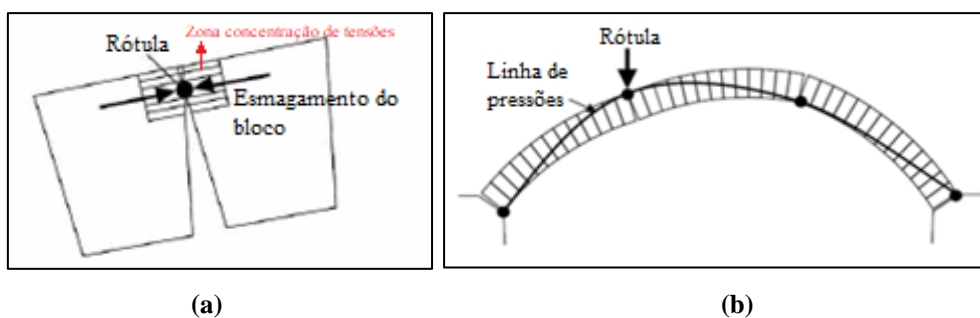


Figura 10 - (a) Formação de rótula na situação limite; (b) Linha de pressões do arco em colapso [Adaptado de Lemos, 2009]

- Linha de Pressões

Quando uma ponte está submetida a cargas externas, são gerados, em contrapartida, esforços internos. O momento resistente no arco varia constantemente ao longo do seu desenvolvimento, devido a sua geometria, tornando os diagramas de momentos difíceis de interpretar. Sendo assim, convencionou-se desenhar para cada secção do arco, a excentricidade da força de compressão. O resultado desses desenhos forma uma linha denominada linha de pressões (Lemos, 2009).

Huerta (2005) define a linha de pressão como a linha formada pelo lugar geométrico dos centros de pressões em cada segmento. O andamento da linha de pressões depende da geometria do arco, das cargas e das juntas planas consideradas.

Admitindo que o arco não apresenta resistência a esforços de tração e que não há atrito entre as aduelas, Gago (2004) faz uma analogia entre o funcionamento da linha de pressão do arco e o funcionamento de cabos suspensos, dizendo que estes trabalham de maneira inversa. Essa analogia também é mencionada por Huerta (2005) que diz que ao girar o arco, o que eram forças de compressão serão transformadas em forças de tração, ou seja, as aduelas penderão como em um cabo suspenso. Esse efeito pode ser visto na Figura 11.

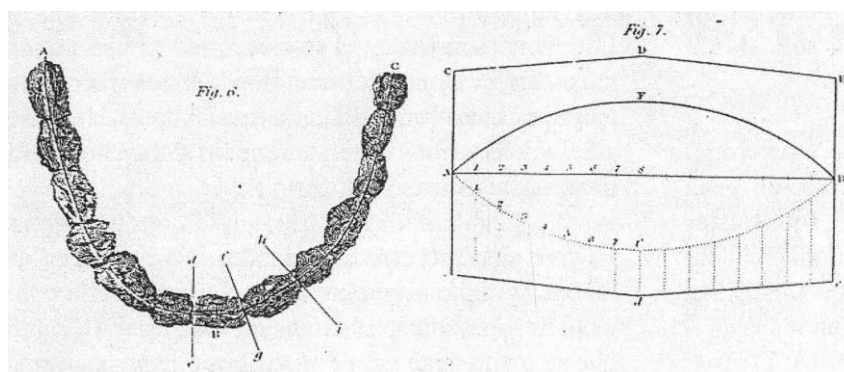


Figura 11 - Arco invertido se portando como cabo suspenso [Adaptado de Huerta, 2005]

Huerta (2005), ainda menciona que Hooke, em 1670 constatou em seus estudos que se todas as aduelas do arco tiverem o mesmo tamanho, a linha de pressões se aproximará muito de uma catenária invertida.

Dentro da espessura de um arco, existem ainda vários formatos que a linha de pressões pode assumir para admitir um equilíbrio (Canhão, 2010).

- Enchimento

As cargas atuantes no tabuleiro irão se degradar para os arcos das pontes, através do enchimento. Essa degradação de carga é influenciada pelas características mecânicas e físicas do material de enchimento, nomeadamente o ângulo de atrito (ϕ), o peso específico (γ) e o coeficiente de impulso passivo (k_p) resultante das pressões geradas no enchimento perante a rotação do arco (Morais, 2012). Quando esses parâmetros configuram uma diminuição de rigidez do enchimento, conduz-se a uma situação de menor degradação das cargas.

A configuração da degradação das cargas considerada para o presente estudo segue o modelo de Dispersão de Boussinesq, que é correntemente utilizado.

Além de distribuir as cargas, o enchimento possui uma função estabilizadora, conforme Gago (2004). Essa estabilidade deve-se à redução do impulso horizontal por ter uma maior intensidade de carga junto da imposta do arco. Além disso, o peso do enchimento no extradorso do arco tem o efeito favorável de deslocar a linha de pressões correspondente ao peso próprio do arco para o interior da sua espessura.

- Dispersão de Boussinesq

O modelo de dispersão de Boussinesq estabelece uma configuração da dispersão das cargas no enchimento até o arco, conforme ilustra a Figura 12. Essa configuração possui formato de cone e um ângulo de dispersão (θ) que pode atingir valores variados. (Para o presente estudo foi adotado o valor de $\theta = 30^\circ$).

Do ponto de vista teórico, essa dispersão não é inteiramente satisfatória, visto que o enchimento não é um espaço elástico semi-infinito, e que a distribuição elástica pode não ser compatível com o mecanismo de rotura. No entanto, os testes de laboratório indicam que esse

modelo melhor se aproxima da realidade do que as distribuições uniformes de pressão (LimitState Ltd, 2016).

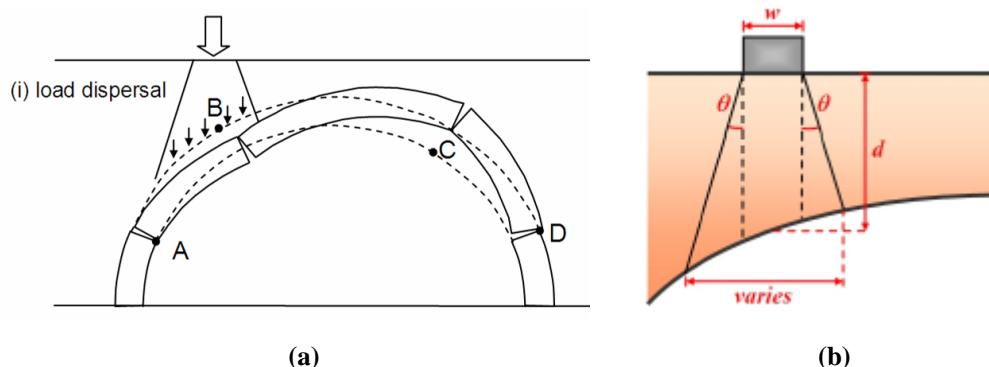


Figura 12 – (a) Dispersão das cargas na ponte em arco de alvenaria; (b) Detalhes do modelo de dispersão de carga Boussinesq [LimitState Ltd, 2016]

- Coeficiente de impulso passivo (k_p)

Em situação de colapso da ponte, algumas partes do arco se moverão para o enchimento, mobilizando pressões passivas no solo de enchimento, enquanto outras partes do arco se afastarão do enchimento, mobilizando pressões ativas. As pressões passivas, em particular, podem ter um efeito significativo na carga de colapso do arco (LimitState Ltd, 2016).

Muitas vezes, no colapso, a estrutura não se mobiliza inteiramente em direção ao solo, a não ser que se tenha rotações muito grandes. Nesses casos, é frequentemente utilizado na prática, um coeficiente de impulso passivo reduzido (k_p'), conforme ilustra a Figura 13b. Se a estrutura tiver um formato curvado, como é o caso do arco, pode-se reduzir ainda mais o valor desse coeficiente (Figura 13c).

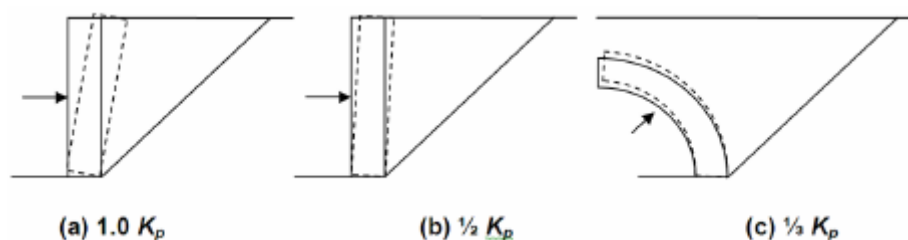


Figura 13 - Coeficientes de impulso passivo comumente usados para: (a) grande rotação; (b) rotação pequena da parede; (c) rotação do segmento do arco
Fonte: LimitState Ltd, 2016.

O valor do coeficiente de impulso passivo (k_p) segue a equação determinada pela teoria de Rankine que é uma função do ângulo de atrito (ϕ) do solo de enchimento. Como os elementos

em estudo se tratam de arcos, reduziu-se em um terço (1/3) o valor de k_p , conforme referido na Figura 13c. Optou-se por reduzir ainda mais o coeficiente de impulso passivo, trazendo seu valor para a metade, devido a sua influência conservativa na avaliação da segurança e à incerteza a respeito do seu valor (Smith et al. 2004).

O coeficiente de impulso passivo reduzido (k_p') resulta então na seguinte equação:

$$k_p' = \left(\frac{1 + \text{sen } \phi}{1 - \text{sen } \phi} \right) \times \frac{1}{3} \times \frac{1}{2}$$

- Transmissão das Cargas

De maneira geral, a distribuição das cargas se inicia pelo pavimento/tabuleiro, onde as cargas advindas do tráfego atuam diretamente. O pavimento/ tabuleiro encaminha estas cargas de utilização, juntamente com as cargas de peso próprio, para o enchimento, o qual as transmite para os muros de tímpano e para o arco. As cargas simultaneamente recebidas no arco são transmitidas aos pilares que as descarregam nas fundações.

Para Costa (2009), a transmissão das cargas atuantes nas pontes em arco de alvenaria, se dá de maneira diferente nas direções longitudinal e transversal, conforme se ilustra nas Figura 14 e Figura 15. Na direção longitudinal, o comportamento estrutural depende principalmente do funcionamento do arco sob a ação das cargas, transmitidas pelo enchimento e pelos muros de tímpano. Na direção transversal, a estrutura se comporta conforme a interação estabelecida entre o enchimento, os muros de tímpano e o arco.

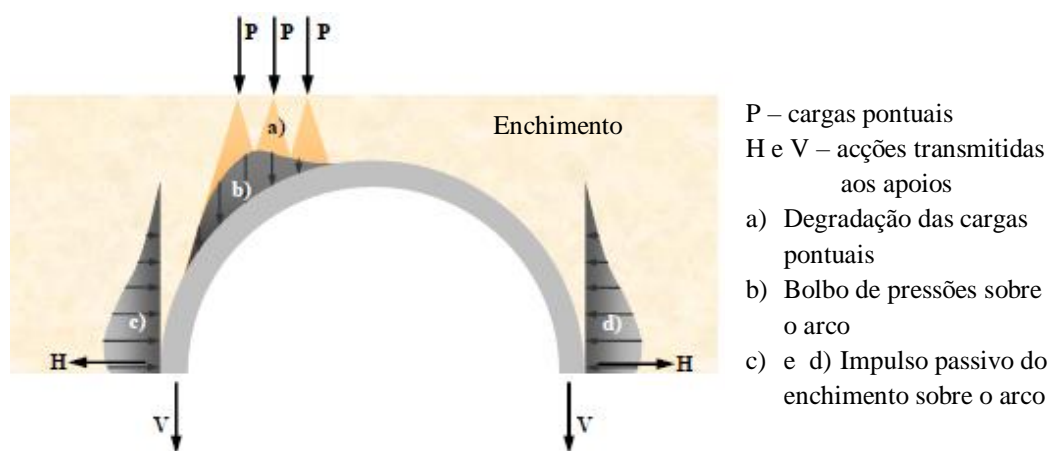


Figura 14 - Funcionamento da ponte na direção longitudinal
Fonte: Costa, 2009.

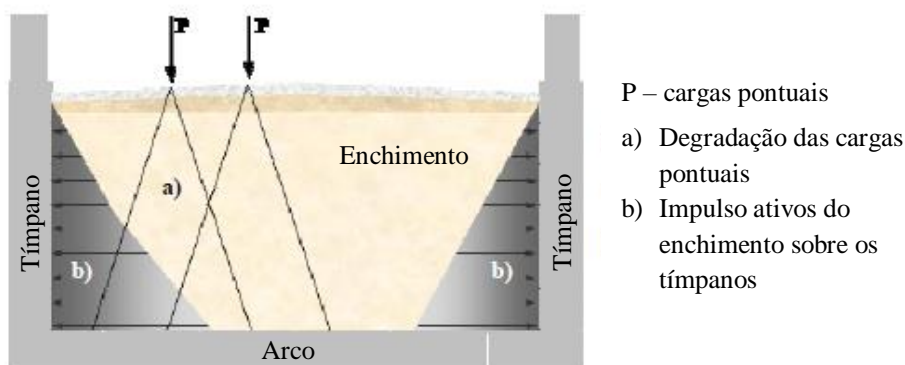


Figura 15 - Funcionamento da ponte na direção transversal

Fonte: Costa, 2009

Pode-se notar pelo esquema da *Figura 15* que o arco recebe grande parte das cargas atuantes na estrutura. Essa solicitação do arco exige que o mesmo possua uma elevada capacidade portante para suportar todos os esforços solicitados, sendo sua geometria e seu material constituinte, características fundamentais para que isso ocorra (Costa, 2009).

Também influenciam o comportamento estrutural das pontes: o tipo de rugosidade e a rigidez do tabuleiro. A rugosidade pode interferir no comportamento dinâmico da estrutura devido à ampliação do efeito da carga de tráfego que ela pode causar. No caso da rigidez, quanto mais rígido, mais uniforme é a transmissão de cargas ao enchimento (Costa, 2009; Morais, 2012).

Para além disso, as condições de confinamento dos muros de tímpano e dos arcos também são determinantes no comportamento do enchimento relativamente à distribuição de cargas. Quanto maior for o grau de confinamento, maior será a abrangência das cargas. Sendo assim, é possível dizer que na direção transversal efetiva da ponte o cone de degradação das cargas de forma é mais abrangente que longitudinalmente.

Por fim, as cargas chegam ao maciço rochoso de forma direta ou indireta dependendo do tipo de fundação escolhida. A eficiência dessa transmissão de esforços, de acordo com Costa (2009), tem relação com as condições de apoio. Em situações comuns é razoável admitir que os graus de liberdade nos apoios são restringidos.

2.4. Modos de Rotura de Pontes em Arco de Alvenaria

Para um melhor entendimento do funcionamento estrutural das pontes em arco de alvenaria, é importante fazer um estudo e identificação dos modos de rotura possíveis nessas estruturas.

As pontes em arco de alvenaria estão sujeitas a condições que podem implicar em um comprometimento do seu desempenho durante a utilização, e/ou condições que impliquem em um mecanismo de colapso. Essas condições caracterizam, respectivamente, o estado limite de utilização (ELUt) e o estado limite último (ELU), os quais são fundamentais para que se possa compreender situações que provoquem os modos de rotura e/ou anomalias na estrutura. Quando se excede um estado limite de utilização, significa que um certo grau de degradação foi atingido. Ao mais tardar, essa situação pode contribuir para que se atinja o estado limite último e conseqüentemente o colapso estrutural.

Melbourne e Tomor (2007), referem três tipos de estados limites, derivados do estado limite de utilização, que devem ser considerados para auxiliar a conservação da estrutura: os estados limites de manutenção (ELM), fadiga (ELF) e durabilidade (ELD). O ELM é determinado com base em critérios de largura de fissura, deflexão, vibração, etc., sendo difícil estabelecer limites significativos para as pontes em alvenaria. O ELF é determinado por falhas causadas por fadiga ou outros efeitos dependentes do tempo, sendo mais específico para pontes em aço ou betão. Por fim, o ELD refere-se à avaliação da vida útil restante no contexto dos parâmetros ambientais e estruturais.

Segundo Costa (2009), os tipos de rotura estão associados ao comportamento da ponte nas direções longitudinal e transversal. Como o arco é o principal elemento estrutural e seu desempenho mais importante acontece na direção longitudinal, o colapso é frequentemente caracterizado por modos de ruína longitudinais. Os mecanismos de colapso mais correntes nas pontes em arco de alvenaria são apresentados a seguir.

1) Modos de Rotura na Direção Longitudinal

a) Mecanismos de rótulas no arco

O arco é um elemento que funciona essencialmente a compressão, sendo a resistência do arco fundamentalmente determinada pela resistência das aduelas da sua alvenaria.

Como as aduelas são blocos justapostas (com ou sem argamassa nas juntas), constituem um elemento estrutural descontínuo que resiste pouco aos esforços de tração, apresentando potencial para ocorrência de aberturas e escorregamentos.

A abertura de juntas ocorre quando, na região das aduelas, a alvenaria não tem resistência à tração, mas a tração ocorre em uma das extremidades da secção. Nesta situação, a

linha de pressões tange a fibra extrema da secção, originando uma rótula que pode estar localizada no intradorso ou extradorso do arco.

A quantidade de rótulas que podem aparecer no arco, bem como suas posições, dependem do tipo de carga aplicada, das condições de fronteira e da resistência e rigidez dos materiais. Desta forma, podem ocorrer vários tipos de mecanismos de colapso por rótulas num arco, sendo mais comuns os mecanismos de quatro e cinco rótulas.

Com o aparecimento das rótulas nos arcos, também podem ocorrer danos locais, por esmagamento das secções, ou globais por instabilidade tipo “*snap-through*” de três rótulas, que serão melhor explicadas na sequência (Costa, 2009).

i) Modos de falha de quatro e cinco rótulas

O modo de rotura por rótulas pode ser causado por uma ação direta, no caso de cargas pontuais; ou por ações indiretas, geralmente provenientes de problemas na fundação, como no caso de deformações impostas, assentamentos e/ou rotação nos pilares (Álamo, 2001).

Na Figura 16, a carga pontual P1 aplicada a um terço do início do vão gera um mecanismo de rotura com quatro rótulas, enquanto que a carga pontual P2, aplicada no meio do vão, gera um mecanismo de rotura de cinco rótulas.

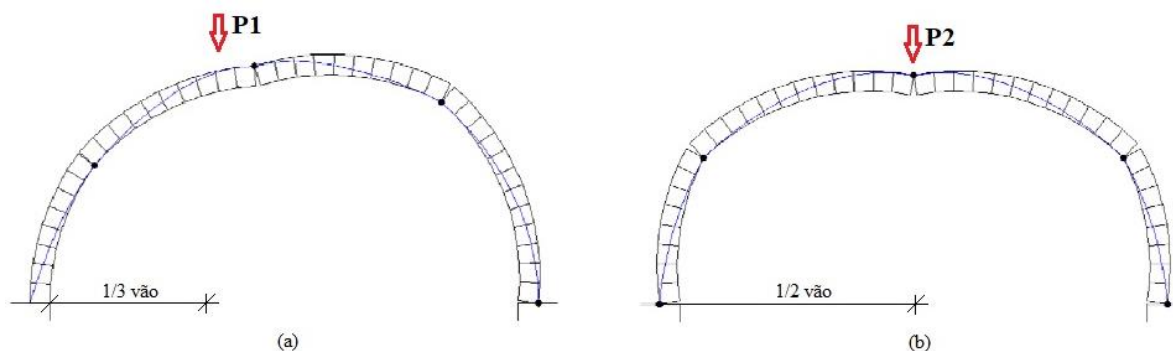


Figura 16 - Mecanismos de rotura: (a) quatro rótulas (b) cinco rótulas
[Adaptado de Costa, 2009]

Analisando as duas situações da Figura 16, é possível perceber que na situação (a), o colapso acontece com uma rótula a menos que na situação (b). Isso significa que há menos energia envolvida no mecanismo de colapso de quatro rótulas e, portanto, é necessária uma carga P1 de menor valor que a carga P2 para que ocorra rotura, caracterizando assim uma posição mais crítica para o arco.

Segundo Serra (2013) os muros de tímpano dificultam a formação das rótulas uma vez que eles exercem pressão sobre os arcos e enrijecem a estrutura. Essa contribuição para a estabilidade também pode ser fornecida pelo enchimento.

ii) Modo de falha multi-arco de sete rótulas

Para pontes com múltiplos arcos, poderá surgir um mecanismo de colapso por meio de rótulas, em dois vãos sucessivos de dimensões semelhantes. O grau de hiperstaticidade de uma ponte em arco de dois vãos é seis, sendo necessária, portanto, a formação de sete rótulas para que suceda seu colapso.

Este tipo de mecanismo ocorre quando o pilar intermédio aos arcos é esbelto, a ruína ocorre devido a interação que certa esbelteza de um pilar intermediário permite entre dois arcos sucessivos, desenvolvendo-se rótulas envolvendo os tímpanos acima dos arcos e a base do pilar entre os arcos. A Figura 17 esquematiza o modo de falha multi-arco, indicando as rótulas formadas, enquanto a Figura 18 ilustra os danos estruturais característicos deste tipo de colapso.

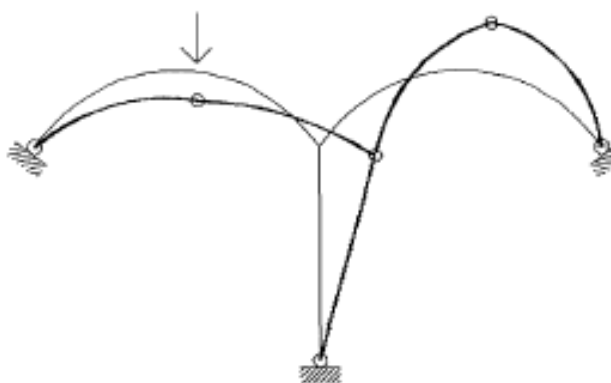


Figura 17 - Mecanismo de falha multi-arco de 7 rótulas
[Álamo, 2001]



Figura 18 – Danos estruturais do modo de falha multi-arco de 7 rótulas
[Costa, 2009]

iii) Modo de falha por “*snap-through*” de três rótulas

O modo de falha por “*snap-through*” forma três rótulas consecutivas e ocorre devido a uma possível instabilidade resultante da forma e flexibilidade do arco. É o colapso com menor frequência de ocorrência. Ocorre normalmente em arcos mais rebaixados, que estejam propícios a movimentos horizontais do enchimento e dos apoios, além de estar propício a grandes deformações verticais (Álamo 2001; Costa 2009 e Serra, 2013).

b) Mecanismo de esmagamento

i) Esmagamento do arco

Normalmente, as cargas atuantes nos arcos das pontes em alvenaria geram concentrações de tensões de compressão que não excedem as tensões resistentes. Todavia, podem existir casos nos quais o contrário acontece, como por exemplo, quando há passagem de uma carga excepcional sob a ponte, ou há um problema de fundação. A consequência desses casos mais remotos é o desenvolvimento do esmagamento de alguma secção, geralmente sob o ponto de aplicação da carga (Álamo, 2001; Costa, 2009 e Serra, 2013).

De acordo com Álamo (2001), esse mecanismo de falha é característico em arcos mais rebaixados e esbeltos, constituídos por materiais com resistência à compressão baixa e ligação entre as aduelas forte o suficiente para impedir a formação de rótulas.

ii) Esmagamento nos tímpanos

Esse tipo de rotura normalmente ocorre no colapso global da ponte. Está associado a esforços de compressão elevados que resultam em fendilhação paralela aos esforços de compressão (Serra, 2013).

Em uma campanha de ensaios realizada por Gilbert (1993), verificou-se que as fendas correspondentes ao esmagamento nos tímpanos surgem nas zonas de aplicação das cargas, conforme Figura 19. Nesse mecanismo também há o surgimento de uma fenda vertical ou levemente inclinada, devido ao efeito de compressão da carga vertical aplicada e à tração por rotação no plano do tímpano.

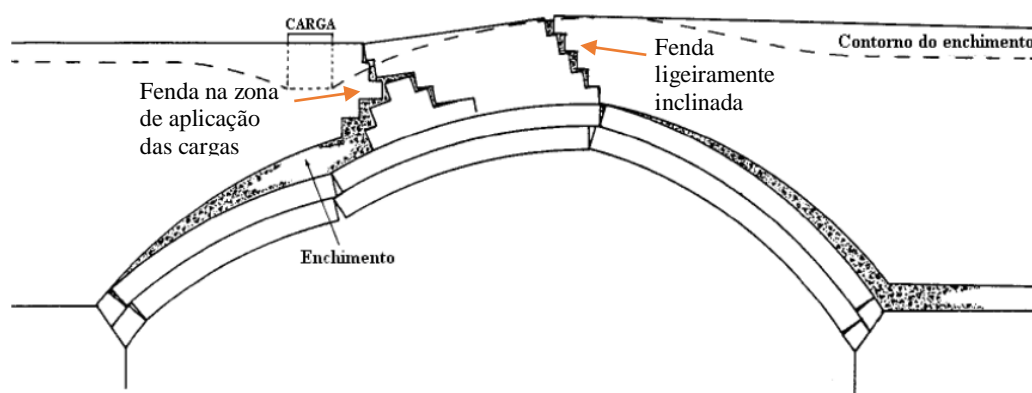


Figura 19 - Mecanismo de colapso por esmagamento dos tímpanos
[Adaptado de Gilbert, 1993]

c) Escorregamento nas aduelas do arco

Comumente diagnosticado em arcos de junta seca (que não possuem argamassa ou outro material de aderência nas juntas) está o escorregamento das aduelas. Esse modo de falha é caracterizado pela falta de aderência na ligação das aduelas que pode ser causada pela descompressão do arco ou por alguma anomalia que tenha desgastado a argamassa das juntas.

Quando há perda de aderência entre as aduelas, também pode ocorrer um escorregamento das mesmas. Esse fenômeno é mais comum em arcos de junta seca.

2) Modos de Rotura na Direção Transversal

a) Separação entre os tímpanos e o arco

Na direção transversal, os impulsos horizontais provenientes do enchimento da ponte atuam perpendicularmente nos muros de tímpano podendo causar principalmente dois efeitos: perda da verticalidade da parede de tímpano, devido à rotação, ou escorregamento da sua base por falha na ligação entre o tímpano e o arco. Ao atingir determinado limite, estes danos podem gerar ruína para fora do plano (Costa, 2009; Serra, 2013).

b) Flexão e punçoamento no arco

Segundo Costa (2009), longitudinalmente, os muros de tímpano funcionam como vigas altas de elevada rigidez que, na direção transversal, servem de apoio para o arco, que por sua vez, se comporta como uma laje nessa direção. Desta forma, o arco está submetido a esforços de flexão e cortante que podem causar danos e/ou colapso da estrutura.

O modo de falha por flexão é caracterizado por uma abertura excessiva das juntas do arco entre muros, devido aos esforços de flexão. O colapso ocorrerá quando a resistência a flexão do arco for excedida. Este efeito pode se agravar, em situações que há degradação do enchimento e/ou destacamento entre os tímpanos e o enchimento.

A falha por punçoamento ocorre quando a resistência ao corte local é excedida e gera como consequência o destacamento e/ou queda dos blocos do arco que resultarão na ruína da estrutura.

3. ESTUDO DE PONTES RODOVIÁRIAS NO DISTRITO DE BRAGANÇA

3.1. História e Evolução

A incidência das pontes no distrito de Bragança está diretamente relacionada com as vias de comunicação e sua evolução ao longo dos séculos. Por esse motivo, será apresentada a seguir uma breve contextualização histórica das estradas das quais as pontes fazem parte. Para mais detalhes consultar Nunes (1997).

Antes da ocupação romana, na antiga Lusitânia, já existiam primitivos trilhos de calçada ciclópica, abertas por pastores e comerciantes, de largura suficiente para a passagem de animais e carros rudimentares.

Por volta de 80 a.C., os povos romanos chegaram na região da Lusitânia e deram o primeiro passo para a construção de vias circuláveis, ao reconhecerem a sua importância a nível militar e social. A partir de então, iniciou-se uma procura em melhorar os caminhos existentes.

Uma das características das vias romanas era a busca pelo traçado mais próximo possível, sem temer obstáculos, tais como os cursos d'água. Essa característica serviu como uma motivação para a construção das pontes. Também foi nessa época que os romanos difundiram a utilização do arco nas obras civis, aperfeiçoando as técnicas de construção e deixando como herança diversos exemplos que ainda se mantêm presentes (Villora e Salom, 2011).

As primeiras estradas no distrito de Bragança foram construídas pelos militares nas ações de conquista e expansão territorial que, conforme se consolidavam, iam completando as redes viárias.

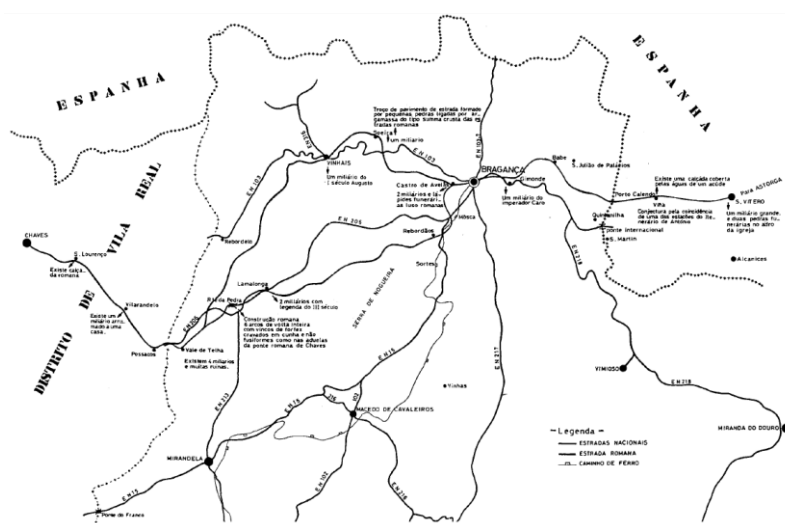


Figura 20 - Carta itinerária das estradas romanas e suas variantes dentro do distrito de Bragança e regiões confinantes [Nunes, 1997]

Com a intensificação da rede viária, surgiu a necessidade de classificar as estradas. Em 1850, as estradas eram divididas em primeira e segunda classes, e os caminhos em municipais e vicinais. Já em 1889, uma nova divisão foi implantada, passando a classificar as vias em: estradas reais (1ª ordem), estradas distritais (2ª ordem) e estradas municipais (3ª ordem). Em 1938, houve outra mudança que passou a dividir as vias em Nacionais de 1ª e 2ª classes. Essas classificações foram importantes para identificar as estradas principais e com maiores intensidades de tráfego da região. Consequentemente foi possível identificar quais as pontes submetidas a maiores cargas.

A Figura 21 ilustra uma rede viária mais atualizada que na Figura 20 do distrito de Bragança. Pode-se perceber uma grande evolução ao compará-las, o que significa que ao longo dos séculos surgiram novos caminhos e consequentemente, muitas pontes foram implantadas.

3.2. Caracterização da amostra de 71 pontes

Jesus (2013) realizou um extenso levantamento “in situ” das propriedades geométrico-estruturais mais relevantes das pontes em arco de alvenaria localizadas no distrito de Bragança, que fazem parte da rede de estradas nacionais. Foram analisadas 71 pontes, que serão utilizadas como base para o atual estudo.

Entre as características geométrico-estruturais levantadas, destacam-se as mais relevantes: o número e a dimensão de vãos, largura do tabuleiro, altura e largura de pilares, altura e espessura do arco e espessura do material de enchimento.

O estudo de Jesus (2013) caracteriza a amostra quanto à época de construção, aos materiais de construção envolvidos e à tipologia. Estas informações são importantes para concluir acerca das condições de segurança estrutural das pontes de acordo com regras empíricas.

Em relação à época de construção, pôde-se observar que 90% das pontes rodoviárias em arco de alvenaria no distrito de Bragança, foram construídas ao final do séc. XIX e início do séc. XX, período de grande expansão da rede viária, correspondente à idade Contemporânea. Além disso, todas as pontes foram construídas com materiais da região, sendo 23 de granito, 8 de xisto e 40 da combinação dos dois materiais.

Quanto à tipologia, observou-se na amostra que só existem pontes de pequeno e médio vão, com comprimentos variando de 1,95 metros a 15,15 metros. Dessas, 56 são de vão único e 15 de múltiplos vãos, representando respectivamente 79% e 21% do total. Estes números se devem provavelmente por razões econômicas, também associadas a estradas sinuosas devido à orografia montanhosa da região. Complementarmente, observou-se que 80% dos arcos são profundos, com

uma relação entre o vão (s) e altura do arco (r) superior a 0,40; e que de acordo com a classificação apresentada na Figura 4, há 17 pontes em arco segmentado, 52 pontes em arco semicircular, 1 ponte em arco abatido e 1 ponte em arco em ogiva. A Figura 22 ilustra alguns exemplos dos arcos segmentado, semicircular, abatido e em ogiva, respectivamente, observados na amostra.

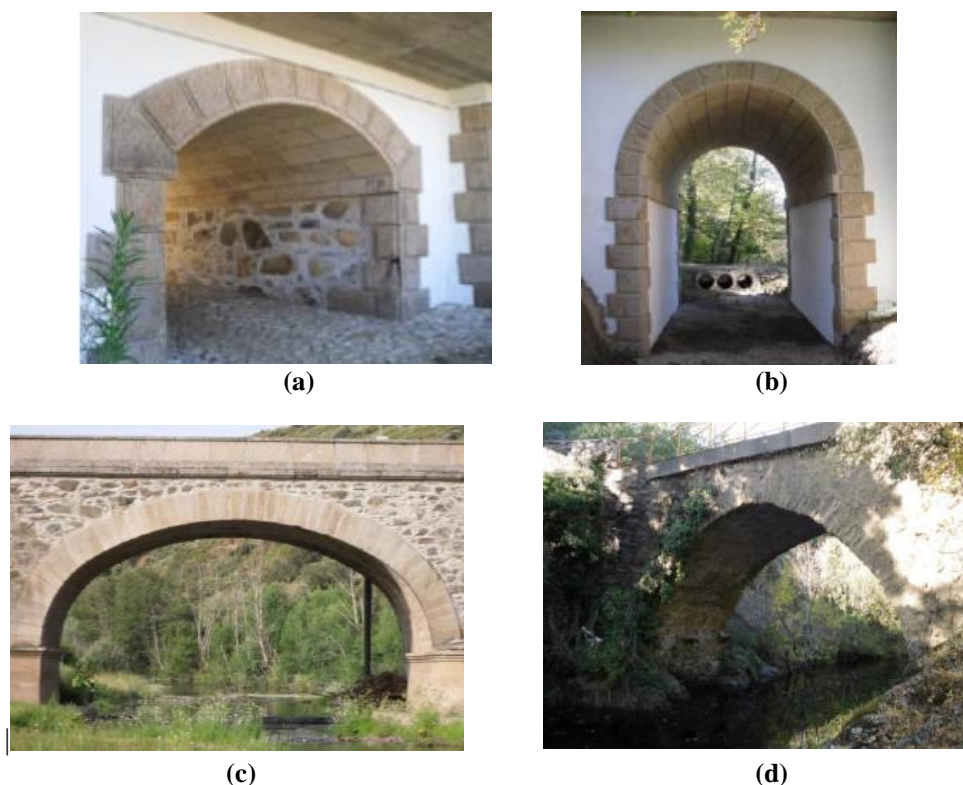


Figura 22 - Tipos de arcos encontrados nas pontes da região de Bragança: (a) arco segmentado; (b) arco semicircular; (c) arco abatido; (d) arco em ogiva.
 [Jesus, 2013]

Outras características interessantes de se observar na amostra são as diferentes espessuras de arco, ilustrados pela Figura 23, e os diferentes formatos de talha-mares encontrados na amostra, ilustrados na Figura 24.



Figura 23 - Espessuras dos arcos em pontes da região de Bragança: (a) espessura irregular; (b) espessura constante; (c) espessura variável.
 [Jesus, 2013]



Figura 24 - Talha-mares em pontes da região de Bragança: (a) Talha-mares robustos e triangulares; (b) Talha-mares menor e mais arredondado
[Jesus, 2013]

3.3. Dimensionamento por Métodos Empíricos

A princípio, a construção das pontes em arco se baseava em regras estruturais empíricas herdadas de gerações passadas. Todavia, com o desenvolvimento da ciência e da matemática, surgiu a necessidade de reavaliar as regras de projeto e as técnicas de construção aplicadas até então, a fim de se obter um melhor conhecimento do comportamento estrutural dos arcos em alvenaria, e conseqüentemente, aperfeiçoar as técnicas de execução das estruturas (Nunes, 2009).

A partir das características geométrico-estruturais mencionadas no item 3.2, e recorrendo a regras empíricas históricas de construção, praticadas pelos antigos construtores (que mais se destacaram ao longo do tempo), fez-se uma análise da segurança das pontes da amostra. Fez-se também uma comparação com as relações geométricas empíricas obtidas em levantamentos recentes realizados em Itália.

Com base nessas análises e comparações, Jesus (2013) concluiu que as proporções geométricas das pontes da amostra, seguem as relações empíricas mais conservadoras propostas pelos construtores antigos, o que indicia aparentes condições de segurança estrutural.

A fim de quantificar melhor essas condições de segurança resultantes de métodos empíricos, realizar-se-á nos próximos capítulos uma análise numérica das pontes da amostra (em arco de alvenaria do Distrito de Bragança), tomando como referência as atuais condições de operacionalidade, de modo a determinar o fator de carga e o potencial mecanismo de colapso associado.

Esta análise será feita admitindo propriedades de referência para as características físicas e mecânicas dos materiais. Não considerará neste trabalho eventuais patologias existentes, aparentes ou não, nas pontes.

4. ANÁLISE COMPUTACIONAL DA SEGURANÇA DAS PONTES

Para analisar a capacidade de carga das pontes antigas em arco de alvenaria na região de Bragança, será realizada uma simulação numérica computacional, através do *software* LimitStateRING 3.2.b, cujo funcionamento baseia-se nos princípios da Teoria da Análise Limite.

4.1. Teoria da Análise Limite

A teoria da análise limite, também conhecida como teoria da análise plástica, é um método de análise de estruturas, que tem como principal objetivo, determinar a carga de colapso de uma estrutura. Entre os métodos computacionais disponíveis para blocos rígidos, essa análise é a mais divulgada, embora tenha sido desenvolvida originalmente para estruturas cujo material de constituição possui comportamento plástico, como é o caso do aço (Gilbert e Ahmed, 2004; Lemos, 2009).

Contudo, também é possível aplicar a análise limite em estruturas de blocos de alvenaria, apesar de se tratar de um material frágil. Essa aplicabilidade depende de algumas hipóteses básicas, que geralmente são aceitáveis no caso de pontes em arco de alvenaria (Orduña e Lourenço, 2003). Gago (2004) resume as hipóteses de aplicação da análise limite em: resistência à tração próxima a zero; resistência à compressão ilimitada e não ocorrência de deslizamento entre as unidades.

Com as hipóteses em vigor, uma estrutura com uma assemblagem de blocos em alvenaria também apresenta certa ductibilidade, devido ao facto da espessura e do peso próprio da alvenaria impedirem o incremento de tensão de compressão para pequenas rotações relativas entre os blocos e fornecerem alguma resistência ao derrubamento da estrutura (Lemos, 2009; LimitState Ltd, 2016). A Figura 25 a seguir ilustra esse comportamento.

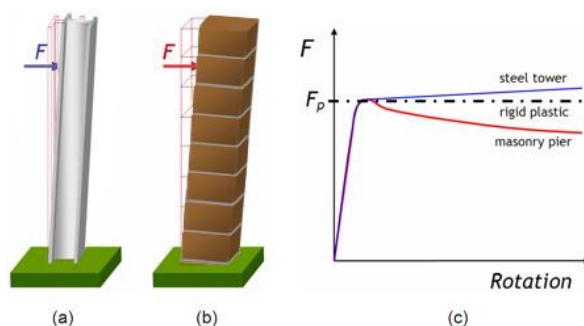


Figura 25 - Força lateral aplicada em (a) coluna de aço; (b) coluna de alvenaria e (c) Comportamento plástico ideal [LimitState Ltd, 2016]

As formulações existentes na análise limite, baseiam-se nos teoremas do limite inferior (teorema estático) e limite superior (teorema cinemático) da teoria da plasticidade para identificar os limites que geram problemas de estabilidade nas pontes.

Aplicado ao caso das pontes em arco de alvenaria, de acordo com Gago (2004) e Rouxinol (2007), o Teorema do Limite Inferior (ou Teorema Estático) afirma que o arco é seguro, continuando em equilíbrio estático, se a linha de pressões se manter em seu interior em todas as secções sob a ação de todas as cargas, incluindo as de peso próprio, sendo este um equilíbrio estaticamente admissível. Já o Teorema do Limite Superior (ou Teorema Cinemático) afirma que se for possível encontrar um campo de velocidades de deformação cinemática e plasticamente admissível em que o trabalho das cargas aplicadas exceda o trabalho de dissipação, a rotura do arco é inevitável. Ou seja, esse teorema pressupõe a escolha de um mecanismo possível para determinar a carga de colapso associado.

O método de análise limite permite também determinar um fator de carga que corresponde ao coeficiente que multiplicado pela carga aplicada na estrutura, originará o colapso da ponte (Rouxinol 2007; Santos 2008).

Outro fator de segurança possível de se encontrar pelos teoremas da análise limite foi desenvolvido por Heyman (1966) e mencionado por Gago (2004), Huerta (2005) e Canhão (2010). Trata-se de um fator geométrico de segurança resultante da comparação da geometria real do arco com a geometria de um arco cuja espessura seria a mínima necessária para suportar o carregamento no qual está sujeito. No entanto, a utilização desse fator de segurança geométrico não é tão utilizada.

Baseado no teorema estático da teoria da análise limite, o *software* LimitStateRING evita a utilização de técnicas mais complexas de análises, como os elementos finitos, para avaliar a segurança das pontes.

O LimitStateRING é um programa computacional de análise estrutural de pontes em arco de alvenaria que permite a rápida identificação de mecanismos de colapso e fator de carga associado (LimitState Ltd, 2016).

No anexo I, encontra-se detalhadamente as informações referentes ao RING e um breve tutorial de como utilizá-lo, através de um exemplo de aplicação.

4.2. Definição de Pontes de Referência

A partir da amostra de 71 pontes em arco de alvenaria na região de Bragança, levantadas e caracterizadas, do ponto de vista geométrico-estrutural por Jesus (2013), será realizada uma análise numérica computacional, que avaliará a segurança estrutural das mesmas quanto à sua capacidade de carga. Para tal, será necessário tratar os parâmetros mais significativos das pontes, a fim de definir modelos de pontes que sejam representativos das diferentes tipologias da amostra para uma posterior modelação computacional.

As pontes classificam-se, em termos geométricos, de acordo com a geometria dos arcos, nomeadamente o comprimento do vão (s), a profundidade (r) e a espessura do arco (t), e a altura do enchimento (h), ilustrados pela Figura 26.

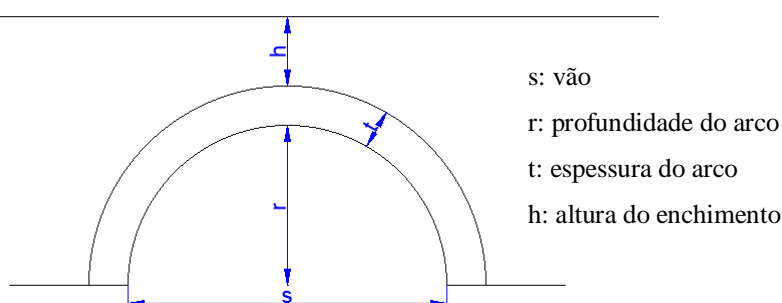


Figura 26 - Parâmetros geométricos das pontes

Lemos (2009), Oliveira et al. (2010) e Jesus (2013) classificam as pontes quanto ao comprimento do vão (s) do arco em:

- Pontes de pequeno vão: $0,00 < s \leq 7,50$ (m);
- Pontes de médio vão: $7,50 < s \leq 15,00$ (m);
- Pontes de grande vão: $s > 15,00$ (m).

Quanto a profundidade do arco (r), a classificação se dá através do parâmetro (r/s), que relaciona o comprimento do vão (s) com a sua altura (r), obtendo a seguinte categorização:

- Arco abatido: $r/s \leq 0,25$
- Arco semi-abatido: $0,25 < r/s \leq 0,40$
- Arco profundo: $r/s > 0,40$

A Figura 27 ilustra a distribuição das 71 pontes da amostra na região de Bragança conforme a classificação referida.

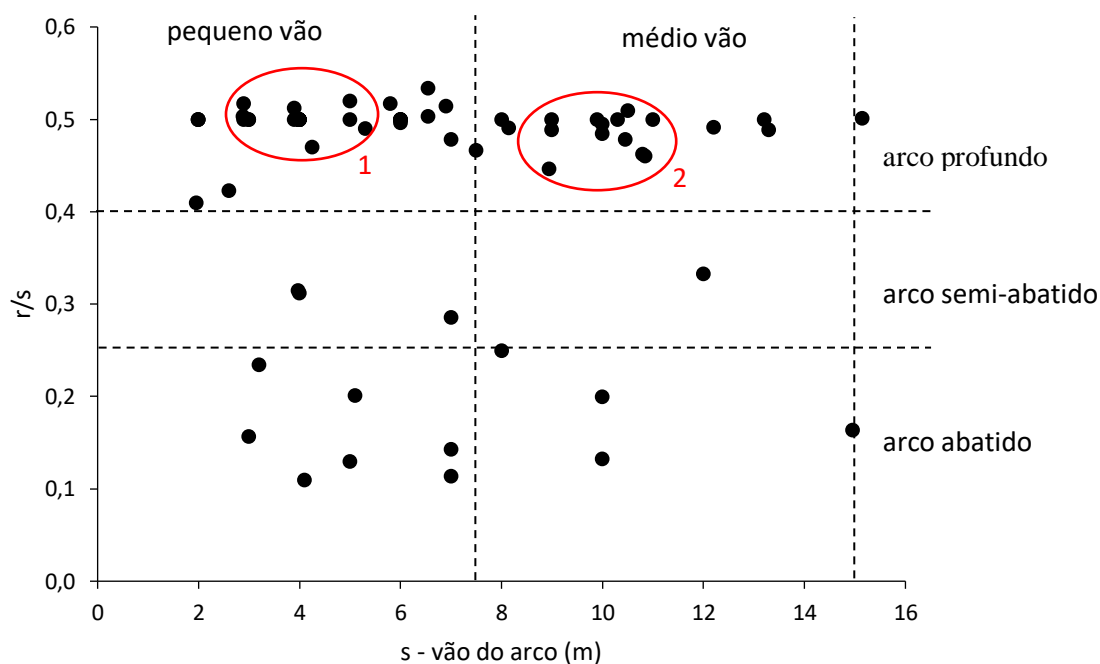


Figura 27 - Relação entre o vão (s) e a razão entre a altura do arco e o vão (r/s)
[Adaptado de Jesus, 2013]

Pela análise da Figura 27, percebe-se que a maioria das pontes da amostra são de geometria de arco profundo. Em relação ao vão (s), predominam as pontes de pequeno e médio vão.

Outro dado importante é em relação ao número de vãos das pontes. Pela tabela 1 é possível notar que a amostra é constituída, em sua maioria, por pontes de vão único, representando 79% do total das pontes da amostra.

Tabela 1 - Número de vãos da amostra

Nº de vãos	Nº de pontes	% da amostra
1	56	78,87
2	2	2,82
3	4	5,63
4	1	1,41
5	4	5,63
6	2	2,82
7	2	2,82

[Jesus, 2013]

Com base na Figura 27, foram definidas duas pontes tipo de vão único representativas das pontes da amostra: ponte de pequeno vão e arco profundo (A), representante das pontes do círculo 1 no gráfico da figura 27, e ponte de médio vão e arco profundo (B), representante das

pontes do círculo 2 da figura 27 Não foram incluídas pontes de grandes vãos, nem pontes de arco abatido e arco semi-abatido devido à sua baixa representatividade na amostra.

Da análise da Figura 27 também pôde-se definir os valores dos parâmetros geométricos de referência para a profundidade e o tamanho do vão. Em ambas as pontes foi adotado como referência uma relação (r/s) média igual a 0,5. Em relação aos vãos, foram adotados os valores de 4 e 10 metros, respectivamente, para as pontes A e B.

Antes da modelação computacional, é necessário ainda definir para as pontes de referência alguns parâmetros geométricos, nomeadamente espessura do arco (t), largura da ponte (L) e altura do material de enchimento (h). Define-se também os parâmetros físicos e mecânicos, nomeadamente coeficientes de impulso passivo (k_p), resistência à compressão da alvenaria (f_c), peso específico (γ), ângulo de atrito (ϕ) e ângulo de dispersão das cargas (θ).

Para definir os valores de referência da espessura dos arcos das pontes tipo, foi analisada a Figura 28.

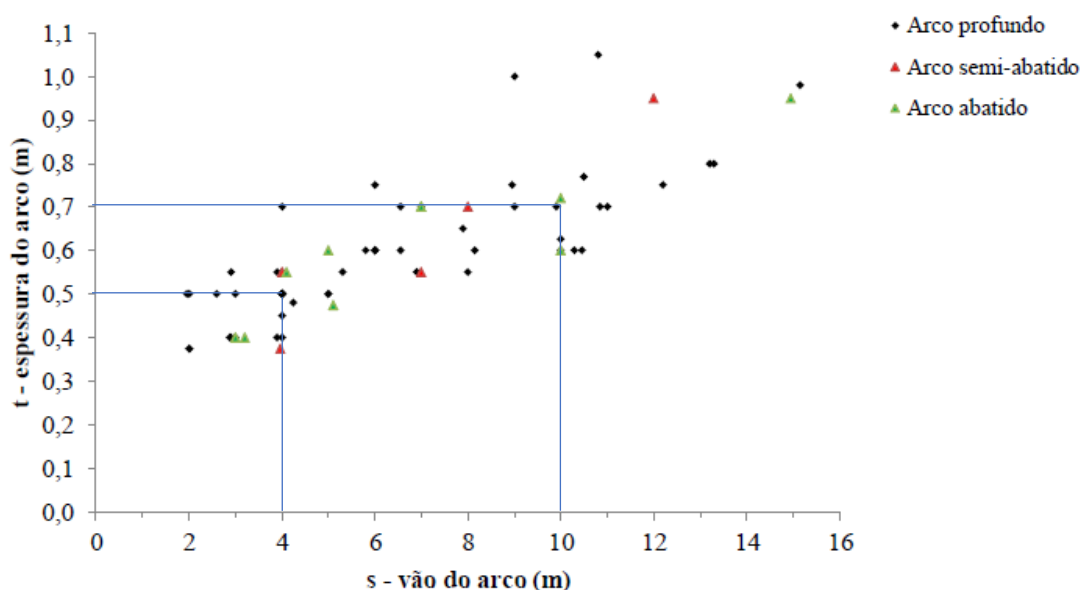


Figura 28 - Relação entre a espessura do arco e o vão
[Adaptado de Jesus, 2013]

Pela análise desse gráfico, para as pontes com vãos de 4 metros (ponte tipo A), pode-se adotar um valor de referência médio de espessura do arco (t) igual a 0,5 metros ($t=0,5m$). Para a ponte tipo B, cujos vãos correspondem a 10 metros, a espessura média observada é em torno de 0,7 metros ($t=0,7m$).

Para a espessura dos arcos (t), tomou-se a espessura aparente no exterior conforme disponível no levantamento existente. De acordo com Barbosa (2007), o número de aduelas não é

relevante para a variação da capacidade de carga das pontes, portanto, suas características seguirão valores usuais para fins gráficos, sendo adotado o valor de 0,35m no intradorso.

Para obter modelos mais representativos para o estudo, dividiu-se a amostra de 71 pontes, em duas amostras menores, identificadas no gráfico da Figura 27. Essa divisão permitiu encontrar valores de referência mais adequados para a largura e a altura do enchimento das pontes A e B. A amostra 1 é constituída por 20 pontes que foram selecionadas para caracterizar a ponte A. A amostra 2 é constituída por 12 pontes que representam a ponte B.

Foram levantadas as larguras das pontes da amostra 1 para caracterizar a largura da ponte A. A Figura 29 apresenta a largura das pontes de pequeno vão.

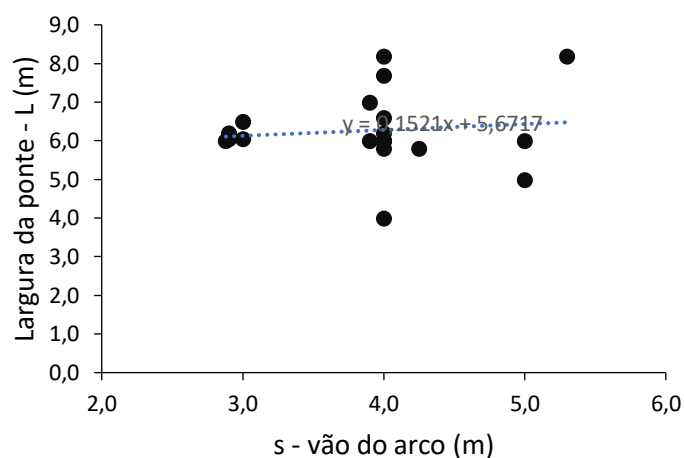


Figura 29 - Relação de largura do enchimento com o vão da amostra 1 para a encontrar a largura da ponte A

Pela análise da Figura 29 e pela aplicação da equação da linha de tendência com o valor de referência de 4 metros adotado para a ponte A, obtêm-se uma largura (L) de 6,27 metros como valor característico deste caso.

O gráfico 4 apresenta o levantamento das larguras da amostragem 2, das pontes de médio vão.

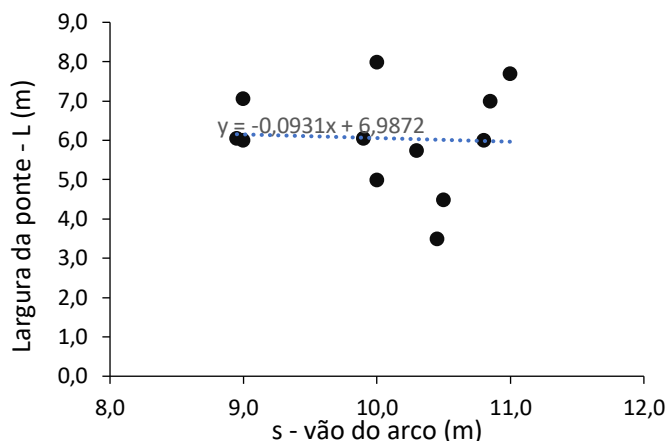


Figura 30 - Relação de largura do enchimento com o vão da amostra 2 para a encontrar a largura da ponte B

Para este caso, aplicando a equação da linha de tendência com o valor de referência de 10 metros adotado para a ponte B, obtêm-se uma largura de 6,05 metros como valor característico.

A altura do material de enchimento no coroamento adotada para as pontes tipo seguiu o mesmo raciocínio utilizado para a obtenção da largura: partindo-se das amostras 1 e 2 evidenciadas no gráfico 1, fez-se o levantamento das espessuras de enchimento das pontes de pequeno e médio vão, representadas nos gráficos 5 e 6 respectivamente.

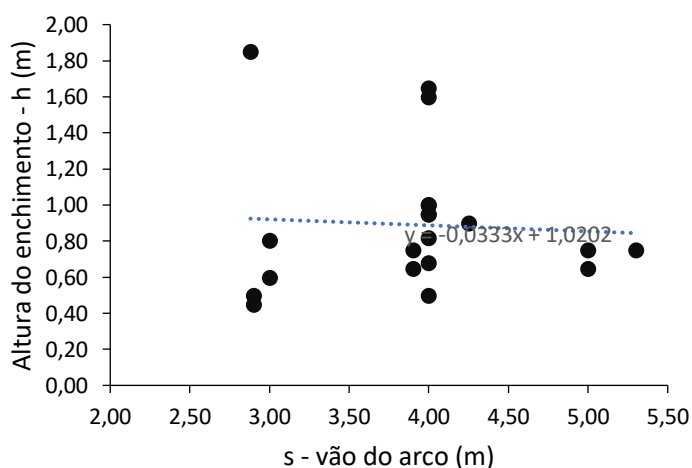


Figura 31 - - Relação de altura do enchimento com o vão da amostra 1 para a encontrar a largura da ponte A

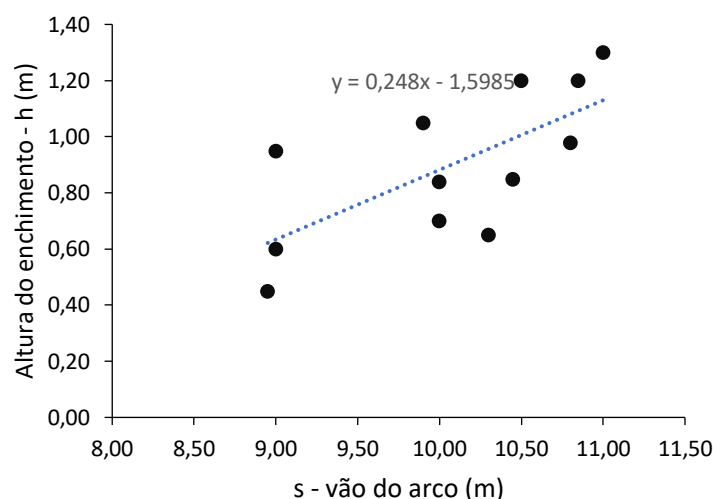


Figura 32 - Relação de altura do enchimento com o vão da amostra 2 para a encontrar a largura da ponte B

Pela análise dos gráficos 5 e 6 e pela aplicação das equações da linha de tendência com o valor de referência de 4 metros para as pontes de pequeno vão e 10 metros para as pontes de médio vão, obtêm-se a altura de enchimento de 0,87 e 0,88 metros para as pontes A e B, respectivamente.

A tabela 2 apresenta resumidamente as características das pontes de referência A e B.

Tabela 2 - Pontes tipo de vão único – Parâmetros Geométricos

	Ponte (A)	Ponte (B)
	pequeno vão	médio vão
	s = 4,0 m	s = 10,0 m
Arco Profundo	r/s = 0,5	r/s = 0,5
	t = 0,5 m	t = 0,7 m
	h = 0,87 m	h = 0,88 m
	largura = 6,27 m	largura = 6,05m

Pela singularidade, número de vãos, e condições atuais de operacionalidade em estradas nacionais, foram complementarmente escolhidas duas pontes não representativas da amostra na região de Bragança para avaliação da capacidade de carga: a ponte da Arranca em Vinhais e a ponte Internacional de Quintanilha, denominadas respectivamente de ponte C e ponte D doravante.

A ponte da Arranca em Vinhais (Figura 33) está localizada sobre o rio Tuela integrada na EN 316, Km 002+000. De acordo com informações disponíveis pelo site CM Vinhais e com Jesus (2013), a Ponte da Arranca possui cinco arcos de volta perfeita, distintos, cujos vãos decrescem em tamanho da margem esquerda para a direita.

A jusante e a montante, a ponte apresenta quatro talha-mares altos e triangulares; e o tabuleiro em rampa possui cerca de quatro metros de largura, com uma camada de revestimento betuminoso e guardas laterais em aço. Esta ponte está assente sobre afloramento rochoso, teve vários restauros e a datação indica que seja da Época Medieval.

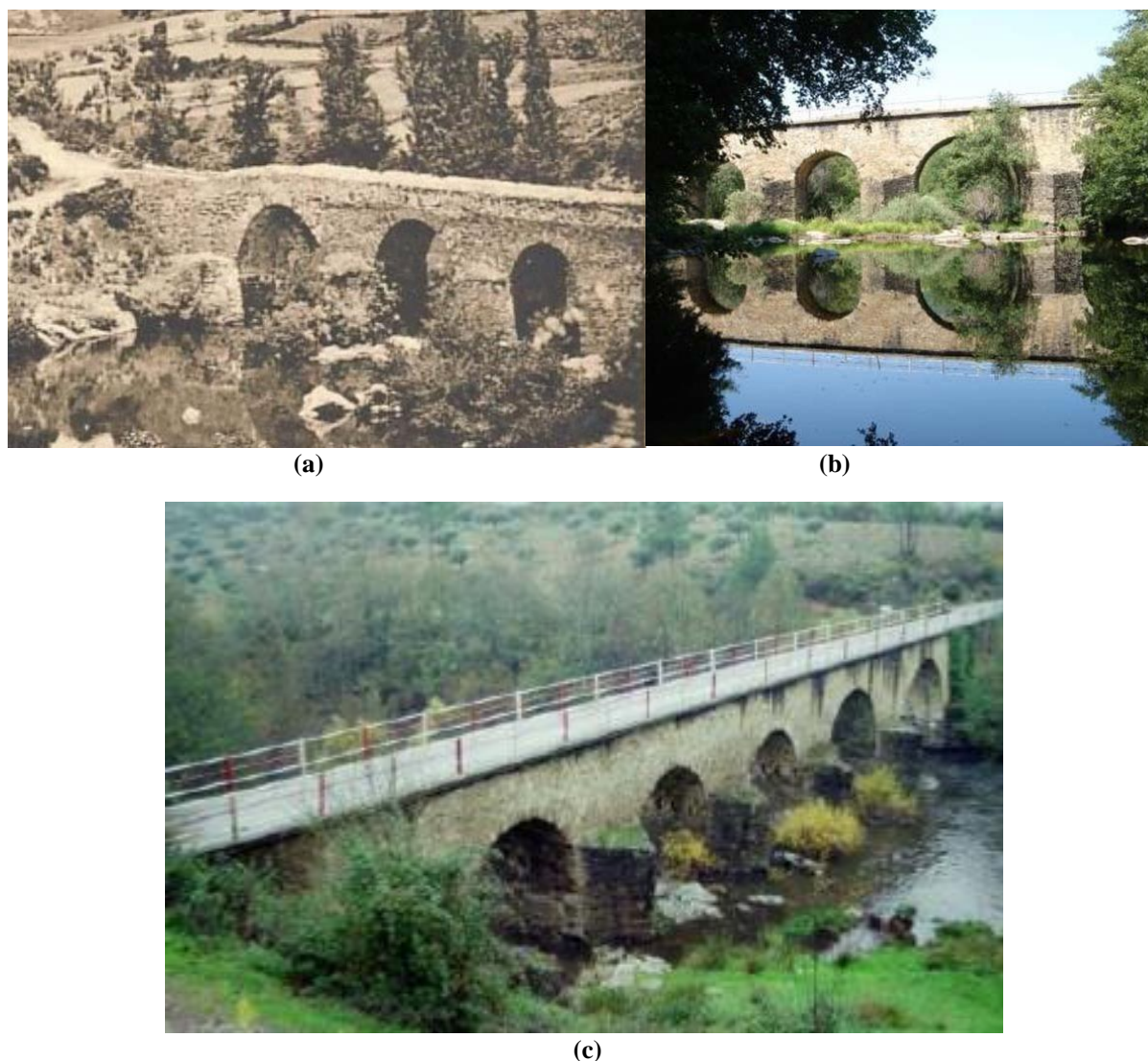


Figura 33 - Ponte da Arranca em Vinhais: (a) Foto Antiga [Memórias, Hengerinaques, 2017]; (b) Vista frontal [Welcome Noroeste, 2012]; (c) Vista completa [Jesus, 2013].

Para avaliar a capacidade de carga dessa ponte, foram adotados os parâmetros geométrico-estruturais levantados por Jesus (2013) conforme tabela 3 a seguir. A profundidade relativa (r/s) da ponte da Arranca (C) apresentada na tabela refere-se ao maior arco da ponte (primeiro da esquerda para a direita) e corresponde a um arco profundo. Pelos valores da largura, nota-se que os pilares são robustos.

Tabela 3 - Parâmetros Geométricos Ponte da Arranca

CARACTERÍSTICAS DO VÃO DO ARCO [m]					
Nº Vão	Livre (s)	Teórico (s1)	Altura (r)	Esp. do arco (t)	Ench. (h)
1	10,50	12,65	5,35	0,77	0,93
2	7,90	12,05	4,20	0,71	1,21
3	5,60	9,53	3,00	0,62	1,83
4	5,30	9,30	2,75	0,70	1,75
5	5,25	7,33	2,56	0,70	1,54
CARACTERÍSTICAS DO PILAR [m]					
Nº Pilar	1	2	3	4	
Largura (W)	4,30	4,00	3,85	4,15	
Altura (H)	2,63	2,93	2,71	2,70	
CARACTERÍSTICAS DOS ENCONTROS [m]					
Entrada	2,25		Saída	2,00	
COMPRIMENTO DOS MUROS DE SUPORTE [m]					
Entrada	Direito	16,00	Saída	Direito	10,60
	Esquerdo	16,00		Esquerdo	10,60
LARGURA DO TABULEIRO (L) = 4,50m					
PROFUNDIDADE RELATIVA (r/s) = 0,51m					

A outra ponte escolhida para este estudo, devido a seu intenso tráfego e quantidade de vãos, foi a Ponte Internacional de Quintanilha ilustrada pela Figura 34.



(a)



(b)



(c)

Figura 34 - Ponte da Quintanilha: (a) tabuleiro [Jesus, 2013]; (b) arco [Jesus 2013]; (c) vista longitudinal [Panoramio, s. d.]

De acordo com Nunes (1997), esta estrutura tem data de construção em dezembro de 1903, está localizada na EN 218-1, Km 008+020, sobre o rio Maças, na freguesia de Quintanilha, e faz a ligação entre Bragança e Zamora, representando, portanto, uma fronteira entre o nordeste transmontano de Portugal e o noroeste da Espanha.

Ainda conforme Nunes (1997), a ponte de Quintanilha possui quatro pilares centrais com talha-mares arredondados, cinco arcos abatidos iguais, pavimento executado em betuminoso e guardas laterais em perfilados de aço com acabamento metalizado, além de estar assente diretamente sobre maciço rochoso. A largura inicial da ponte era de 5,11 metros livres que, após a alteração do tabuleiro em 1976, passou a ser de 6,25 metros, valor este que contrasta com o valor levantado “in situ” por Jesus (2013) de 6,40 metros.

Para analisar o comportamento estrutural dessa ponte, adotaram-se os parâmetros geométrico-estruturais levantados por Jesus (2013) que se encontram na Tabela 4 a seguir. A profundidade relativa (r/s) da ponte Internacional de Quintanilha (D) corresponde a um arco abatido. Pelos valores da largura, os pilares são esbeltos.

Tabela 4 - Parâmetros Geométricos Ponte Internacional de Quintanilha

CARACTERÍSTICAS DO VÃO DO ARCO [m]					
Nº vão	Livre (s)	Teórico (s1)	Altura (r)	Esp. do arco (t)	Ench. (h)
1	14,95	15,50	2,45	0,95	0,24
2	14,95	16,15	2,45	0,95	0,24
3	14,95	16,15	2,45	0,95	0,24
4	14,95	16,15	2,45	0,95	0,24
5	14,95	15,50	2,45	0,95	0,24
CARACTERÍSTICAS DO PILAR [m]					
Nº Pilar	1	2	3	4	
Largura (W)	1,50	1,50	1,50	1,50	1,50
Altura Total (H)	6,00	6,00	6,00	6,00	6,00
Altura Visível	5,10	4,10	4,50	5,70	
CARACTERÍSTICAS DOS ENCONTROS [m]					
Entrada	4,7		Saída	5,70	
COMPRIMENTO DOS MUROS DE SUPORTE [m]					
Entrada	Direito	18,00	Saída	Direito	20,50
	Esquerdo	19,00		Esquerdo	13,50
LARGURA DO TABULEIRO (L) = 6,40m					
PROFUNDIDADE RELATIVA (r/s) = 0,16m					

No que respeita às propriedades físicas e mecânicas dos materiais, do enchimento e alvenaria, devido à impossibilidade da sua caracterização experimental, foram adotados como referência para as pontes A, B, C e D, valores típicos encontrados em trabalhos semelhantes (Oliveira et al., 2010). É importante também considerar a interação entre o arco e o enchimento, através da definição de um ângulo de atrito solo-arco (Smith et al. 2004). Os parâmetros mencionados e seus respectivos valores são os seguintes:

- Ângulo de atrito do material de enchimento (ϕ) = 30°
- Peso próprio da alvenaria do arco (γ_m) = 25 kN/m³
- Peso próprio do material de enchimento (γ_s) = 20 kN/m³
- Resistência à compressão da alvenaria (f_c) = 5MPa
- Ângulo de atrito entre o arco e o material de enchimento = 20°
- Ângulo de dispersão das cargas no material de enchimento = 30°
- Coeficiente de impulso passivo reduzido (k_p') = $1/6 k_p$, em que $k_p = \frac{1 + \text{sen } \phi}{1 - \text{sen } \phi}$.

4.3. Parâmetros Intervenientes

Com o objetivo de se obter uma análise mais abrangente da capacidade de carga e do modo de colapso das pontes em estudo, será realizada uma análise paramétrica que avaliará a sensibilidade do comportamento estrutural perante a alteração dos principais parâmetros físicos, geométricos e mecânicos. A partir dessa análise, será possível definir os parâmetros mais significativos para a segurança das pontes, ou seja, aqueles que exercem maior influência na capacidade de carga.

Esta análise paramétrica se fará variando um parâmetro de cada vez, mantendo os demais constantes, com exceção da variação dos parâmetros do solo que são interdependentes: ao variar o peso específico (γ), varia-se também o ângulo de atrito do solo (ϕ), e consequentemente o coeficiente de impulso passivo e o ângulo de atrito entre o arco e o solo serão afetados (Lemos, 2009).

A variação paramétrica será realizada com os valores apresentados na tabela 5, sendo os valores em negrito, aqueles utilizados como referência.

Tabela 5 - Variação Paramétrica

PARÂMETRO	PONTE	Variável 1	Variável 2	Referência	Variável 3	Variável 4
Peso específico (kN/m ³)		18	19	20	21	22
Ângulo de atrito (°)	A, B, C e	20	25	30	35	40
Coef. de impulso passivo (kp)	D	0,3	0,4	0,5	0,75	1
Resist. à comp. Alvenaria (Mpa)		2	4	5	10	15
Altura do enchimento (m)	A	0,40	0,70	0,87	0,95	1,05
	B	0,50	0,70	0,88	1,10	1,30
Espessura do arco (t)	A	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7
	B	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9
Largura (L)	A	5,50	6,00	6,27	6,50	7,00
	B	5,00	5,50	6,05	6,50	7,00

4.4. Cargas Atuantes

Foram consideradas como cargas atuantes nas pontes: o peso próprio dos materiais (alvenaria e enchimento) e as cargas de tráfego atuantes no tabuleiro.

O peso próprio da alvenaria e do enchimento são definidos pelos pesos específicos da alvenaria do arco e pelo peso específico do material de enchimento, cujos valores, já mencionados no capítulo anterior, foram de 25 kN/m³ e 20 kN/m³, respectivamente. As cargas móveis atuantes no tabuleiro são definidas conforme o artigo 41º do capítulo IX do Regulamento de Segurança e Ações (RSA), por veículos tipo.

Foi utilizado como carga atuante das pontes, o veículo-tipo classe II, que possui três eixos equidistantes de 1,5 metros e cargas de 100kN por eixo, atuantes em 20cm da superfície de contato das rodas. A Figura 35 ilustra o veículo tipo. A posição da carga do segundo eixo (representada por X) é a correspondente à posição do veículo na ponte, sendo a posição inicial contada a partir do intradorso do arco, conforme ilustra a Figura 36 a seguir.

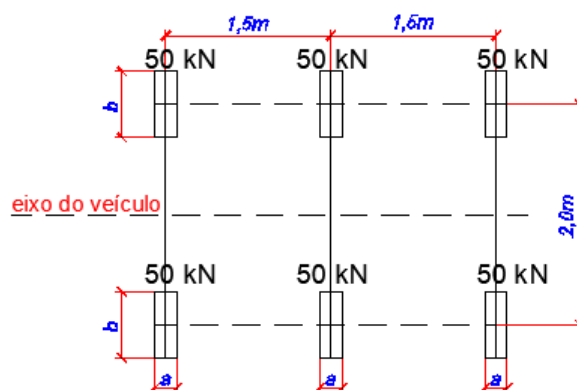


Figura 35 - Vista em planta do veículo tipo classe II [RSA]

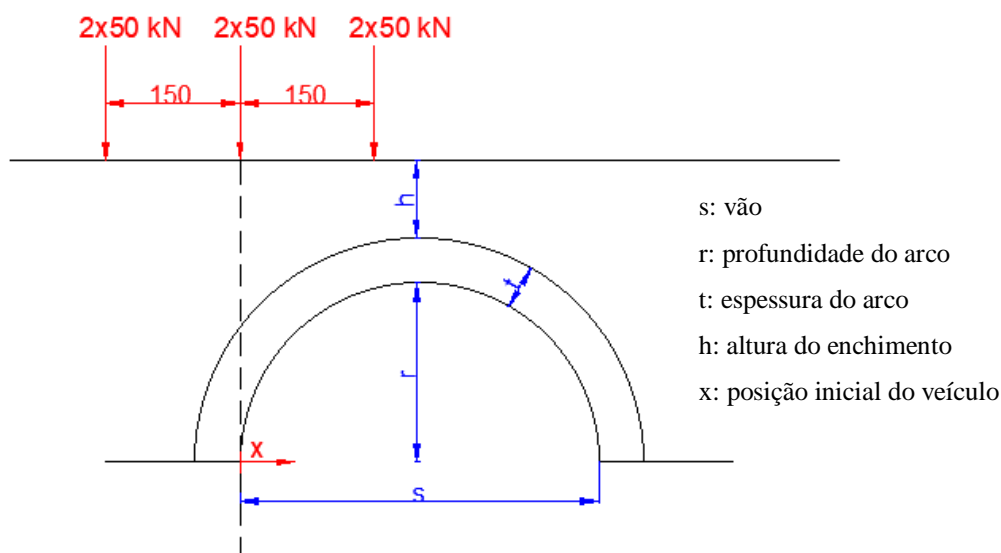


Figura 36 – Posição inicial X do veículo-tipo classe II na ponte

4.5. Capacidade de Carga das Pontes

4.5.1. Pontes A e B

As pontes de referência, definidas no capítulo anterior, serão submetidas a duas análises diferentes: uma análise numérica que toma como base parâmetros com valores de referência (adotados no capítulo anterior), e uma análise paramétrica a partir da variação de alguns parâmetros, a fim de identificar quais são os mais relevantes no comportamento estrutural. Será realizada ainda uma comparação de resultados entre as pontes A e B a fim de identificar as características mais relevantes em cada tipo.

4.5.1.1. Parâmetros de referência

- PONTE A

Para a ponte A (Figura 37) foram definidos inicialmente 21 casos de carga espaçados igualmente a cada 25cm ao longo de todo o comprimento da ponte. A Figura 38 ilustra a variação do fator de carga com a posição da carga aplicada ao longo da ponte.

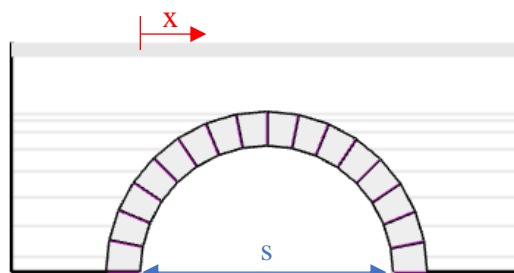


Figura 37 - Ponte A

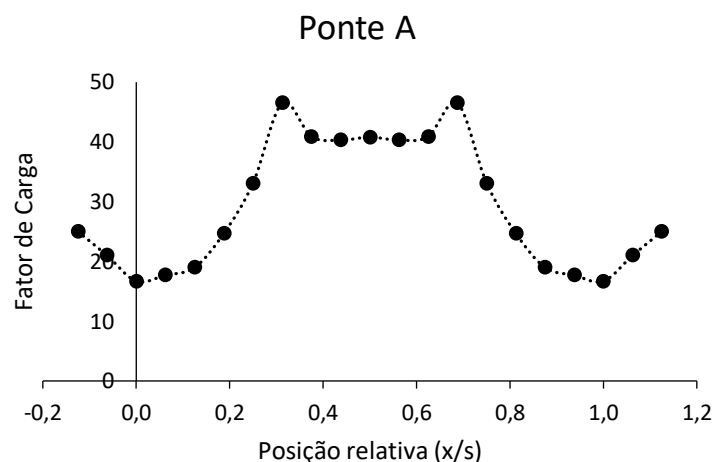


Figura 38 - Variação do fator de carga com a posição da carga aplicada (ponte A)

A simetria do arco da ponte reflete-se no formato obtido na Figura 38, correspondendo-lhe uma distribuição simétrica de fatores de carga a 50% do intradorso do arco.

Da análise da Figura 38, pode-se verificar que o fator de carga mínimo é de 16,7 para o veículo posicionado nos intradorsos do arco, ou seja, a 0% e 100% da posição adotada como inicial.

Para uma análise mais refinada na zona adjacente à posição com menor fator de carga, realizou-se uma segunda simulação, definindo 13 novos casos de carga, espaçados igualmente a cada 10cm para o veículo numa posição relativa (x/s) entre 80% e 120% do intradorso do arco. Devido a simetria da ponte, entende-se que os resultados apresentados nesse trecho serão iguais no lado oposto e, por isso, optou-se por realizar a análise apenas considerando a segunda metade do arco que só contém valores positivos.

O fator de carga mínimo encontrado na segunda simulação é de 16,7 com o veículo posicionado a 50% do meio do vão. A Figura 39 apresenta a variação do fator de carga com a posição do veículo para a metade positiva do arco.

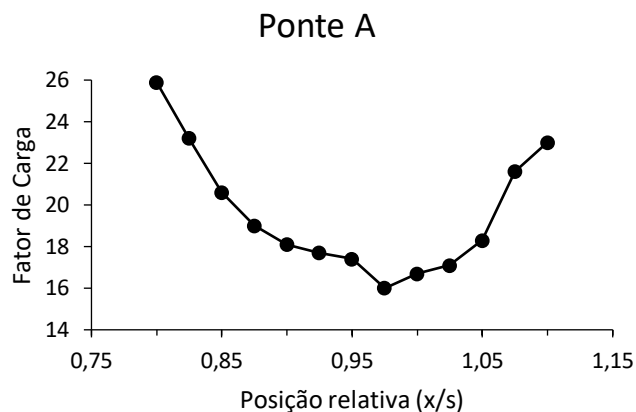


Figura 39 - Variação do fator de carga na proximidade da posição crítica (ponte A)

Para completar a análise, é apresentado na Figura 40 o mecanismo de colapso da ponte A. Pode-se perceber que se trata de um mecanismo de rotura com formação de 4 rótulas.

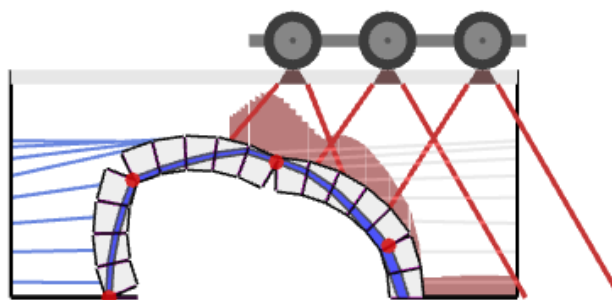


Figura 40 - Mecanismo de colapso ponte A

- PONTE B

Foram definidos inicialmente para a análise da ponte B (Figura 41), 31 casos de carga igualmente espaçados a cada 40cm ao longo de todo o comprimento da ponte. A Figura 42 ilustra essas informações.

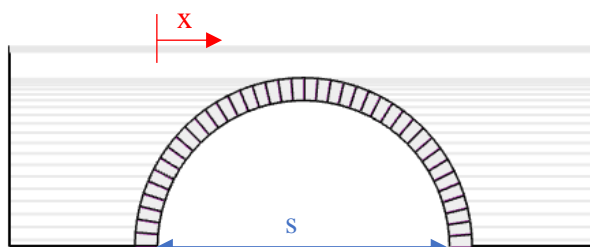


Figura 41 - Ponte B

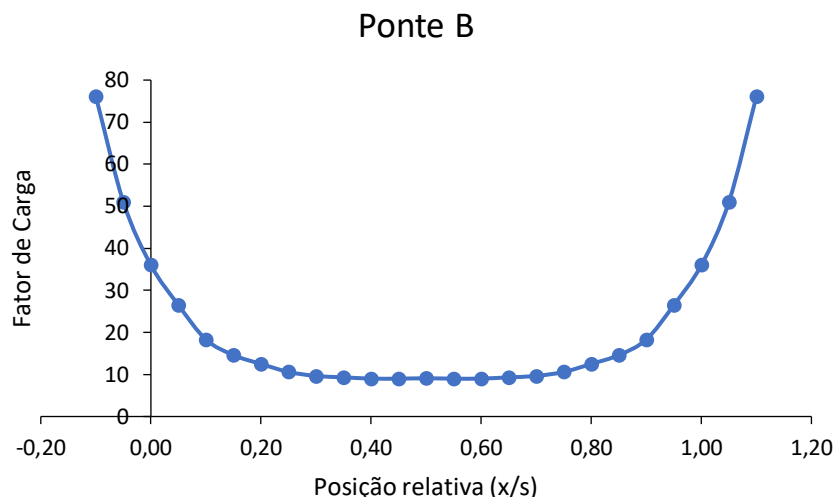


Figura 42 - Variação do fator de carga com a posição da carga aplicada (ponte B)

Como a ponte B também é simétrica, o formato obtido na Figura 42 é simétrico. A posição zero corresponde ao intradorso do arco.

Ao analisar a Figura 42, verifica-se que o menor fator de carga é de 8,92 para o veículo posicionado a aproximadamente 40% e 60% do intradorso do arco.

Foi realizada uma segunda análise na zona adjacente à posição com menor fator de carga, para refinar os resultados. Nessa condição, foram definidos 16 novos casos de carga, espaçados igualmente a cada 20cm com o veículo percorrendo a segunda metade do arco, entre as posições de 50% e 80%. Devido a simetria da ponte, entende-se que os resultados apresentados nesse trecho serão iguais no lado oposto.

O fator de carga mínimo encontrado na segunda simulação permaneceu 8,92 com o veículo posicionado a 58% do meio do vão. A Figura 43 apresenta a variação do fator de carga com a posição do veículo para a metade positiva do arco.

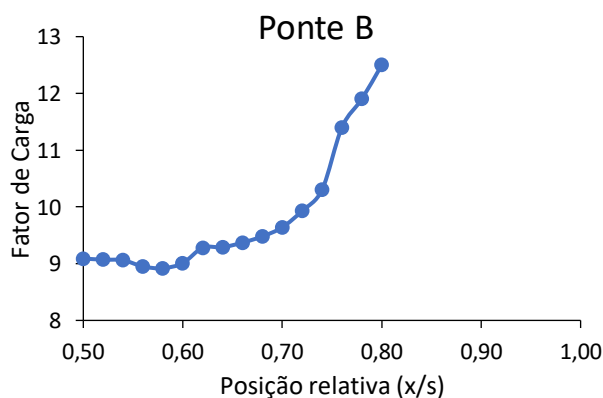


Figura 43 - Variação do fator de carga na proximidade da posição crítica (ponte B)

Para completar a análise, a Figura 44 apresenta o mecanismo de colapso da ponte B com formação de 4 rótulas.

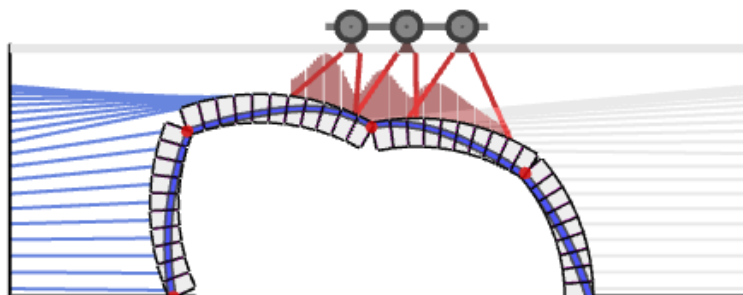


Figura 44 - Mecanismo de colapso ponte B

4.5.1.2. Variação paramétrica

- PONTE A

Após a realização da análise numérica apresentada na secção 4.5.1.1, realizou-se uma segunda análise da ponte A, fazendo uma variação paramétrica conforme a Tabela 5 ao longo de toda metade positiva da ponte.

Conforme referido anteriormente, a espessura do arco (t); a resistência à compressão da alvenaria (f_c); a altura do material de enchimento (h); o coeficiente de impulso passivo mobilizado (k_p), as propriedades físicas do material de enchimento ($\nu; \phi$) e a largura da ponte (L) foram os parâmetros variáveis dessa análise.

Para a ponte A, os valores variáveis e de referência são apresentados na Tabela 6.

Tabela 6 - Variação paramétrica Ponte A

PARÂMETRO	Variável 1	Variável 2	Referência	Variável 3	Variável 4
Peso específico (kN/m^3)	18	19	20	21	22
Ângulo de atrito ($^\circ$)	20	25	30	35	40
Altura do enchimento (m)	0,40	0,70	0,87	0,95	1,05
Coef. De impulso passivo	0,6	0,8	0,5	1,5	2,0
Resist. à comp. Alvenaria (Mpa)	2	4	5	10	15
Espessura do arco (t)	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7
Largura da ponte (L)	5,50	6,00	6,27	6,50	7,00

a. Varição de Parâmetros do Material de Enchimento

Para o material de enchimento, variou-se simultaneamente o ângulo de atrito (ϕ) e o peso específico (γ) do solo.

É possível verificar pela Figura 45 que a posição correspondente à carga crítica não se alterou com a variação do peso específico do enchimento, ou seja, se manteve constante com o segundo eixo do veículo posicionado a 50% do meio do arco.

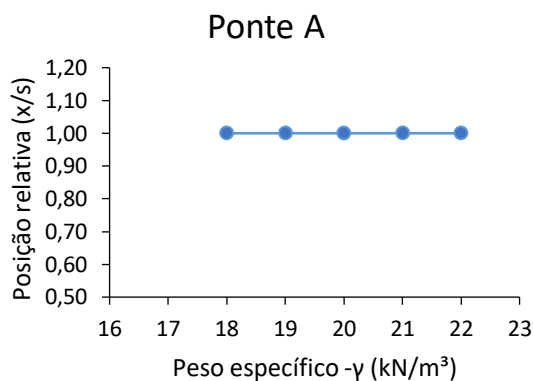


Figura 45 - Variação da posição da carga crítica com peso específico – γ (ponte A)

Em relação ao fator de carga, a Figura 46 apresenta os valores dos fatores de carga de colapso para cada peso específico, sendo perceptível que o menor fator ocorre para um peso específico de 18 kN/m³ e ângulo de atrito de 20°. Nota-se que conforme o peso específico aumenta, o fator de carga também aumenta. Esse aumento se deve ao facto de que, quando se tem um peso específico e um ângulo de atrito maior, confere-se à estrutura uma maior estabilidade por aumento de esforço axial (compressão) no arco. Os fatores de carga mínimo obtidos variam de 13,6 a 21,6.

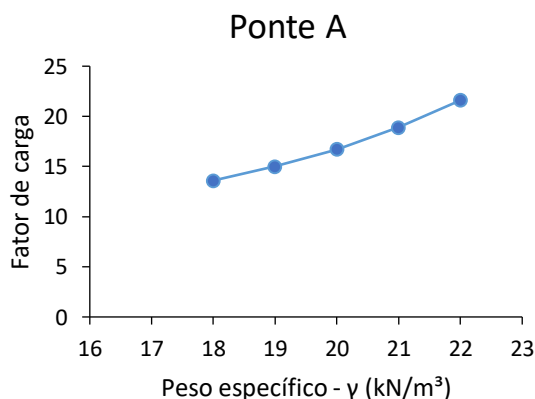
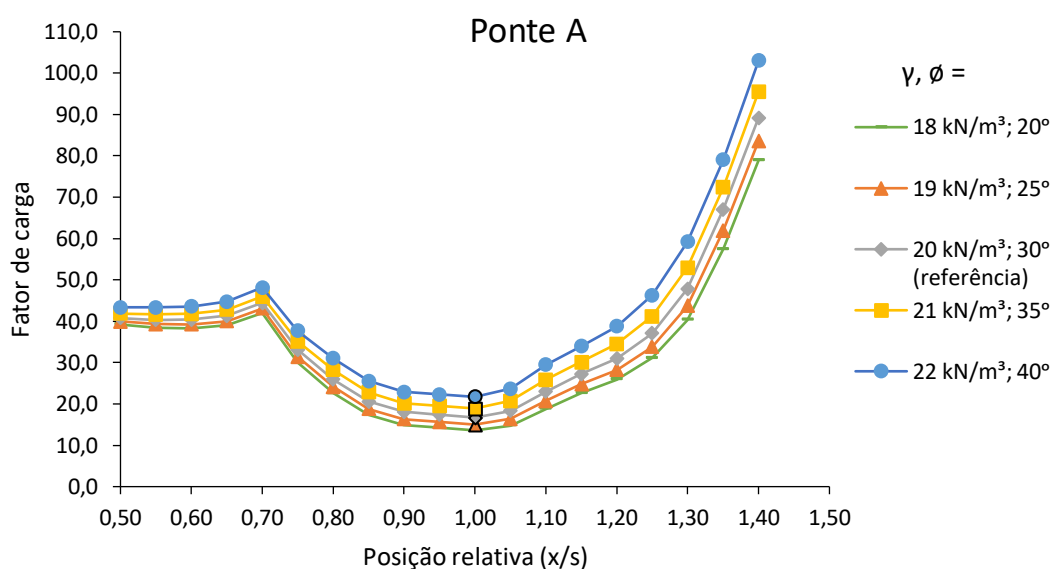


Figura 46 - Variação do fator de carga de colapso com peso específico – γ (ponte A)

A f 47 demonstra a variação do fator de carga com a posição do veículo, ao longo da metade positiva do arco. Cada linha possui uma cor e representa um peso específico e ângulo de atrito, conforme a legenda. Os pontos de borda preta representam o ponto cuja posição apresenta o fator de carga de colapso.

Da análise do gráfico, é possível verificar que o valor do fator de carga sofre alterações, apesar de o mínimo ocorrer na mesma posição.



f 47 - Fatores de carga versus posição para a variação das propriedades do enchimento – γ (ponte A)

Outra característica a se observar na variação do material de enchimento é como se dá o modo de colapso para os diferentes valores das propriedades. No caso da ponte A, não houve mudanças consideráveis nos modos de rotura consoante aos diferentes parâmetros. Nota-se um mecanismo de colapso caracterizado pela formação de quatro rótulas. A Figura 48, representa o modo de colapso para a variação do peso específico e ângulo de atrito do enchimento.

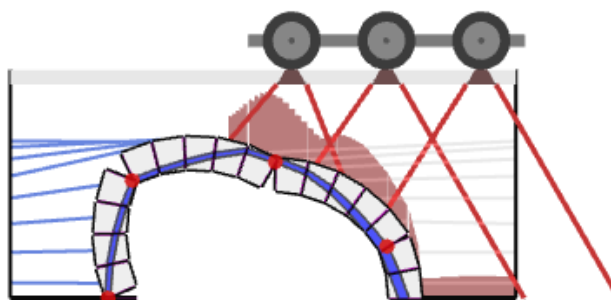


Figura 48 - Mecanismo de colapso característico da variação do peso específico (ponte A)

b. Variação da altura do enchimento (h)

A Figura 49 apresenta a variação da posição relativa da carga crítica com a altura do material de enchimento. Pode-se perceber que a posição crítica do veículo permaneceu constante com a variação da altura do enchimento, situando-se a 100% do intradorso do arco, ou seja, no intradorso oposto.

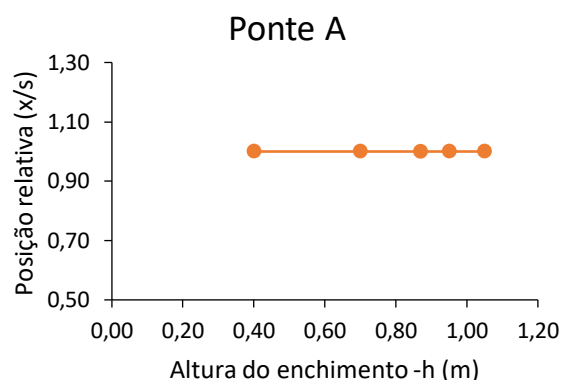


Figura 49 - Variação da posição relativa da carga crítica com altura do enchimento – h (ponte A)

Os fatores de carga de colapso para as diferentes alturas do enchimento variam de forma quase linear, como pode-se perceber pela Figura 50, com valores de 12,1 a 18,9.

Da análise do gráfico podemos verificar que o aumento da altura do enchimento proporciona um aumento do valor do fator de carga de colapso. Isso se deve ao facto de que a altura do enchimento, apesar de aumentar o peso próprio da estrutura, auxilia numa melhor distribuição dos esforços aplicados, configurando uma maior estabilidade para a ponte.

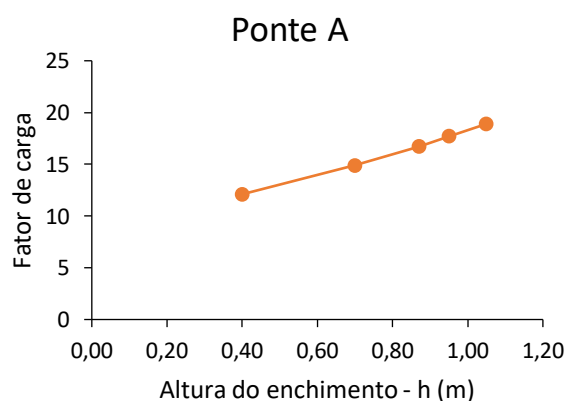


Figura 50 - Variação do fator de carga de colapso com altura do enchimento – h (ponte A)

As curvas das diferentes alturas do enchimento foram plotadas no gráfico da Figura 51, o qual relaciona o fator de carga com a posição relativa da carga crítica. Os pontos com borda

preta no gráfico representam os fatores de carga mínimos para cada altura. É possível perceber que conforme a altura do enchimento cresce, o valor do fator de carga aumenta consideravelmente e a curva muda de configuração para posicionamento da carga entre entre 65% e 70% do intradorso do arco.

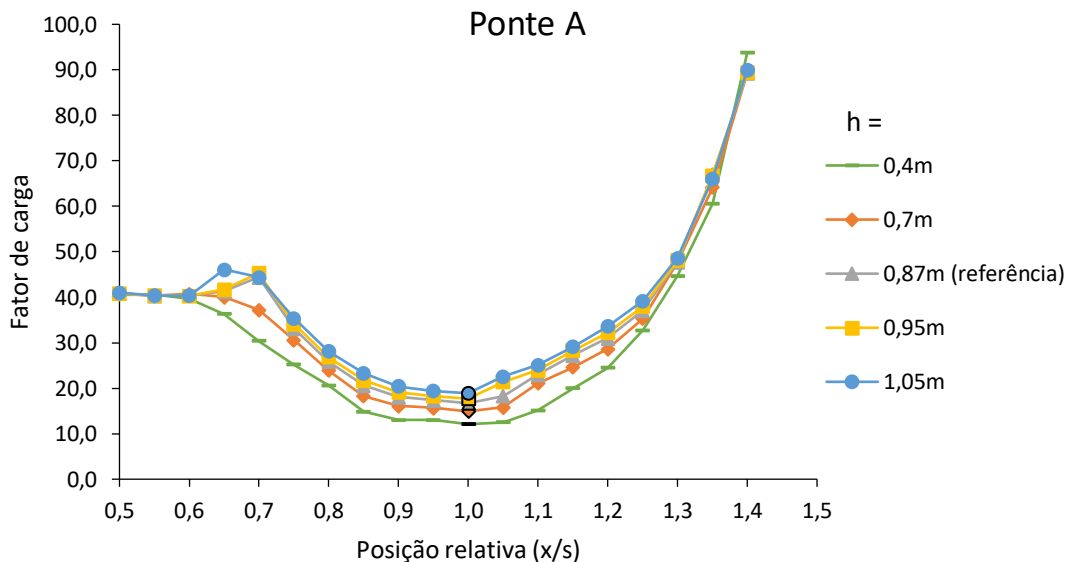


Figura 51 - Fator de carga versus posição da carga para a variação da altura do enchimento – h (ponte A)

Com a variação da altura do enchimento, o mecanismo de colapso da ponte A caracteriza-se pela rotura por formação de quatro rótulas. Pode-se perceber que as diferentes alturas geraram uma mudança na posição de uma das rótulas. Essa alteração pode ser observada na Figura 52 para as alturas de 0,4m e 0,7m.

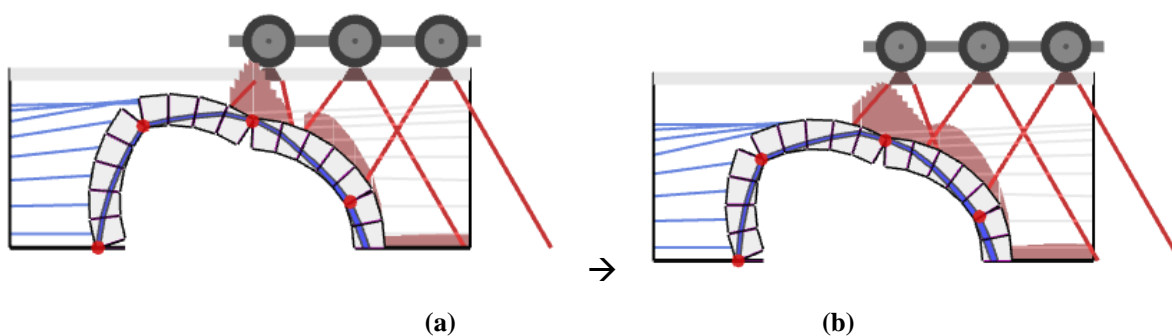


Figura 52 - Mecanismo de colapso para (a) h=0,40m; (b) h=0,70m (ponte A)

c. Variação do coeficiente de impulso passivo (kp)

Pode-se perceber pela Figura 53 que a variação do coeficiente de impulso passivo mobilizado pelo enchimento sobre o arco não altera a posição relativa da carga crítica, mantendo-se a 100% do intradorso do arco, ou seja, no intradorso oposto.

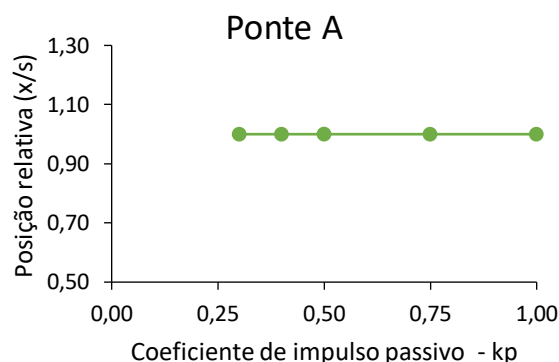


Figura 53 - Variação da posição relativa da carga crítica com o coeficiente de impulso passivo – kp (ponte A)

Quanto ao fator de carga, ao analisar a Figura 54, nota-se que seu valor aumenta consideravelmente com o aumento do coeficiente de impulso passivo, variando de 13,8 a 23,6. Esse resultado é esperado pois, quanto maior a pressão lateral, mais resistência ao colapso terá a estrutura.

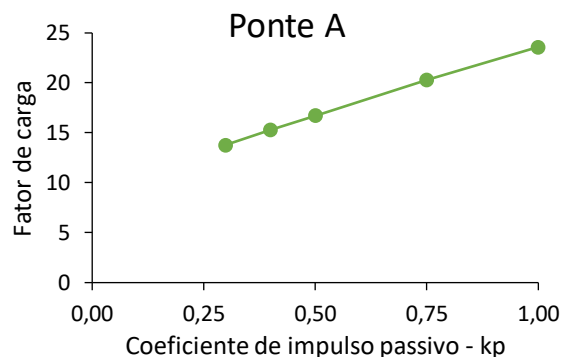


Figura 54 - Variação do fator de carga de colapso com o coeficiente de impulso passivo – kp (ponte A)

Ao compilar as curvas dos diferentes valores de kp no gráfico da Figura 55, nota-se que conforme este parâmetro aumenta, o fator de carga também aumenta, sendo esse crescimento mais significativo entre a posição 1,2 e 1,4. A posição crítica é destacada em borda preta e permanece constante para todos os valores de kp.

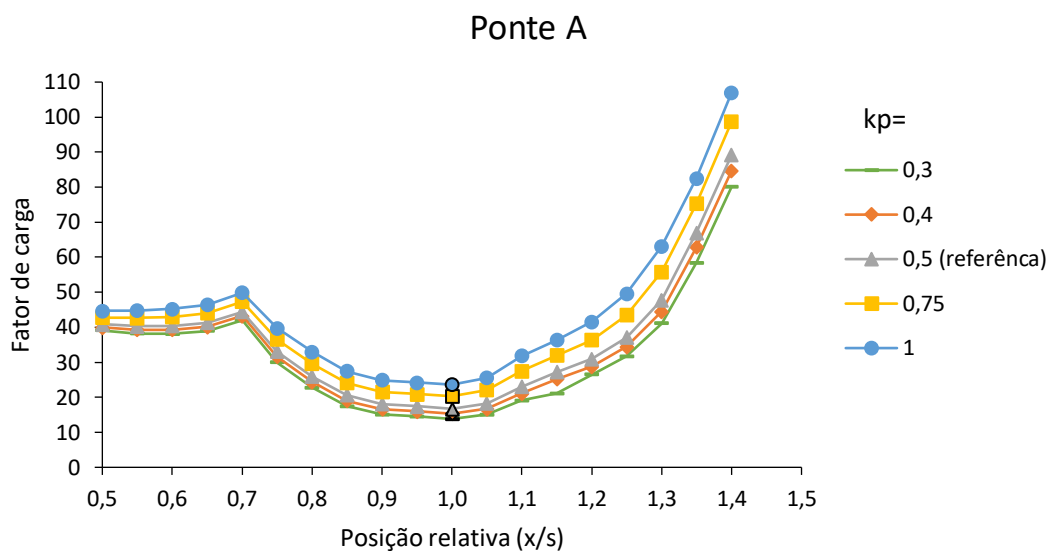


Figura 55 - Fator de carga versus posição da carga com a variação do coeficiente de impulso passivo – k_p (ponte A)

Com a variação do coeficiente de impulso passivo, o mecanismo de colapso da ponte A não sofreu alterações consideráveis. A Figura 56 ilustra o mecanismo de colapso típico da variação de k_p , com rotura devida a formação de quatro rótulas.

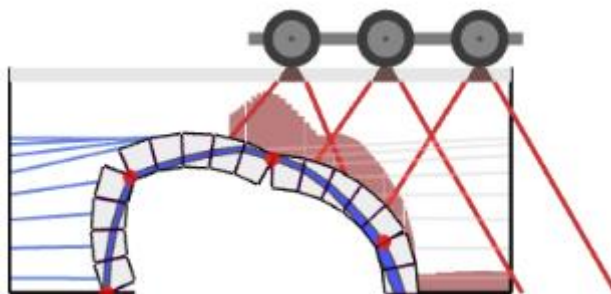


Figura 56 - Mecanismo de colapso característico da variação paramétrica do coeficiente de impulso passivo (ponte A)

d. Varição da resistência à compressão da alvenaria (f_c)

A Figura 57 representa a posição relativa da carga crítica para diferentes valores de resistência à compressão da alvenaria. Pode-se verificar que uma pequena variação da resistência, de 2 MPa para 4 MPa, resultou em uma mudança na posição da carga crítica: de 90% para 100% a partir do intradorso do arco. Em contrapartida, ao se aumentar a resistência, de 5 MPa para 10 MPa e posteriormente para 15 MPa, a posição crítica permanece constante.

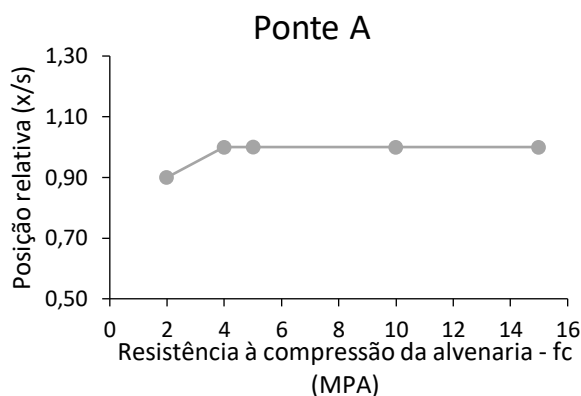


Figura 57 - Variação da posição relativa da carga crítica com a resistência à compressão da alvenaria – f_c (ponte A)

É possível observar através da Figura 58 que o ganho de resistência à compressão da alvenaria resulta em um aumento do fator de carga de colapso, variando de 12,3 a 19,9. No entanto, pelo formato do gráfico, pode-se supor que o valor do fator de carga tende a se estabilizar ao longo do incremento de resistência, ou seja, materiais com resistência à compressão mais baixa terão mais influência na capacidade de carga da estrutura do que os materiais com resistências mais altas.

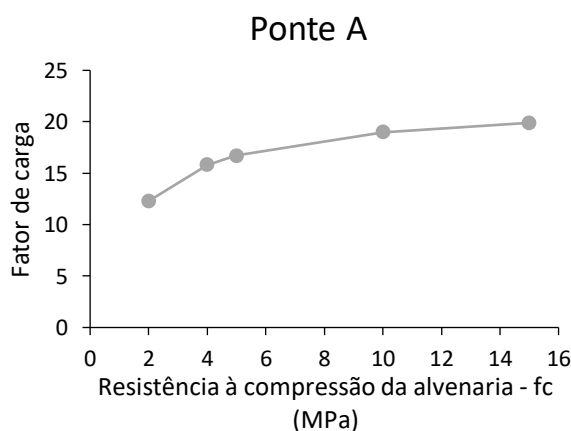


Figura 58 - Variação do fator de carga de colapso com a resistência à compressão da alvenaria – f_c (ponte A)

Pelas curvas dos valores de resistência à compressão ilustradas na Figura 59, verifica-se que a posição relativa da carga crítica, representada por pontos em borda preta, só é divergente para a resistência de 2 MPa, localizando-se mais próxima da metade do arco neste caso. Pode-se dizer pelo gráfico que para $f_c = 2\text{MPa}$, a posição crítica e o fator de carga tem pequena variação entre $(x/s) = 0,5$ e 1. Nota-se também que, para resistências mais altas, existe uma maior variação dos valores do fator de carga, embora o fator de carga de colapso não varie tanto.

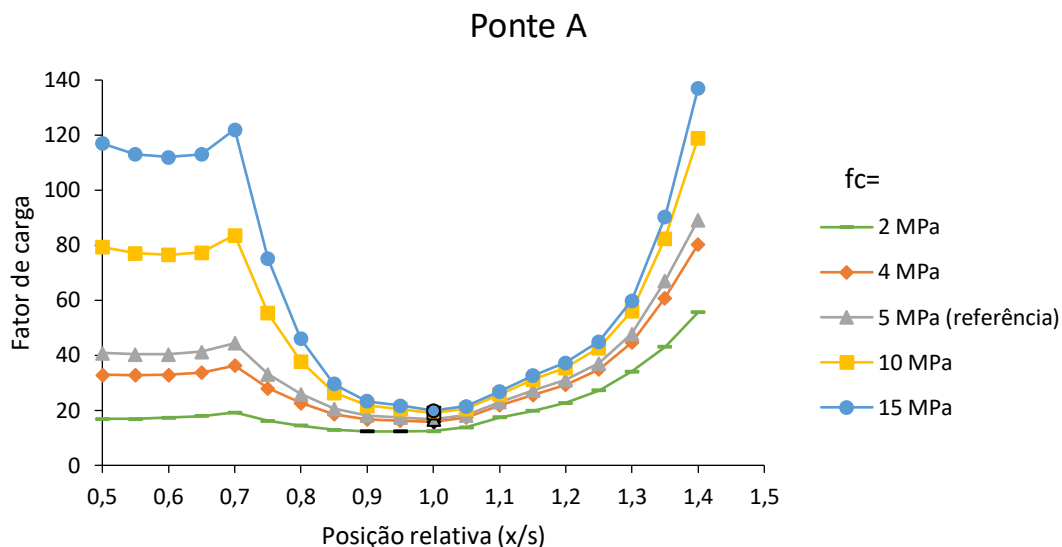


Figura 59 - Fator de carga versus posição da carga para a variação da resistência à compressão da alvenaria – f_c (ponte A)

O mecanismo de colapso da ponte A após variar a resistência à compressão da alvenaria, também se caracterizou pela formação de quatro rótulas. Pela Figura 60, pode-se observar que com uma resistência à compressão da alvenaria de 2MPa, a rotura da ponte A se caracteriza por uma maior área de compressão entre as aduelas, o que potencializa a ocorrência de roturas menos dúcteis. Para uma resistência de 15MPa, o mecanismo de colapso apresenta uma configuração diferente e a compressão entre as aduelas é mais localizada.

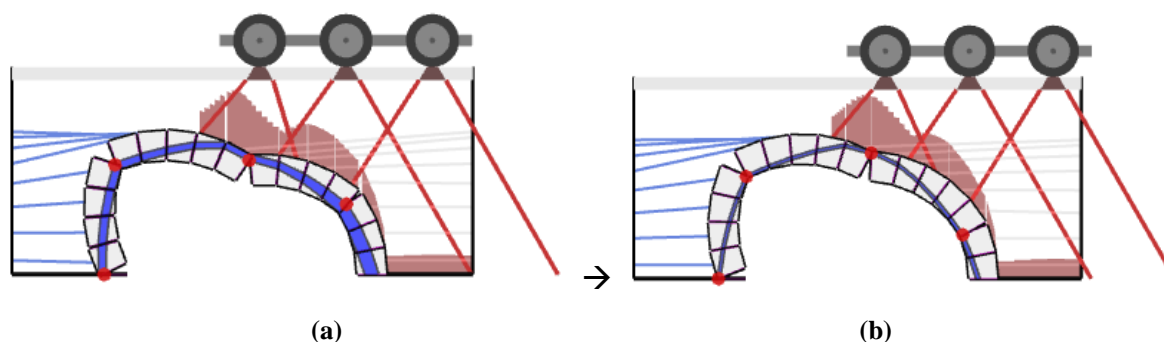


Figura 60 - Mecanismo de colapso para (a) $f_c = 2\text{ MPa}$; (b) $f_c = 15\text{ MPa}$ (ponte A)

e. Variação da espessura do arco (t)

A Figura 61 ilustra a variação da posição relativa da carga crítica com a alteração das espessuras do arco. Para uma espessura de 30cm, a carga crítica se encontra a 70% do intradorso do arco e para uma espessura de 70cm, a posição se altera para o intradorso oposto (100%).

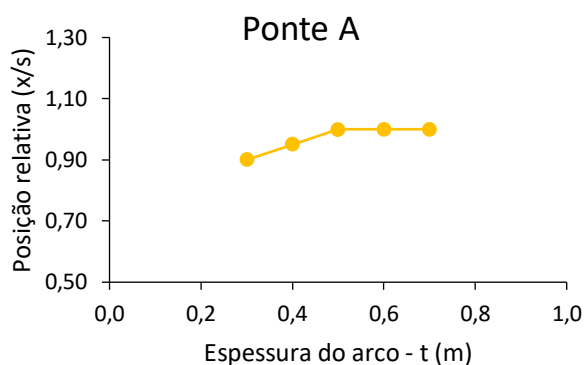


Figura 61 - Variação da posição relativa da carga crítica com a espessura do arco – t (ponte A)

Na variação da espessura do arco, avaliou-se também o que acontece com os fatores de carga de colapso. Pela Figura 62, nota-se que o aumento da espessura do arco proporciona um aumento significativo dos fatores de carga de colapso, variando de 5,58 a 40,6. Desta maneira, pode-se perceber que a espessura é um parâmetro de forte influência na capacidade de carga da estrutura.

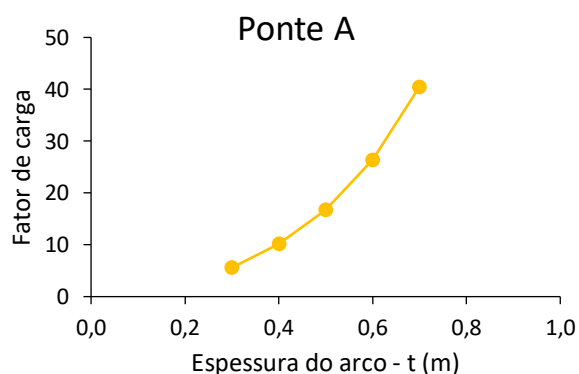


Figura 62 - Variação do fator de carga de colapso com a espessura do arco – t (ponte A)

Das curvas correspondentes às diferentes espessuras do arco, representadas na Figura 63, pode-se notar que há uma significativa alteração nos valores do fator de carga e na posição da carga crítica (indicadas com bordas em preto). Conforme a espessura do arco aumenta, o fator de carga também aumenta, conferindo maior estabilidade para a estrutura.

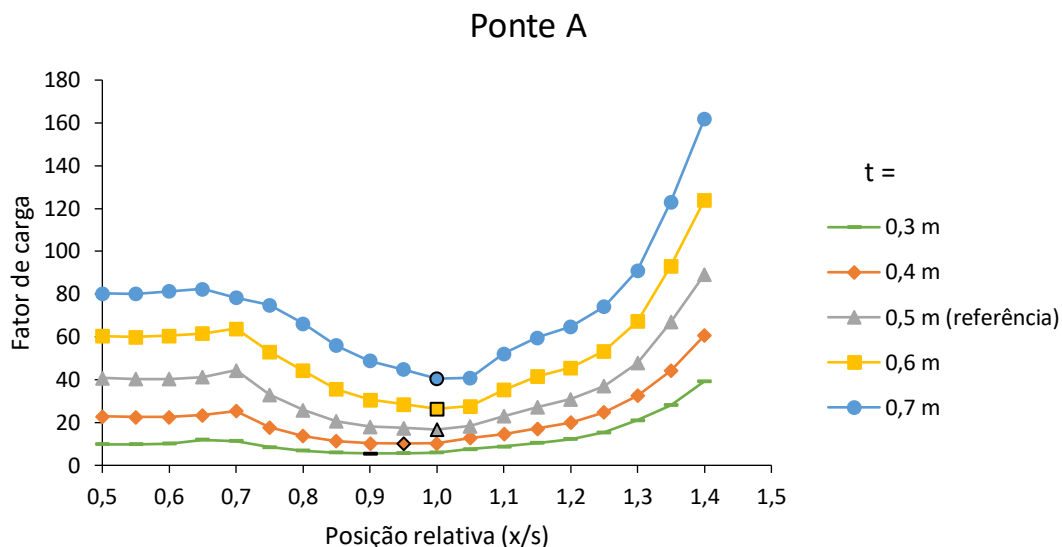


Figura 63 - Fator de carga versus posição da carga para a variação da espessura do arco – t (ponte A)

Na variação da espessura do arco, o mecanismo de colapso também se dá pela formação de 4 rótulas, contudo com diferentes configurações (Figura 64). Quando a espessura do arco aumenta, a espessura da linha de pressões também aumenta.

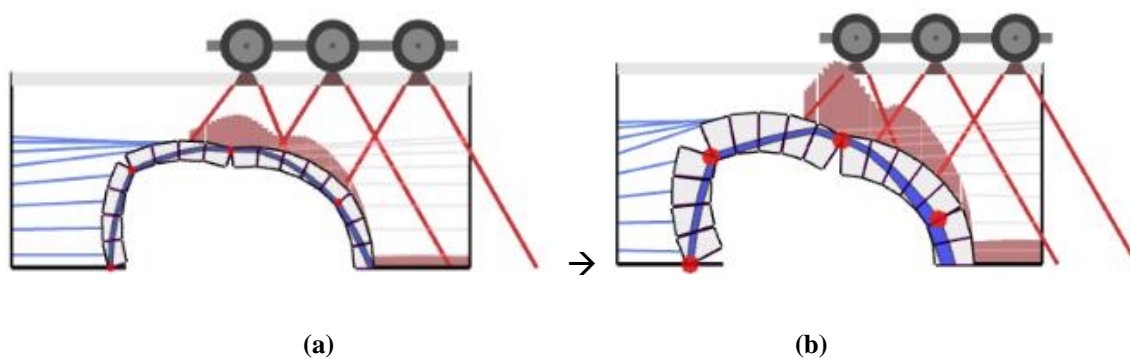


Figura 64 - Mecanismo de colapso para (a) t=0,3m; (b) t=0,7m (ponte A)

f. Largura da ponte (L)

Ao variar a largura da ponte, nota-se na Figura 65, que a posição da carga de colapso se manteve constante no intradorso oposto ao da posição inicial.

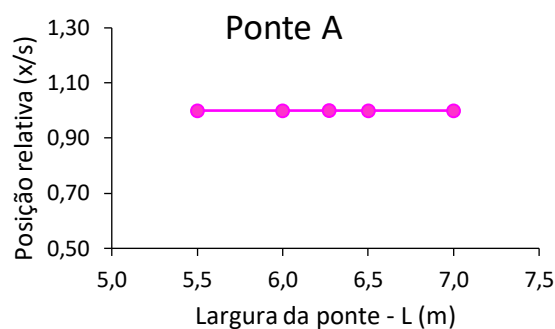


Figura 65 - Variação da posição relativa da carga crítica com a largura – L (ponte A)

Em termos de fator de carga, pode-se perceber na Figura 66, que o fator de carga de colapso aumenta de forma praticamente linear com o aumento da largura.

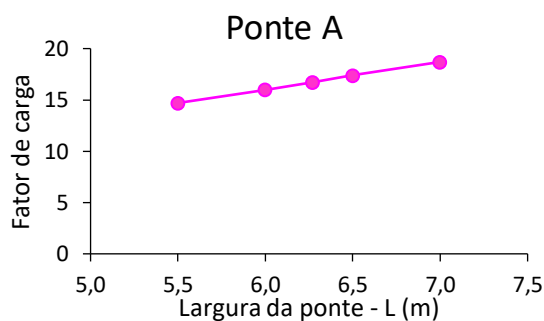


Figura 66 - Variação do fator de carga de colapso com a largura – L (ponte A)

Compilando os dados obtidos para cada largura, é possível notar na Figura 67, que a variação da largura da ponte não gera alterações muito significativas: a posição da carga de colapso permanece constante e os valores dos fatores de carga crítica aumentam ligeiramente com o aumento da largura.

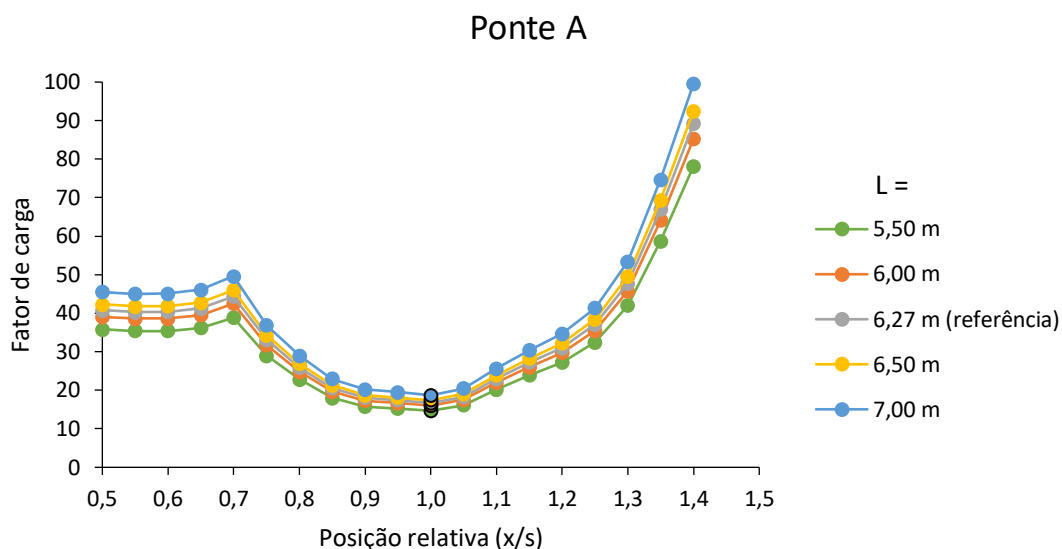


Figura 67 - Fator de carga versus posição da carga para a variação da largura – L (ponte A)

O mecanismo de colapso característico da variação da largura da ponte é representado na Figura 68 e ocorre com a formação de 4 rótulas.

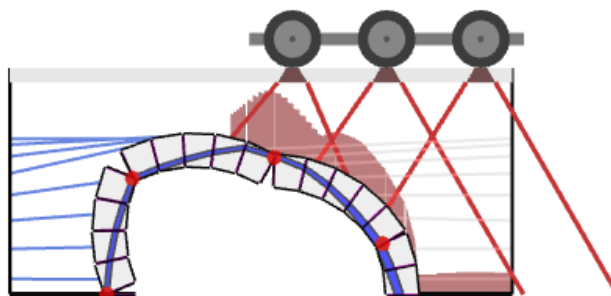


Figura 68 - Mecanismo de colapso característico da variação paramétrica da largura (ponte A)

- PONTE B

Para a ponte B, também foi realizada, além de uma análise numérica, uma análise paramétrica para avaliar os parâmetros mais influentes na sua capacidade de carga. Como a ponte é simétrica, a variação foi feita ao longo da segunda metade da mesma.

A tabela 7 apresenta os valores variáveis e, em negrito, os valores de referência da ponte B.

Tabela 7 - Variação Paramétrica Ponte B

PARÂMETRO	Variável 1	Variável 2	Referência	Variável 3	Variável 4
Peso específico (kN/m ³)	18	19	20	21	22
Ângulo de atrito (°)	20	25	30	35	40
Altura do enchimento (m)	0,50	0,70	0,88	1,10	1,30
Coef. De impulso passivo	0,3	0,4	0,5	0,75	1
Resist. à comp. Alvenaria (Mpa)	2	4	5	10	15
Espessura do arco (t)	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9
Largura (L)	5,00	5,50	6,05	6,50	7,00

a. Variação do Material de Enchimento

Para o material de enchimento, variou-se simultaneamente o ângulo de atrito (ϕ) e o peso específico (γ) do solo.

Na Figura 69 verificou-se que, com a variação do peso específico do enchimento, a carga crítica se manteve constante na posição em que o segundo eixo do veículo se encontra posicionado a 58% do intradorso do arco.

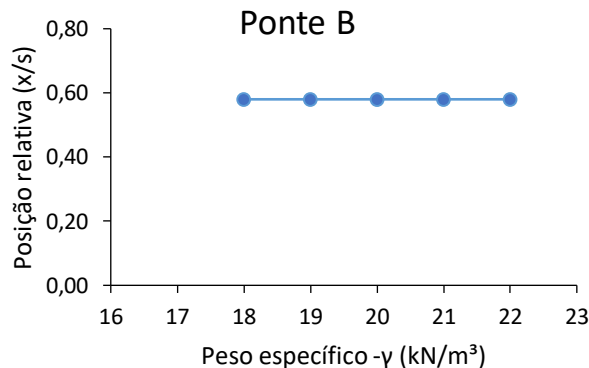


Figura 69 - Variação da posição relativa da carga crítica com o peso específico - γ (ponte B)

O fator de carga aumenta com a variação do peso específico do enchimento, oscilando entre 6,31 e 13,10; conforme apresenta a Figura 70.

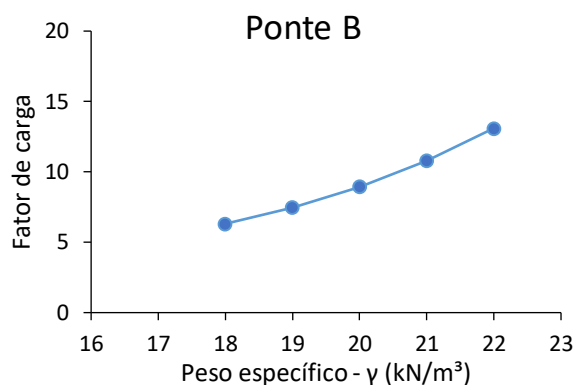


Figura 70 - Variação do fator de carga de colapso com o peso específico – γ (ponte B)

Nota-se na Figura 71 que o fator de carga apresenta suaves alterações até cerca de 75% do intradorso do vão. A partir dessa posição, o fator de carga aumenta consideravelmente.

Pode-se observar também no Figura 71, que as curvas dos diferentes valores do enchimento seguem o mesmo padrão e se encontram quase paralelas umas das outras. Isso indica que com a alteração do material de enchimento, o comportamento do arco não é alterado significativamente. Os pontos com borda em preto representam a carga de colapso.

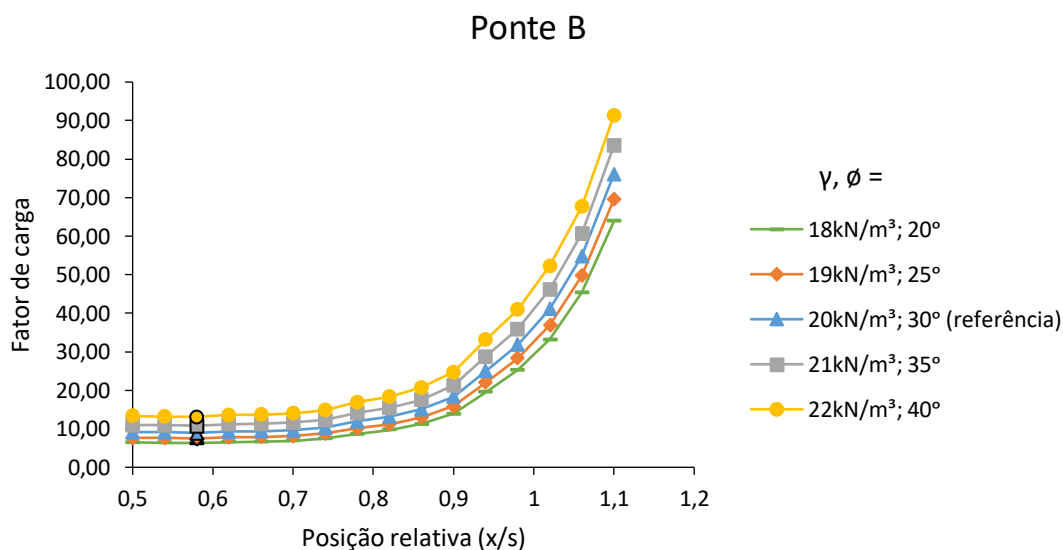


Figura 71 - Fator de carga versus posição da carga com a variação do peso específico - γ (ponte B)

O mecanismo de colapso característico da ponte B ao variar o material de enchimento é dado pela formação de 4 rótulas como se observa na Figura 72.

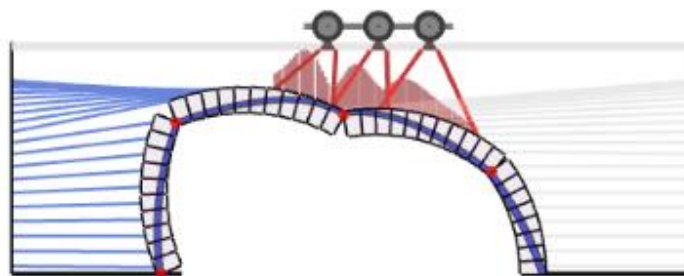


Figura 72 - Mecanismo de colapso característico da variação paramétrica do peso específico - γ (ponte B)

b. Variação da altura do enchimento (h)

Ao variar a altura do enchimento, pode-se perceber através da Figura 73 que a carga crítica permanece constante na posição de 58% do intradorso do vão até a altura de 1,10m. Após isso, a carga crítica se aproxima do meio do vão localizando-se a 54% do intradorso do arco.

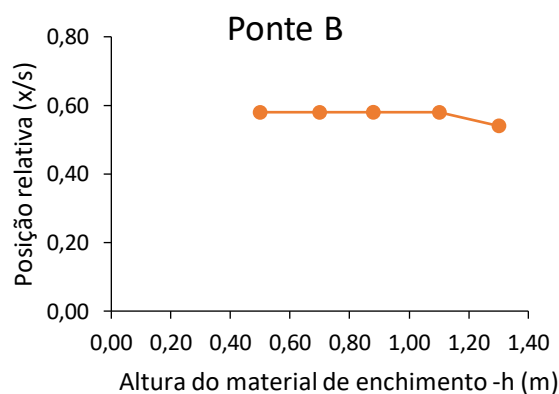


Figura 73 - Variação do fator de carga de colapso com a altura do enchimento – h (ponte B)

Na Figura 74, observa-se que o fator de carga aumenta levemente com o aumento da altura do enchimento, variando entre 8,25 e 9,7 para as diferentes alturas.

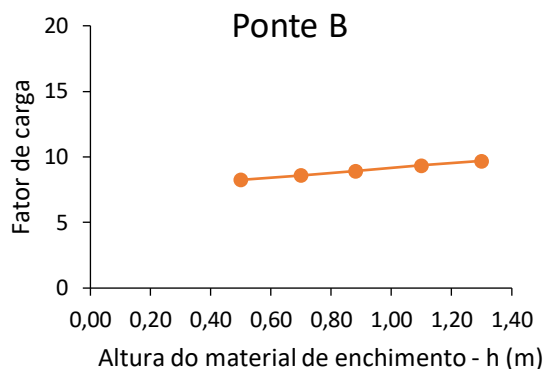


Figura 74 - Variação do fator de carga com a altura do enchimento – h (ponte B)

O gráfico da Figura 75 reúne as curvas das diferentes alturas com os fatores de carga para as diferentes alturas. Os pontos com borda em preto representam a carga de colapso. Nota-se que a partir da posição de 82% do intradorso do arco, os fatores de carga variam mais. Em geral, a variação de h não altera significativamente o comportamento da ponte.

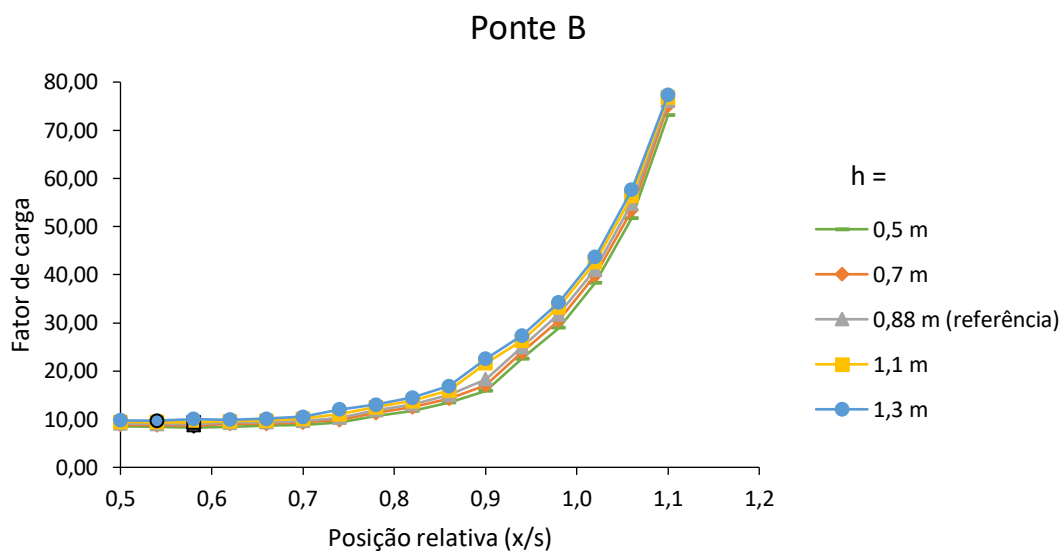


Figura 75 - Fator de carga versus posição da carga com a variação da altura do enchimento – h (ponte B)

O mecanismo de colapso apresentado na Figura 76 é característico da variação da altura do enchimento, com uma ligeira variação da posição da rótula para a altura de 1,3 metros.

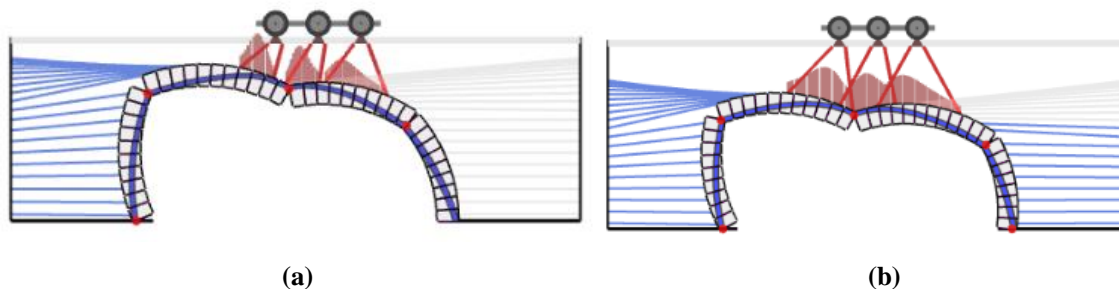


Figura 76 - Mecanismo de colapso: (a) $h=0,5m$; (b) $h=1,3m$ (ponte B)

c. Variação do coeficiente de impulso passivo (k_p)

A Figura 77 mostra que a posição da carga crítica não se altera com a variação do coeficiente de impulso passivo, permanecendo a 58% do intradorso do arco.

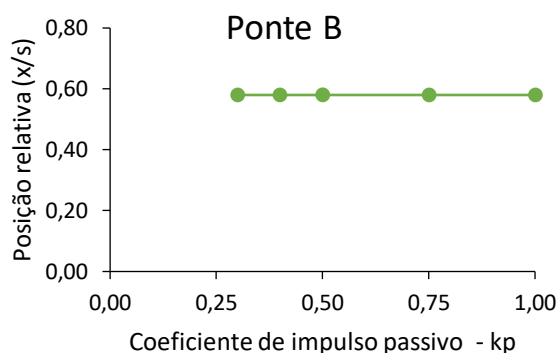


Figura 77 - Variação da posição da carga de colapso com o coeficiente de impulso passivo – k_p (ponte B)

Com o aumento do coeficiente de impulso passivo, o fator de carga sofre um aumento linear de 6,28 a 14,90, como se observa na Figura 78.

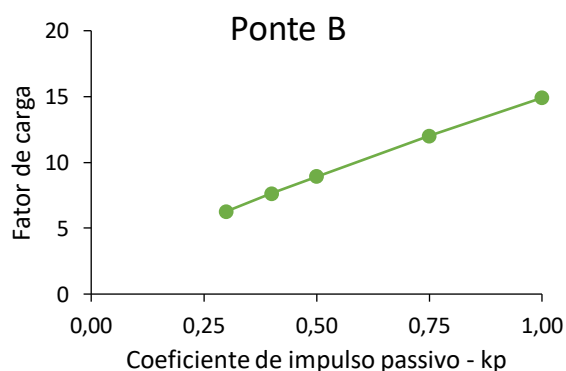


Figura 78 - Variação do fator de carga com o coeficiente de impulso passivo – k_p (ponte B)

Com a união das curvas de coeficiente de impulso passivo no gráfico da Figura 79, nota-se que pelo formato das curvas, a variação de k_p não altera o funcionamento da ponte. Os fatores de carga aumentam conforme aumenta o coeficiente de impulso passivo.

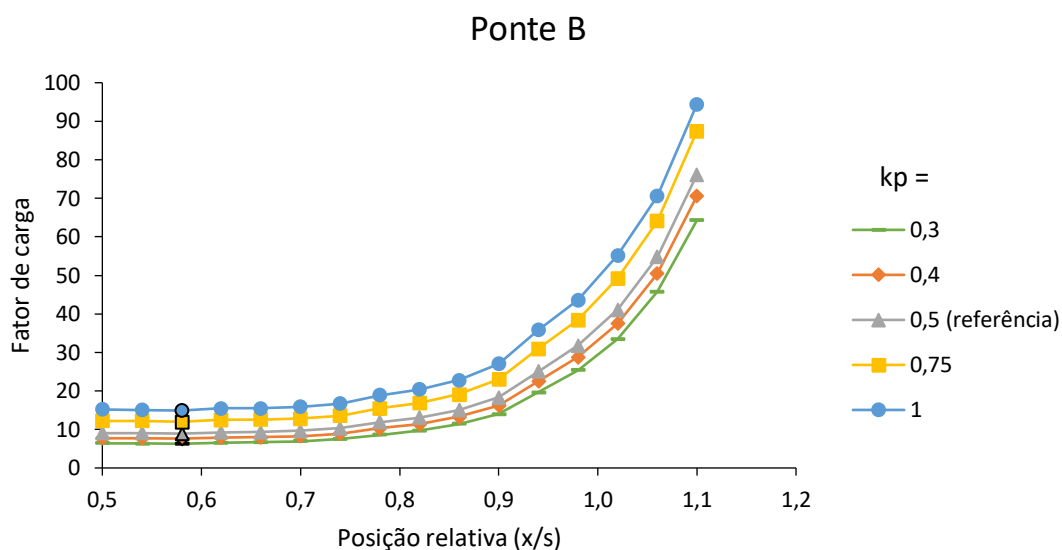


Figura 79 - Fator de carga versus posição da carga com a variação de do coeficiente de impulso passivo (ponte B)

O mecanismo de colapso típico dessa variação paramétrica é dado pela formação de 4 rótulas. A posição das rótulas pode variar com a alteração do coeficiente de impulso passivo, como ilustra a Figura 80.

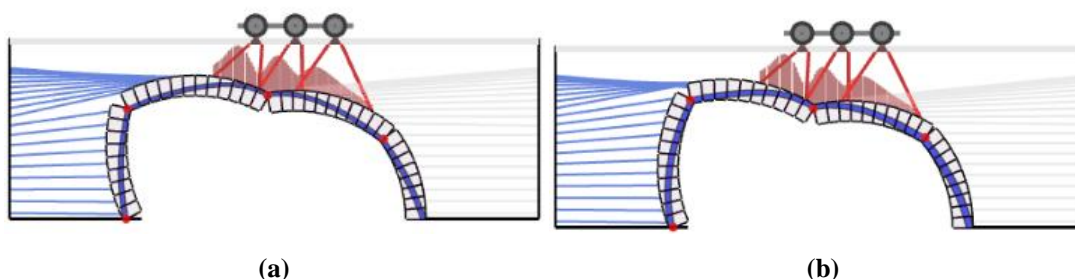


Figura 80 - Mecanismo de colapso para: (a) $k_p=0,3$; (b) $k_p=1,0$ (ponte B)

d. Variação da resistência à compressão da alvenaria (f_c)

Na Figura 81, observa-se que para um $f_c = 2\text{Mpa}$, a carga crítica encontra-se exatamente no meio do arco, enquanto para os demais valores, a posição crítica situa-se a 58% do intradorso do arco.

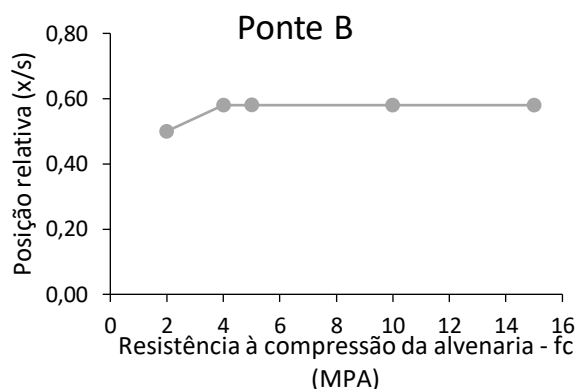


Figura 81 - Variação da posição relativa da carga crítica com a resistência à compressão da alvenaria – f_c (ponte B)

Em relação ao fator de carga, verifica-se que este aumenta com o aumento da resistência à compressão da alvenaria, variando entre 6,11 e 10,60. Pelo formato do gráfico da Figura 82, pode-se dizer que o fator de carga tende a se estabilizar conforme se o incremento da resistência, demonstrando que este parâmetro não é muito importante. Esse comportamento é similar a um material plástico.

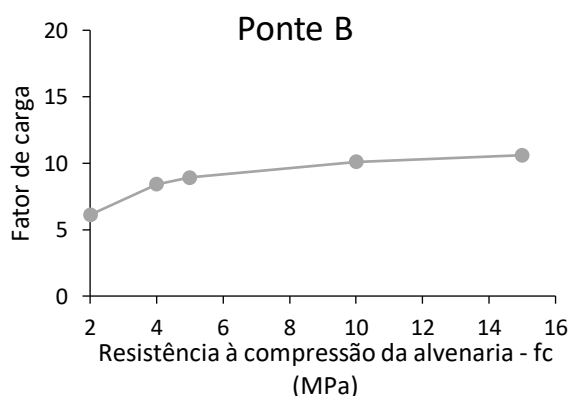


Figura 82 - Variação do fator de carga de colapso com a resistência à compressão da alvenaria – f_c (ponte B)

A Figura 83 agrupa as curvas das resistências à compressão com o fator de carga em função da posição relativa. É possível observar que até a posição de 75% do intradorso do arco, o fator de carga sofre pequenas variações. A partir dessa posição, a alteração se torna significativa, embora as cargas de colapso (representadas com borda preta), não sofram grandes variações, permanecendo entre as posições 0,5 e 0,58. Pode-se dizer que a resistência da alvenaria não provoca grandes alterações no comportamento da ponte.

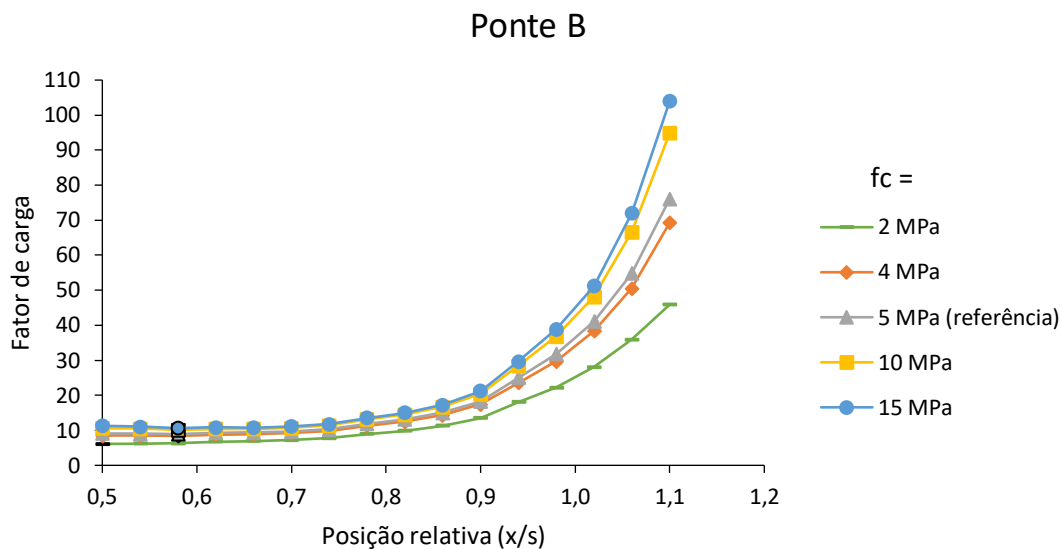


Figura 83 - Fator de carga versus posição da carga com a variação da resistência à compressão da alvenaria – f_c (ponte B)

Para a variação da resistência à compressão da alvenaria, foi possível observar dois tipos de mecanismo de colapso: rotura devido a formação de 5 rótulas quando a resistência é 2MPa e rotura devido a formação de 4 rótulas para as demais resistências, conforme ilustra a Figura 84. A rotura por formação de 5 rótulas ocorre quando a carga crítica está situada no centro do arco.

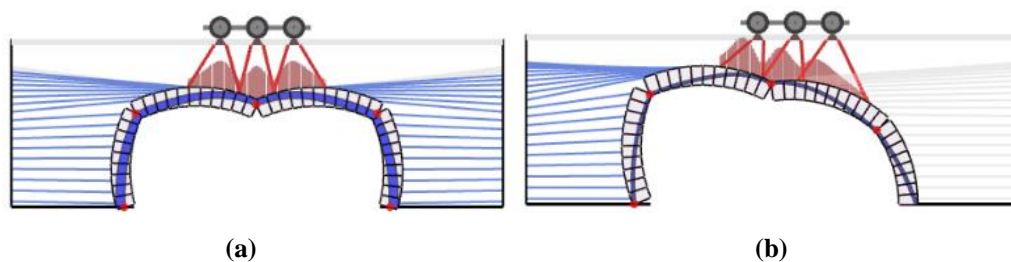


Figura 84 - Mecanismo de colapso: (a) pela formação de cinco rótulas – $f_c=2\text{MPa}$; (b) pela formação de quatro rótulas – $f_c=15\text{MPa}$ (ponte B)

e. Variação da Espessura do Arco

A posição da carga de colapso varia entre 50% e 58% do intradorso do arco ao variar a espessura do arco, conforme Figura 85.

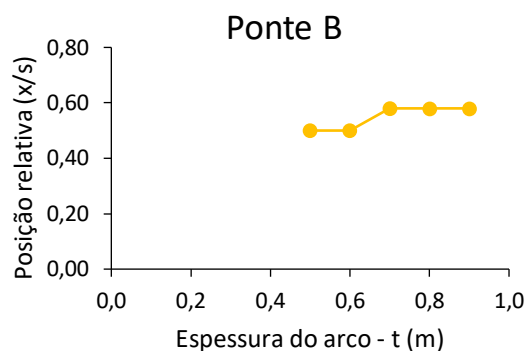


Figura 85 - Variação da posição relativa com a espessura do arco – t (ponte B)

Com o aumento da espessura do arco, o fator de carga aumenta consideravelmente, como se observa na Figura 86, onde os valores oscilam de 5,28 a 13,90 para as diferentes espessuras. Esse comportamento é esperado, pois uma espessura maior configura maior resistência ao colapso.

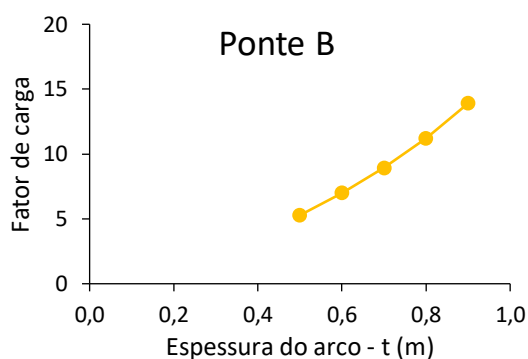


Figura 86 - Variação do fator de carga com a espessura do arco – t (ponte B)

Para as diferentes espessuras do arco, a Figura 87 demonstra que o fator de carga altera significativamente. Isso indica que este é parâmetro bem influente no comportamento da ponte. Os pontos com borda em preto representam a carga crítica de cada espessura.

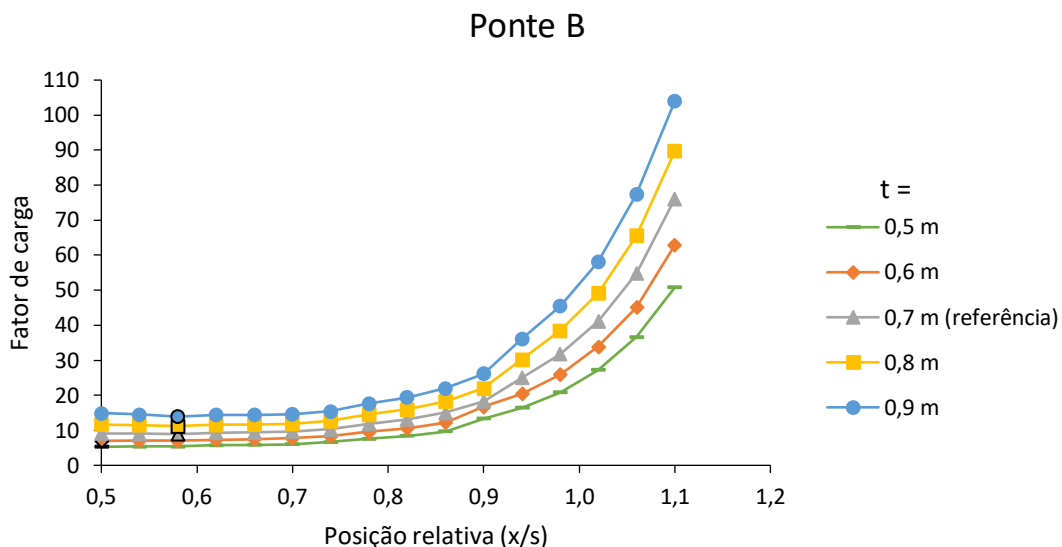


Figura 87 - Fator de carga versus posição da carga com a variação da espessura do arco – t (ponte B)

Para uma espessura de 0,5 metros do arco, a posição da carga crítica se encontra no centro do arco, originando um mecanismo de colapso por formação de 5 rótulas. Para os casos em que a posição crítica se encontra a 0,58 do intradorso, há a formação de 4 rótulas. A Figura 88 ilustra tais situações.

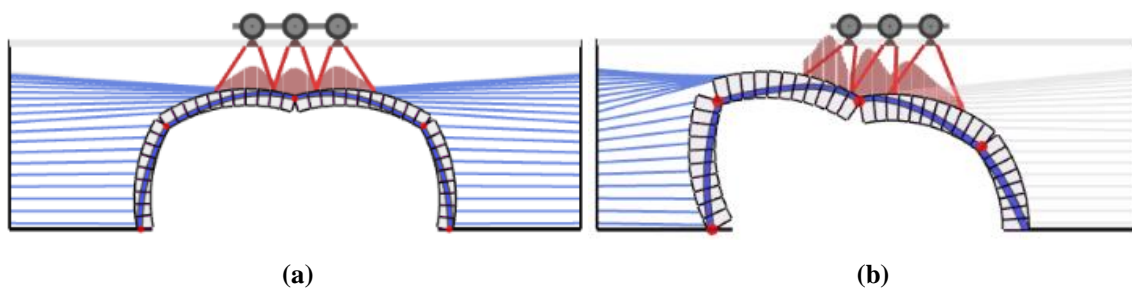


Figura 88 - Mecanismo de colapso por: (a) formação de cinco rótulas - t=0,5m; (b) formação de quatro rótulas - t=0,9m (ponte B)

f. Variação da Largura (L)

A Figura 89 apresenta a variação da posição da carga crítica com a largura da ponte. Pode-se observar que a carga crítica se manteve constante a 58% do intradorso do arco.

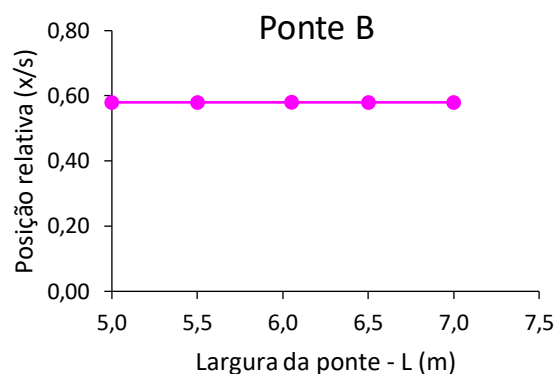


Figura 89 - Variação da posição relativa com a largura - L (ponte B)

O fator de carga varia entre 7,37 e 10,30 para as diferentes larguras, podendo ser observado na Figura 90 um comportamento próximo ao linear.

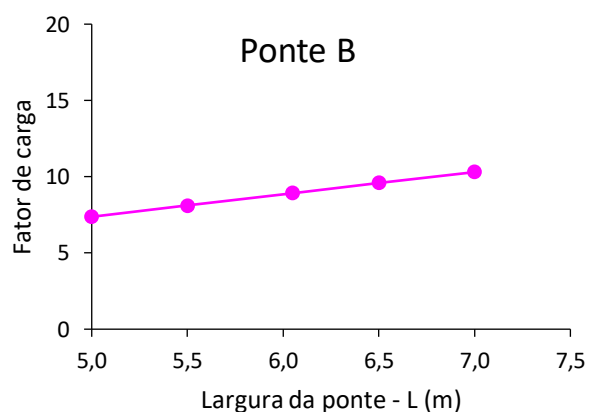


Figura 90 - Variação do fator de carga com a largura - L (ponte B)

Na Figura 91, observa-se que a variação da largura da ponte não gera grandes alterações no comportamento da ponte, pois os fatores de carga, em especial os fatores de carga de colapso (representados com borda preta), não sofrem grandes variações.

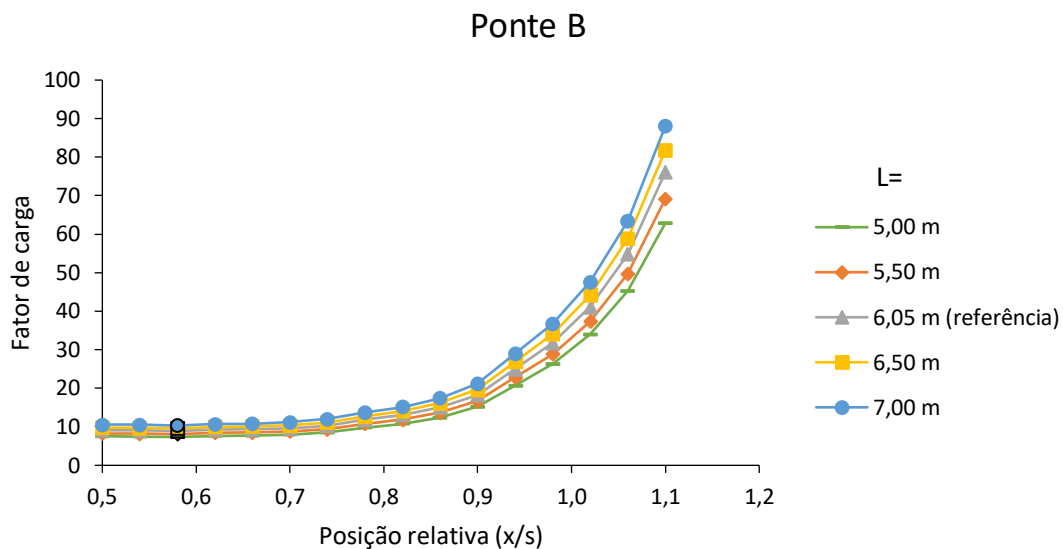


Figura 91 - Fator de carga versus posição da carga com a variação da largura – L (ponte B)

A Figura 92 ilustra o mecanismo de colapso desta variação paramétrica, representado por rotura por formação de 4 rótulas.

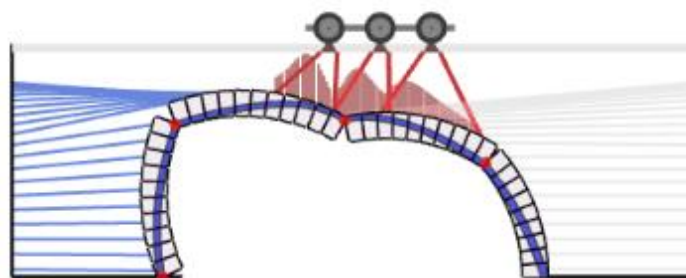


Figura 92 - Mecanismo de colapso para variação da largura – L (ponte B)

4.5.1.3. Análise dos resultados obtidos

A Tabela 8 ilustra o fator de carga para as duas pontes de referência, calculados usando os valores dos parâmetros de referência.

Tabela 8 - Fatores de carga para as pontes de referência de vão único.

	Arco profundo
Pequeno vão	16,7 (A)
Médio vão	8,92 (B)

- PONTE A

O fator de carga de colapso obtido para a ponte A com os parâmetros de referência foi de 16,7. Este valor indica uma boa condição de segurança para a ponte.

Através dos resultados obtidos pela variação individual dos parâmetros, é possível perceber melhor e de forma mais abrangente o comportamento das pontes de pequeno vão e arco profundo da amostra.

Observou-se que os parâmetros mais influentes, ou seja, aqueles que causam maiores alterações nessas pontes em termos de fator de carga foram: a espessura do arco (t), o coeficiente de impulso passivo mobilizado (k_p) e as propriedades do enchimento (γ ; ϕ). A maior profundidade do arco, que o expõe a uma maior extensão de impulsos passivos provocados pelo material de enchimento parece justificar este comportamento.

A altura do enchimento (h) exerce média influência na variação do valor do fator de carga, enquanto, a resistência à compressão da alvenaria (f_c) e a largura da ponte (L) exercem baixa influência. Estes resultados são aparentes da análise do gráfico da Figura 93 resume tais análises, onde FC_0 é o valor referência do fator de carga de colapso e x_0 é o valor de referência do parâmetro em questão (representado por um símbolo e uma cor diferente, conforme legenda).

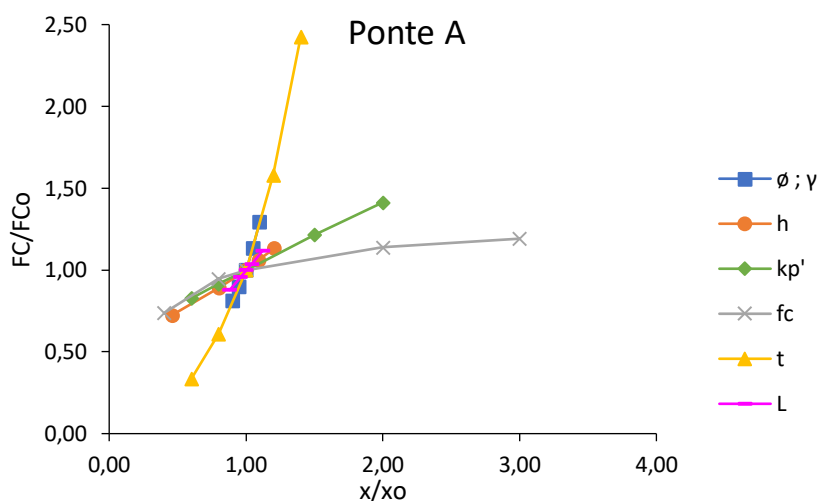


Figura 93 - Análise paramétrica pontes de pequeno vão e arco profundo

Com relação à posição relativa da carga de colapso, a mudança mais significativa ocorreu na variação da espessura da ponte (t). Nesta situação, a posição da carga crítica variou de 3,6m a 4,0m do intradorso, correspondendo a 90% e 100% do vão, respectivamente. Ao espelhar os resultados para a metade simétrica da ponte, a posição da carga crítica varia de 0%

a 10%. Pode-se dizer, portanto, que as zonas críticas da ponte A são próximas às extremidades do arco.

- PONTE B

Apesar do valor do fator de carga de colapso obtido para a ponte B (8,92) ser praticamente metade do valor obtido para ponte A (16,7), indica também boas condições de segura para a ponte B.

Analisando os resultados obtidos pela variação individual dos parâmetros, é possível perceber como se dá o comportamento das pontes de médio vão e arco profundo – Ponte referência B.

Os parâmetros que causaram maiores alterações em termos de fator de carga na ponte B foram: a espessura do arco (t), o peso específico do material de enchimento (γ) e o coeficiente de impulso passivo mobilizado (k_p). Esta última característica é influente devido à profundidade do arco que o expõe a grandes extensões de impulso passivo provocado pelo enchimento.

A largura (L) e a resistência à compressão da alvenaria (f_c) exercem uma influência média no comportamento da ponte B, enquanto que a altura do enchimento (h) exerce uma influência mais baixa. Essas análises podem ser observadas no gráfico da Figura 94, onde FC_0 é o valor referência do fator de carga de colapso e x_0 é o valor de referência do parâmetro em questão (representado por um símbolo e uma cor diferente, conforme legenda).

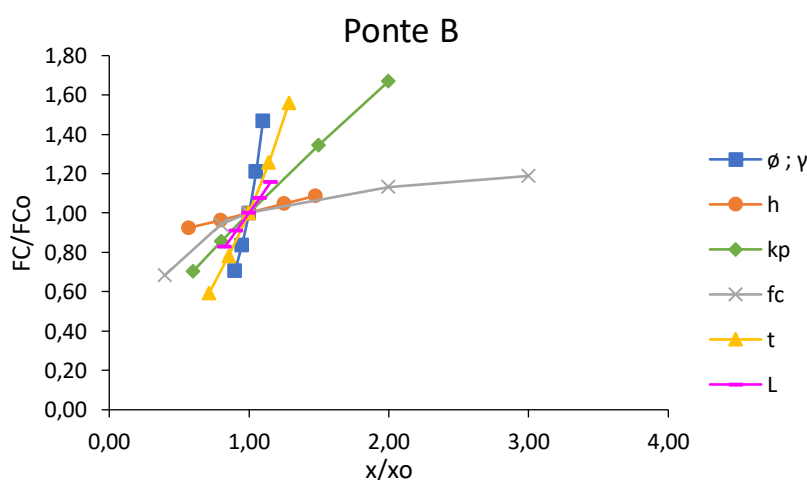


Figura 94 - Análise paramétrica pontes de médio vão e arco profundo

Em relação à posição relativa da carga de colapso, pode-se observar que, para todos os parâmetros, a posição relativa (x/s) se manteve sempre entre 0,5 e 0,58 do intradorso do arco. Nos casos em que a carga crítica se encontrava posicionada no centro do arco, o mecanismo de colapso se caracterizava pela formação de cinco rótulas.

4.5.1.4. Comparação de Resultados

Para melhor se visualizar as diferenças entre as duas pontes referência de vão único estudadas, representa-se na Figura 95, a relação entre o fator de carga e a posição crítica (relativa a metade do arco de cada ponte), para fins de comparação. Os pontos com borda preta representam o fator de carga de colapso.

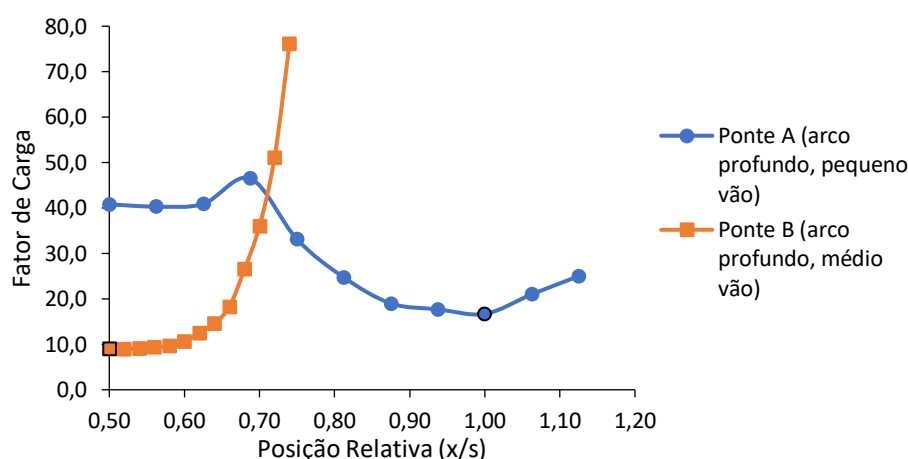


Figura 95 - Fator de carga versus posição da carga: comparação entre as pontes A e B

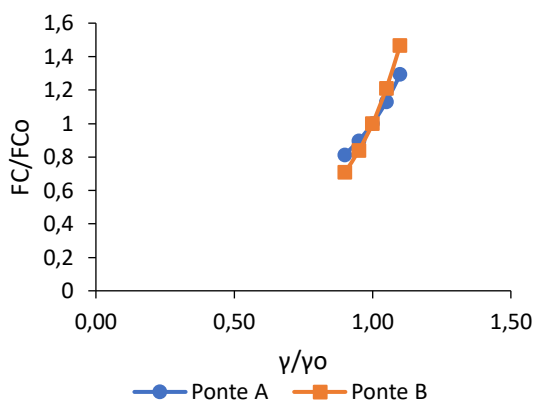
Em termos da posição relativa da carga de colapso, é possível concluir que a mesma é independente da variação dos parâmetros. Para a ponte A (arco profundo e pequeno vão), é de se esperar uma rotura associada a uma posição da carga próxima às posições 0,9 e 1,1. Para a ponte B (arco profundo e médio vão) a rotura está prevista para uma posição entre 50% e 60% do intradorso.

É importante salientar que o RING adota propriedades homogêneas para os materiais ao longo do arco. Para compensar essa consideração (por vezes, incompatível com a realidade), é corrente tratar as informações com um intervalo maior de segurança. Desta forma, os intervalos de posição mencionados anteriormente, correspondem às zonas críticas das pontes.

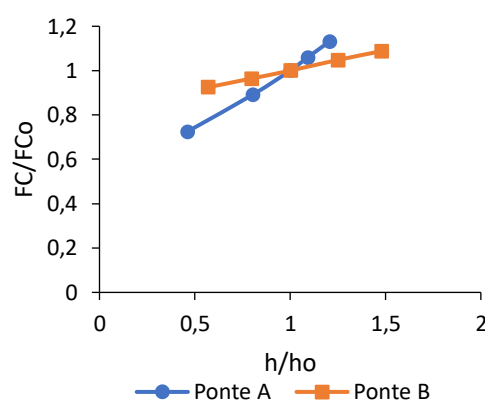
Ao comparar as pontes A e B, observa-se que a zona crítica para a ponte de pequeno vão (A), encontra-se mais próxima das extremidades do arco, enquanto que para a ponte de médio vão (B), a zona crítica localiza-se muito próxima do centro do arco.

Em relação ao fator de carga, verificou-se que a ponte de pequeno vão (A) possui maior segurança que a ponte de médio vão (B) devido ao valor do fator de carga mínimo da ponte A ($FC = 16,7$) ser praticamente o dobro que o da ponte B ($FC = 8,92$).

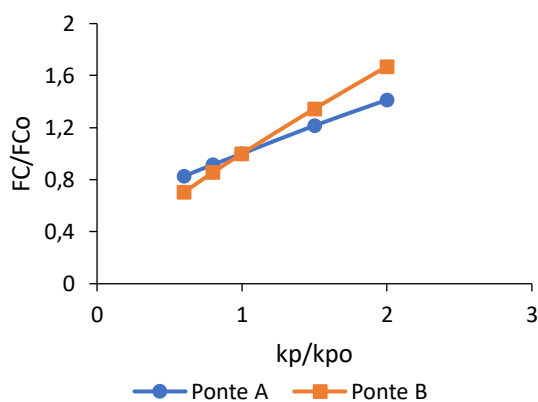
Com o estudo paramétrico, foi possível chegar a conclusões sobre os parâmetros mais importantes para as pontes A e B, em termos de alteração do fator de carga e da posição relativa da carga de colapso. Com o intuito de analisar a resposta dos parâmetros, perante às pontes A e B, fez-se uma comparação entre elas. Os resultados são apresentados na Figura 96.



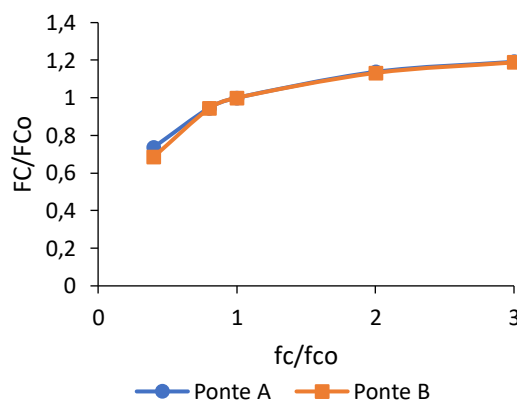
(a) Material de enchimento



(b) Altura do material de enchimento



(c) Coeficiente de impulso passivo



(d) Resistência à compressão da alvenaria

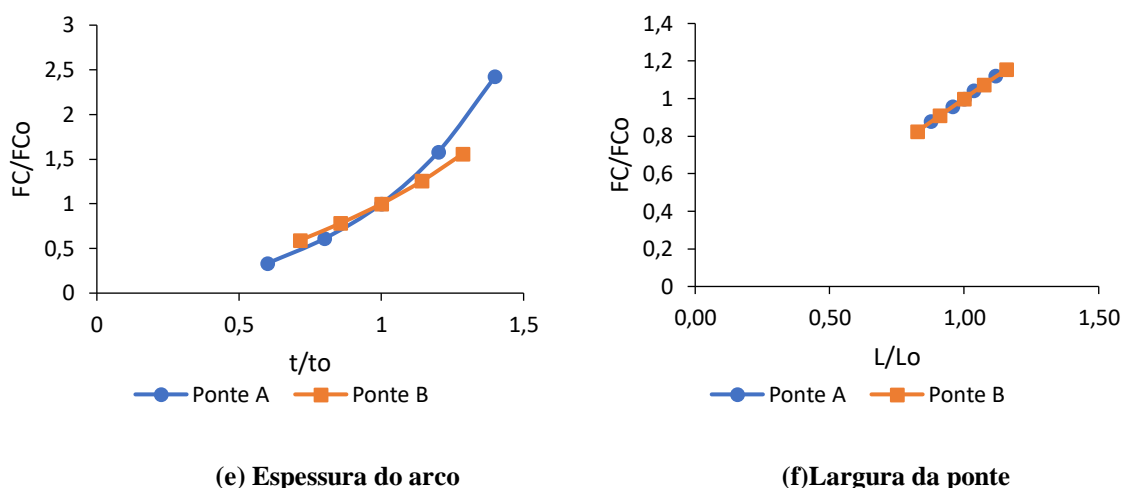


Figura 96 - Análise paramétrica – comparação entre as pontes A e B

Foi possível verificar pela Figura 96 que os parâmetros que melhor distinguem A e B são a altura do enchimento (h), a espessura do arco (t) e o coeficiente de impulso passivo (kp), sendo os dois primeiros mais influentes na ponte A (pequeno vão), e o coeficiente de impulso passivo (kp) mais influente na ponte B (médio vão). Os parâmetros de resistência à compressão da alvenaria (fc) e largura da ponte (L) pouco se diferenciam entre as pontes. Desta maneira pode-se dizer que o tamanho do vão não afeta essas características.

Ao comparar as figuras 37 e 39, verificou-se que no mecanismo de rotura de ambas as pontes, o arco se desloca mais horizontalmente, devido a sua profundidade. Constatou-se também, pela semelhança na deformada das pontes A e B, que o aumento do vão não altera o modo de colapso da estrutura.

Na variação paramétrica, a situação que conduz ao menor valor de fator de carga de colapso é a variação da espessura do arco. Para pequenas espessuras de arco, os fatores de carga atingem os valores de 5,58 e 5,28 para as pontes A e B respectivamente. Esses valores, apesar de mínimos, ainda indicam boas condições de segurança estrutural.

4.5.2. Pontes C e D

No estudo das pontes particulares, foi realizada uma análise individualizada de cada ponte com a sua geometria real, aplicando valores de referência para as propriedades físicas e mecânicas dos materiais, a fim de se obter uma perspectiva do comportamento estrutural da ponte. Não foram considerados aqui nenhum tipo de dano ou patologia presentes nessas pontes.

Para complementar o estudo, variou-se os parâmetros físicos e mecânicos dos materiais para analisar a sensibilidade das pontes no que respeita esses parâmetros. Será avaliada a resposta da estrutura em termos de capacidade de carga e modo de colapso para essas condições.

As análises foram feitas aplicando-se os casos de carga em toda extensão da ponte e, posteriormente, concentrando-os ao arco que configura a situação mais desfavorável, considerando que ele está integrado a uma estrutura constituída por outros arcos. A posição relativa da carga de colapso será contada com o eixo central do veículo a partir do intradorso do arco mais desfavorável.

4.5.2.1. Parâmetros de referência

- PONTE DA ARRANCA (C)

Para a ponte C foram definidos inicialmente 56 casos de carga espaçados igualmente a cada 1 metro ao longo de todo o comprimento da ponte. A Figura 97 ilustra a variação do fator de carga com a posição da carga aplicada ao longo da ponte.

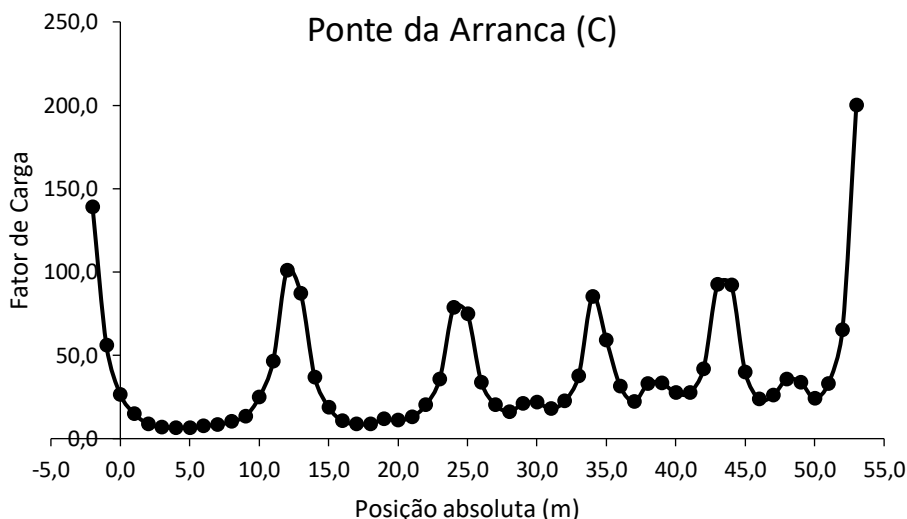


Figura 97 - Variação do fator de carga com a posição do veículo ao longo da ponte da Arranca (C)

Ao analisar a Figura 97 acima, percebe-se que os menores fatores de carga estão concentrados no primeiro e no segundo arco. Essa situação era esperada, pois estes são os maiores arcos da ponte. O fator de carga mínimo encontra-se posicionado, a 4,5 metros do intradorso do primeiro arco (da direita para a esquerda), com um valor de 6,18.

Foi realizada uma segunda análise, correndo o veículo apenas sobre o arco que envolve o menor fator de carga, a fim de refinar a avaliação. Definiu-se, portanto, 43 novos casos de carga, igualmente espaçados a cada 25cm. Para esse estudo, considerou-se que o veículo percorreria o primeiro arco inteiro, ou seja, da posição 0m a 10,5m, correspondentes a 0% e 100% respectivamente.

O fator de carga mínimo encontrado na segunda simulação foi de 6,16 com o veículo posicionado a 40% do intradorso do primeiro vão. A Figura 98 apresenta a variação do fator de carga com a posição do veículo ao longo do primeiro arco.

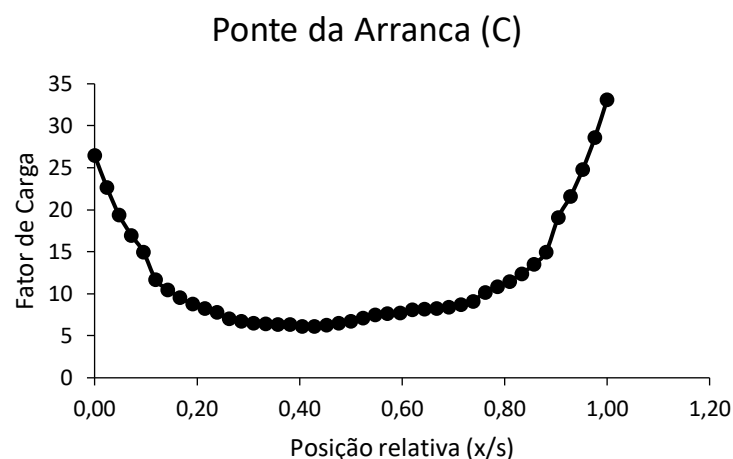


Figura 98 - Variação do fator de carga ao longo do 1º arco (ponte C)

A Figura 99 apresenta o mecanismo de colapso da ponte C para a segunda análise. Pode-se perceber que se trata de um mecanismo de rotura devido a formação de 4 rótulas. Nota-se também que o colapso mobiliza apenas um arco.

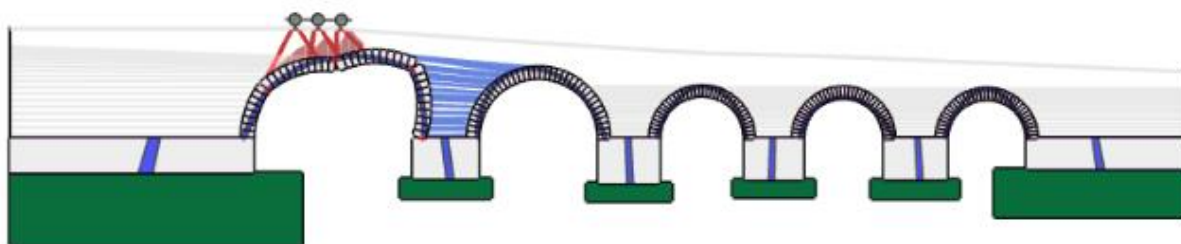


Figura 99 - Mecanismo da ponte da Arranca (C)

- PONTE INTERNACIONAL DE QUINTANILHA (D)

Para a ponte D definiu-se para a primeira análise, 35 casos de carga espaçados igualmente a cada 2,375 metros ao longo de todo o comprimento da ponte, a partir do intradorso do primeiro arco. A Figura 100 apresenta a variação do fator de carga com a posição do veículo.

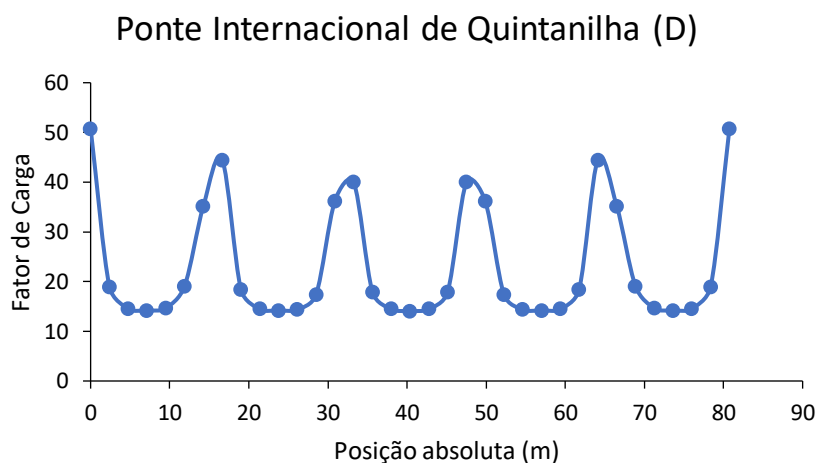


Figura 100 - Variação do fator de carga com a posição do veículo ao longo da ponte (D)

Como a ponte Internacional de Quintanilha é simétrica, o gráfico da Figura 100 apresenta simetria. O menor fator de carga encontra-se no terceiro arco (arco central) com valor de 14,1 posicionado a 40,375 metros do intradorso do primeiro arco.

A partir desta informação, realizou-se uma nova análise com o veículo percorrendo somente o arco mais desfavorável, ou seja, o terceiro arco. Nessa situação, foram definidos 25 casos de carga espaçados a cada 59,8cm. O fator de carga mínimo encontrado para essa simulação foi de 14,1 com o veículo posicionado a 50% do intradorso do terceiro vão. A Figura 101 apresenta a variação do fator de carga com a posição do veículo ao longo do terceiro arco

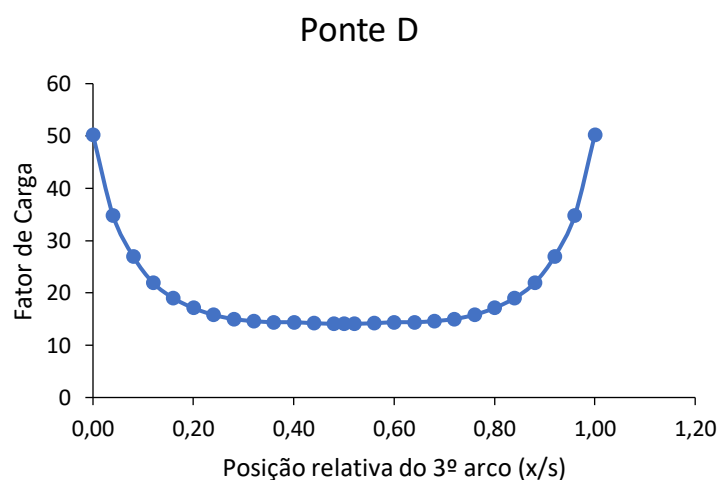


Figura 101 - Variação do fator de carga ao longo do 3º arco (ponte D)

A Figura 102 apresenta o mecanismo de colapso da ponte D para a segunda análise. Percebe-se que se trata de um mecanismo de rotura devido a formação de sete rótulas, com a mobilização do arco vizinho devido a esbelteza do pilar.

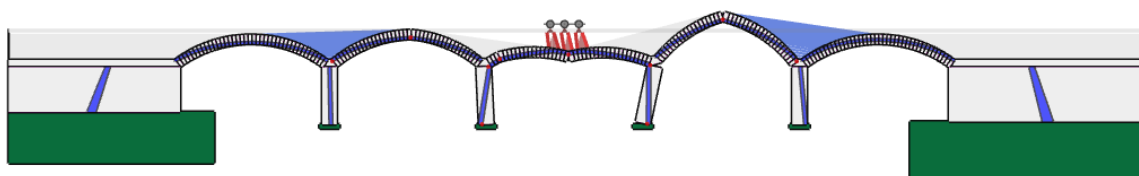


Figura 102 - Mecanismo de colapso típico ponte D

4.5.2.2. Variação paramétrica

Para esta análise serão variados os parâmetros de peso específico do enchimento (γ), ângulo de atrito (ϕ), coeficiente de impulso passivo (k_p) e resistência à compressão da alvenaria (f_c). A variação destes parâmetros confere uma margem de segurança nos resultados da avaliação estrutural das pontes, visto que os valores adotados como referência não são garantidos. Como a geometria das pontes singulares foram medidas “in situ” por Jesus (2013), os parâmetros geométricos não serão variados nesta secção.

A análise paramétrica das pontes C e D foram realizadas correndo-se o veículo apenas no arco mais desfavorável. Para isso, considerou-se a posição inicial com o segundo eixo do veículo no intradorso de tal arco, assim como nas pontes de único vão.

A tabela 9 apresenta os parâmetros variáveis aplicados para a análise paramétrica das pontes C e D.

Tabela 9 - Variação paramétrica Ponte C e D

PARÂMETRO	Variável 1	Variável 2	Referência	Variável 3	Variável 4
Peso específico (kN/m ³)	18	19	20	21	22
Ângulo de atrito (°)	20	25	30	35	40
Coef. De impulso passivo	0,3	0,4	0,5	0,75	1
Resist. à comp. Alvenaria (Mpa)	2	4	5	10	15

- PONTE DA ARRANCA (C)

As informações apresentadas a seguir, refere-se ao estudo do 1º arco da ponte, da esquerda para a direita, sendo este o arco mais desfavorável em termos de capacidade de carga. Os pontos em borda preta nos gráficos seguintes representam a carga crítica.

a. Variação do Material de Enchimento

Pela Figura 103, é possível observar que a posição da carga crítica se manteve constante a 40% do intradorso do arco.

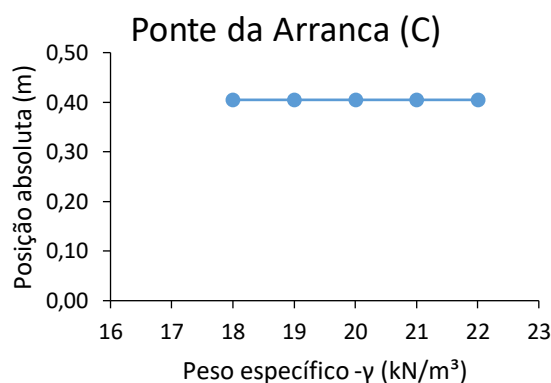


Figura 103 - Variação da posição relativa da carga crítica com o peso específico – γ (ponte C)

Em termos de fator de carga, pode-se observar através da *Figura 104*, que com o aumento do peso específico do enchimento, houve um aumento considerável do fator de carga, oscilando entre 4,43 e 8,92.

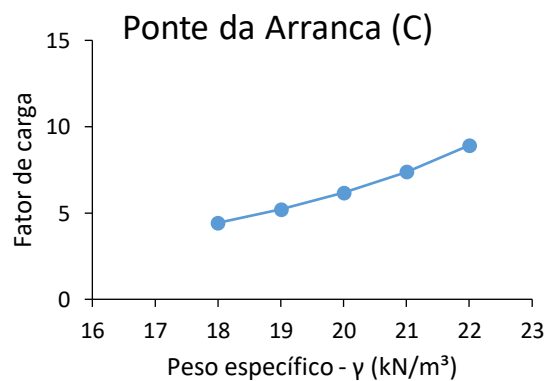


Figura 104 - Variação do fator de carga de colapso com o peso específico – γ (ponte C)

O gráfico da Figura 105 reúne as curvas dos diferentes pesos específicos, com o fator de carga em função da posição do veículo, ao longo do primeiro arco. É possível perceber que o fator de carga decresce até aproximadamente 0,30, mantêm-se relativamente constante até 0,70 e, após essa posição começa a crescer consideravelmente. Nota-se também que as curvas mantêm o padrão para os diferentes pesos específicos.

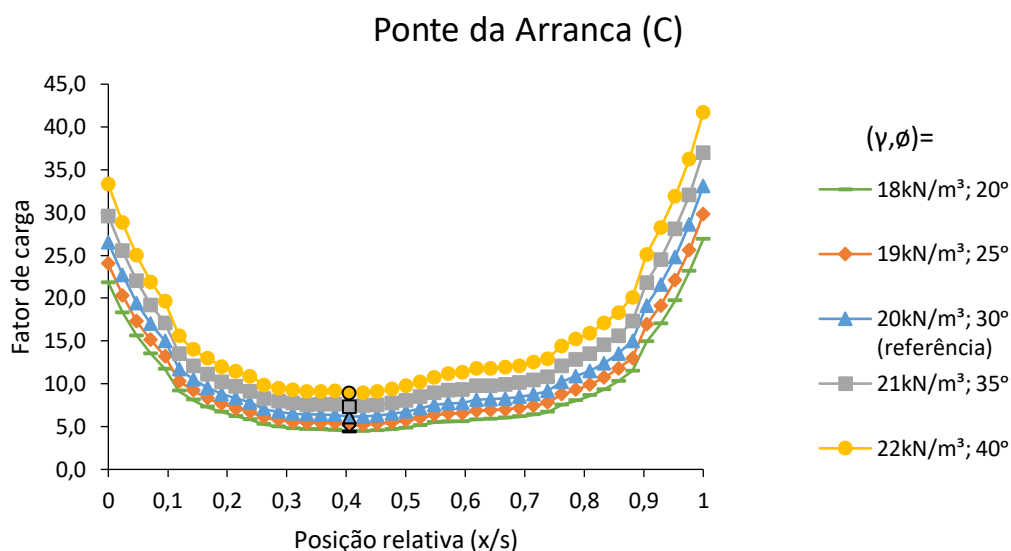


Figura 105 - Fator de carga versus posição da carga para variação do peso específico – γ (ponte C)

O mecanismo de colapso desta variação paramétrica é caracterizado pela mobilização apenas do primeiro arco e é dada pela formação de 4 rótulas, conforme Figura 106.

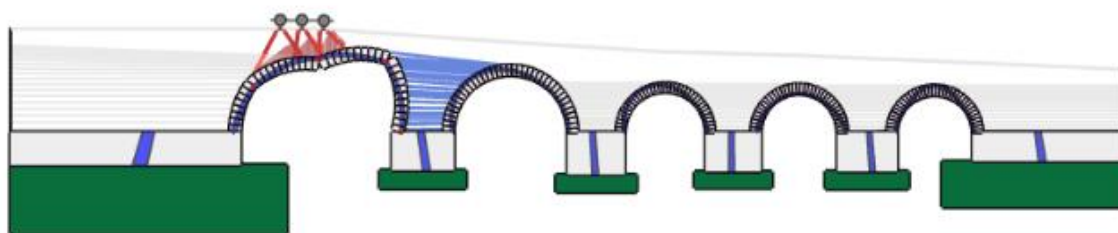


Figura 106 - Mecanismo de colapso para a variação de do peso específico – γ (ponte C)

b. Variação do coeficiente de impulso passivo

Na Figura 107 observa-se que a posição da carga crítica permaneceu constante com a variação do coeficiente de impulso passivo, localizando-se a 40% do intradorso do arco mais desfavorável.

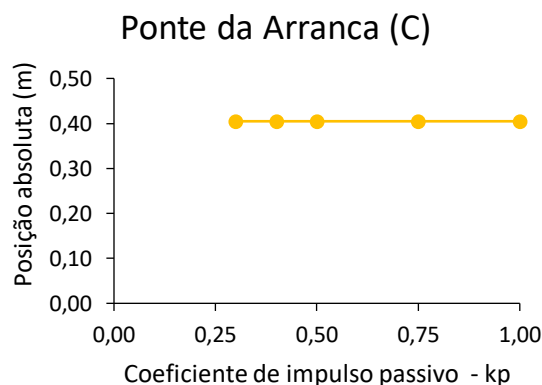


Figura 107 - Variação da posição da carga crítica com o coeficiente de impulso passivo – kp (ponte C)

O fator de carga aumentou linearmente com o incremento do coeficiente de impulso passivo, variando entre 4,42 e 10,10. Essa variação pode ser observada na Figura 108 e demonstra que o coeficiente de impulso passivo possui grande influência no comportamento da ponte.

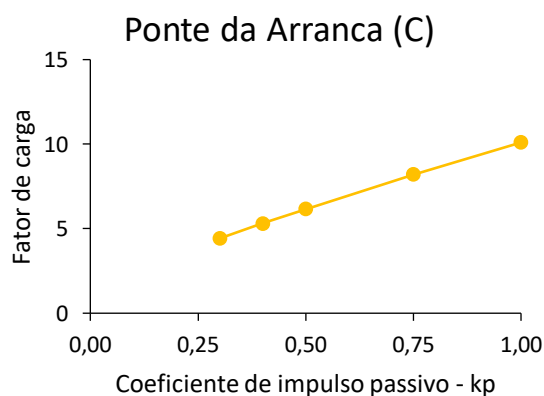


Figura 108 - Variação do fator de carga com o coeficiente de impulso passivo – kp (ponte C)

Na Figura 109 observa-se que o comportamento da ponte perante a variação do coeficiente de impulso passivo é semelhante ao da variação do peso específico: o fator de carga decresce até aproximadamente 0,30, mantêm-se relativamente constante até 0,70 e a partir dessa posição começa a crescer consideravelmente. Contudo, os valores do fator de carga atingem valores maiores neste caso.

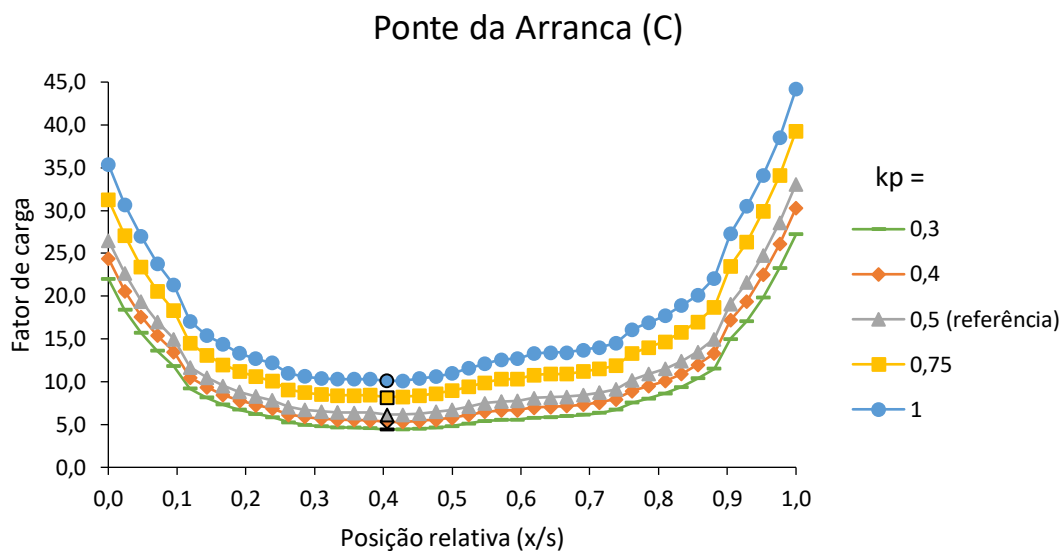


Figura 109 - Fator de carga versus posição da carga para a variação do coeficiente de impulso passivo – k_p (ponte C)

O mecanismo de colapso característico da variação do coeficiente de impulso passivo é dado pela formação de 4 rótulas, conforme a Figura 110.

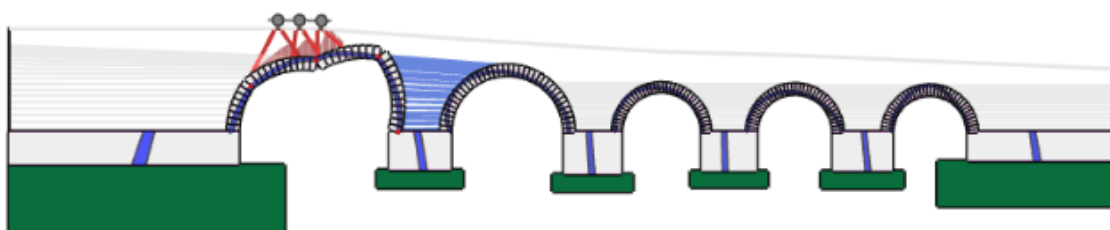


Figura 110 - Mecanismo de colapso para a variação do coeficiente de impulso passivo (k_p)

c. Variação da Resistência à Compressão da Alvenaria

Pela Figura 111 pode-se perceber que para uma resistência de 2MPa, a posição da carga crítica localiza-se a 42,9% do intradorso do arco, enquanto que para as demais resistências, a posição da carga crítica se encontra a 40% do intradorso.

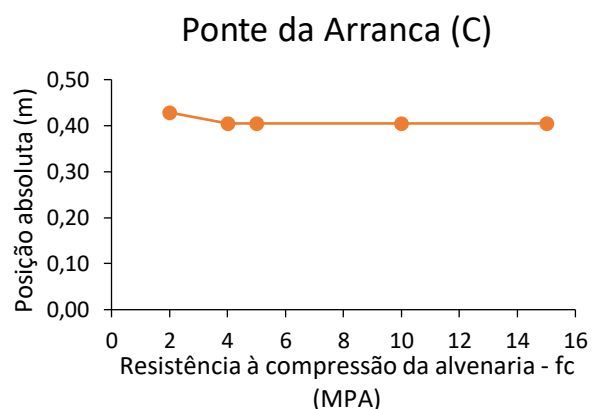


Figura 111 - Variação da posição da carga crítica com a resistência à compressão da alvenaria – f_c (ponte C)

Nota-se na Figura 112, que o fator de carga varia pouco, entre 4,23 e 7,37 para as diferentes resistências. Pelo formato do gráfico é possível supor que o fator de carga tende a ser constante com o aumento da resistência.

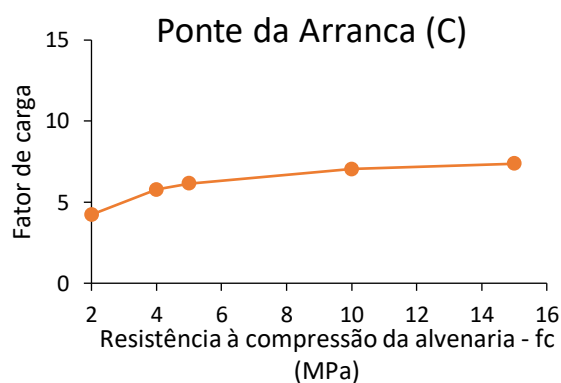


Figura 112 - Variação do fator de carga com a resistência à compressão da alvenaria – f_c (ponte C)

Ao unir as curvas das diferentes resistências com o fator de carga, em termos da posição do veículo ao longo do arco, percebe-se que o fator de carga quase não sofre alterações entre 10% e 90% do intradorso do arco. Para as resistências mais altas, de 10MPa e 15MPa, os fatores de carga são muito próximos, comprovando a tendência de manterem-se constantes para altas resistências à compressão da alvenaria. Essas informações podem ser observadas na Figura 113.

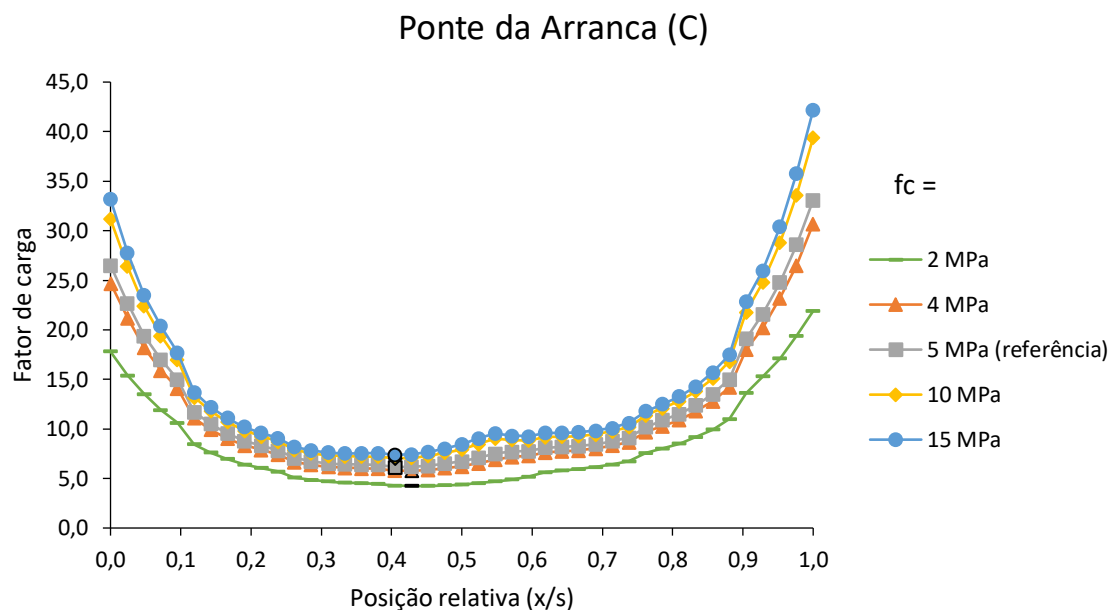


Figura 113 - Fator de carga versus posição da carga com a variação da resistência à compressão – fc (ponte C)

O mecanismo de colapso da ponte C, para a variação da resistência à compressão da alvenaria, é dado pela formação de 4 rótulas no primeiro arco (da esquerda para a direita), conforme ilustra a Figura 114.

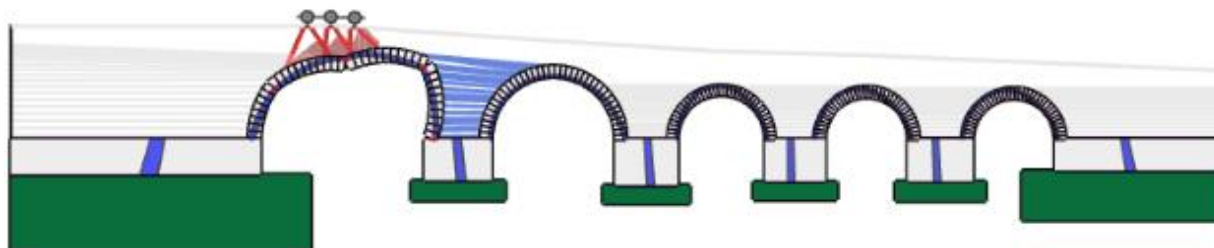


Figura 114 - Mecanismo de colapso para a variação da resistência à compressão da alvenaria – fc (ponte C)

- PONTE INTERNACIONAL DE QUINTANILHA (D)

As informações apresentadas nesta secção referem-se ao estudo do 3º arco da ponte, correspondente ao arco central, que é o mais desfavorável em termos de capacidade de carga.

a. Variação do material de enchimento

Na Figura 115, observa-se que a posição da carga crítica sofreu uma alteração para o peso específico do enchimento de 22 kN/m³, passando de 48% para 50% do intradorso do arco central.

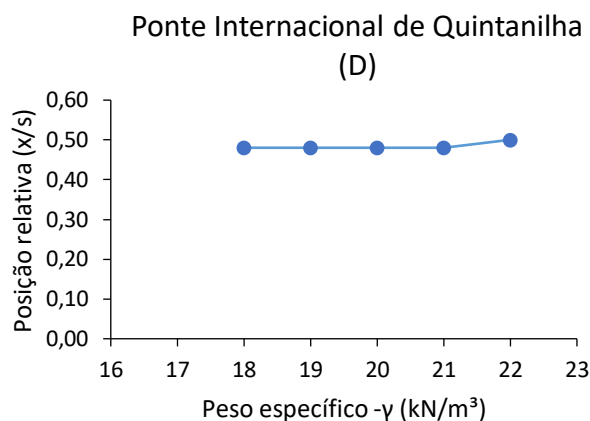


Figura 115 - Variação da posição da carga crítica com o peso específico γ (ponte D)

Com relação ao fator de carga, pela Figura 116, percebe-se uma pequena variação nos valores com o aumento do peso específico, de 13,7 a 14,6.

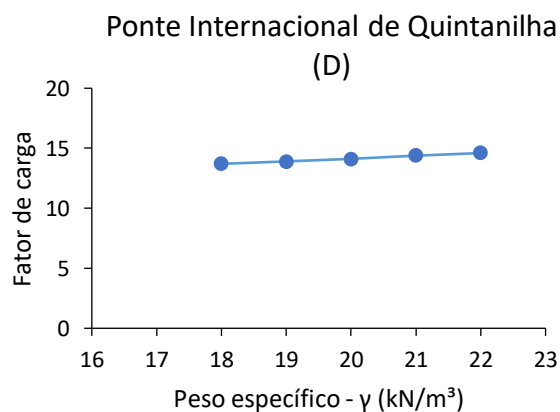


Figura 116 - Variação do fator de carga com o peso específico γ (ponte D)

Ao comparar as curvas de fator de carga em função da posição do veículo para os diferentes pesos específicos do enchimento, pela Figura 117 nota-se que as curvas quase se sobrepõem, indicando que este é um parâmetro pouco influente no comportamento estrutural da ponte.

Ponte Internacional de Quintanilha (D)

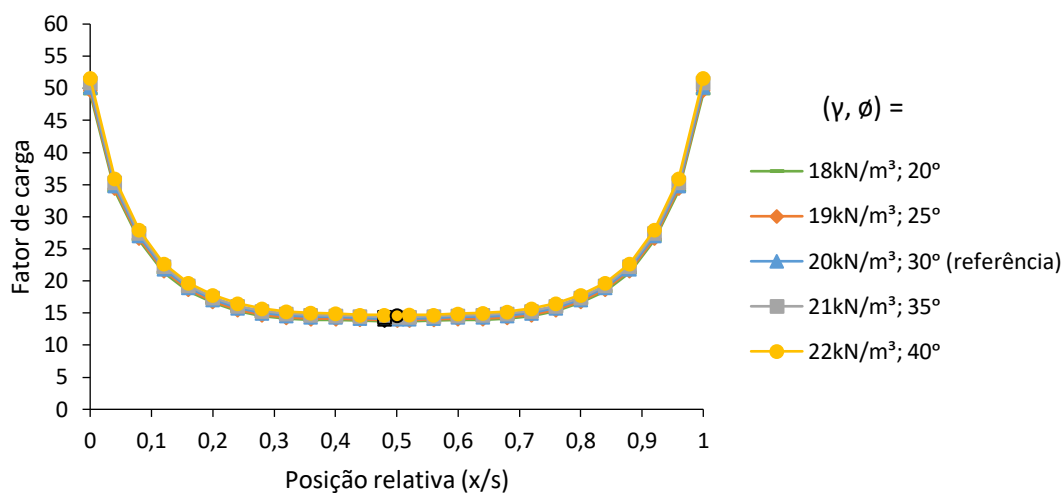


Figura 117 - Fator de carga versus posição da carga com a variação do peso específico – γ (ponte D)

A Figura 118 ilustra o mecanismo de colapso típico para a variação do peso específico do material de enchimento dado pela formação de várias rótulas e mobilização de dois arcos.



Figura 118 - Mecanismo de colapso para a variação do peso específico – γ (ponte D)

b. Variação do coeficiente de impulso passivo

A Figura 119 ilustra a variação da posição da carga crítica para os diferentes coeficientes de impulso passivo ao longo do arco central. É possível observar que a posição se manteve constante a 48% do mesmo.

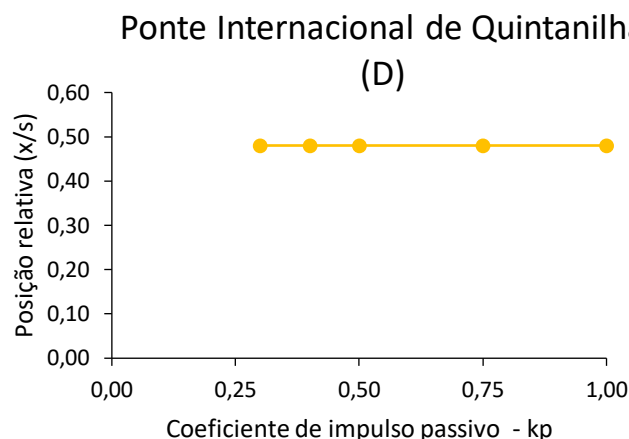


Figura 119 - Variação da posição da carga crítica com o coeficiente de impulso passivo – k_p (ponte D)

É possível perceber pela Figura 120, que o fator de carga praticamente não sofreu alterações, variando somente entre 14,0 e 14,4 com o aumento do coeficiente de impulso passivo.

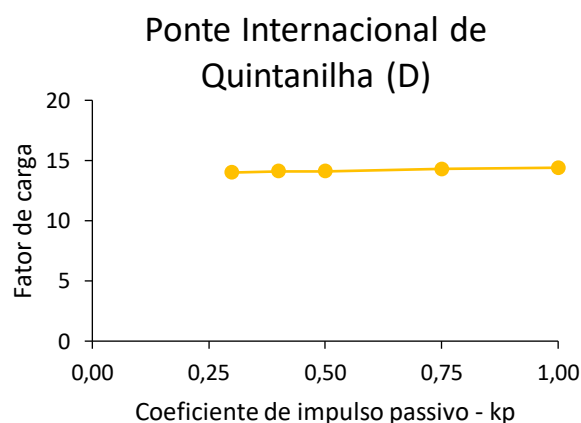


Figura 120 - Variação do fator de carga de colapso com o coeficiente de impulso passivo – k_p (ponte D)

A seguir, a Figura 121 compila as curvas representativas do fator de carga em função da posição do veículo para os diferentes coeficientes de impulso passivo. Nota-se que a variação desse parâmetro quase não afeta os valores do fator de carga, sendo pouco influente para esta ponte.

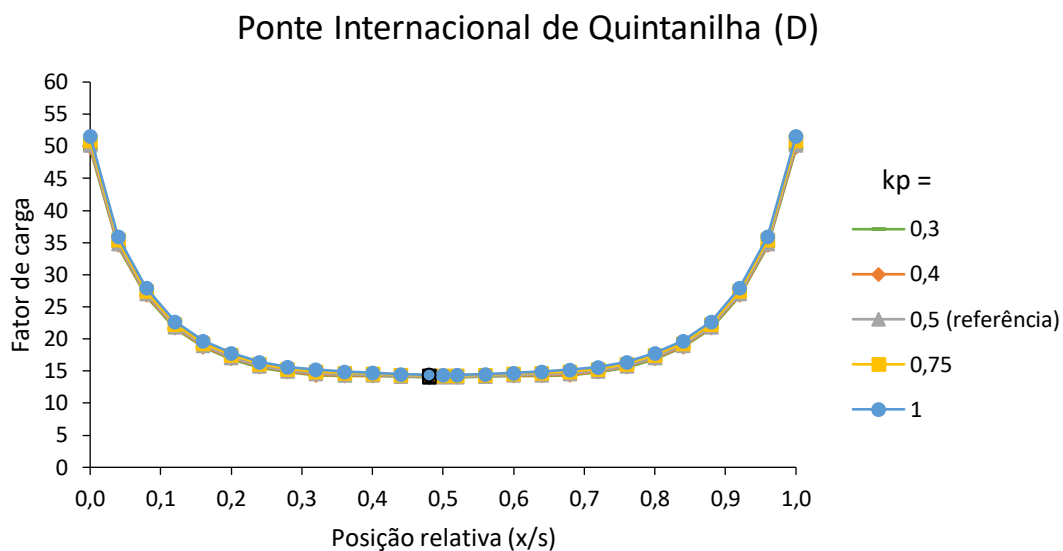


Figura 121 - Fator de carga versus a posição da carga com a variação do coeficiente de impulso mobilizado – k_p (ponte D)

O mecanismo de colapso encontrado para essa variação paramétrica é dado pela formação de várias rótulas e mobilização de dois arcos, e é apresentado na Figura 122.



Figura 122 - Mecanismo de colapso para variação do coeficiente de impulso passivo – k_p (ponte D)

c. Variação da resistência à compressão da alvenaria

Com o aumento da resistência à compressão da alvenaria, é possível notar que a posição da carga de colapso corresponde agora a uma zona crítica mais ampla, localizando-se de 35%, a 50% do intradorso do arco central, conforme Figura 123 abaixo.

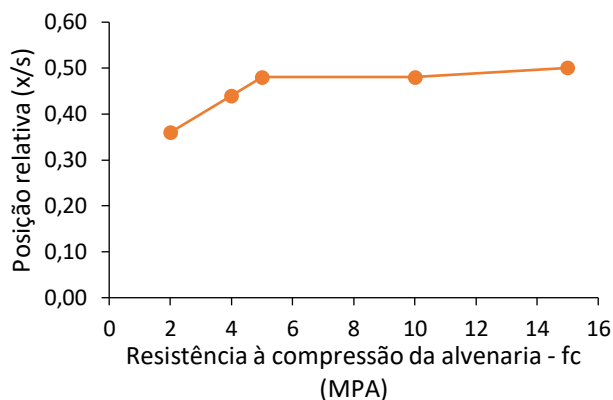


Figura 123 - Variação da posição da carga de colapso com a resistência à compressão da alvenaria – f_c (ponte D)

A Figura 124 apresenta uma variação dos fatores de carga entre 8,53 e 17,30. Nota-se também que o formato do gráfico indica uma tendência de manter constante o valor do fator de carga com o aumento da resistência à compressão da alvenaria.

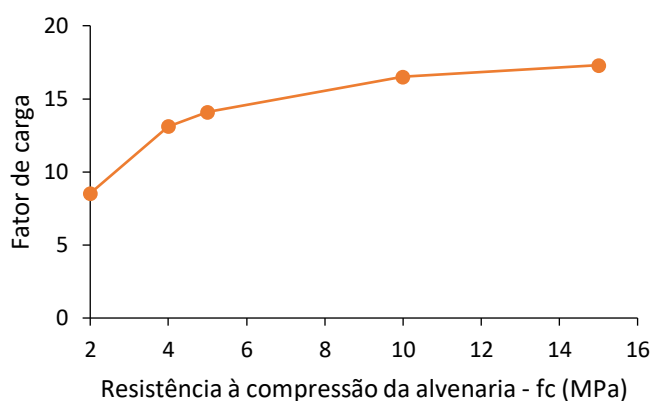


Figura 124 - Variação do fator de carga de colapso com a resistência à compressão da alvenaria – f_c (ponte D)

Ao analisar os diferentes valores de resistência à compressão da alvenaria, pode-se perceber pelo Figura 125, que há uma variação maior dos fatores de carga em função da posição relativa ao intradorso do terceiro arco, se comparada com a variação dos parâmetros anteriores.

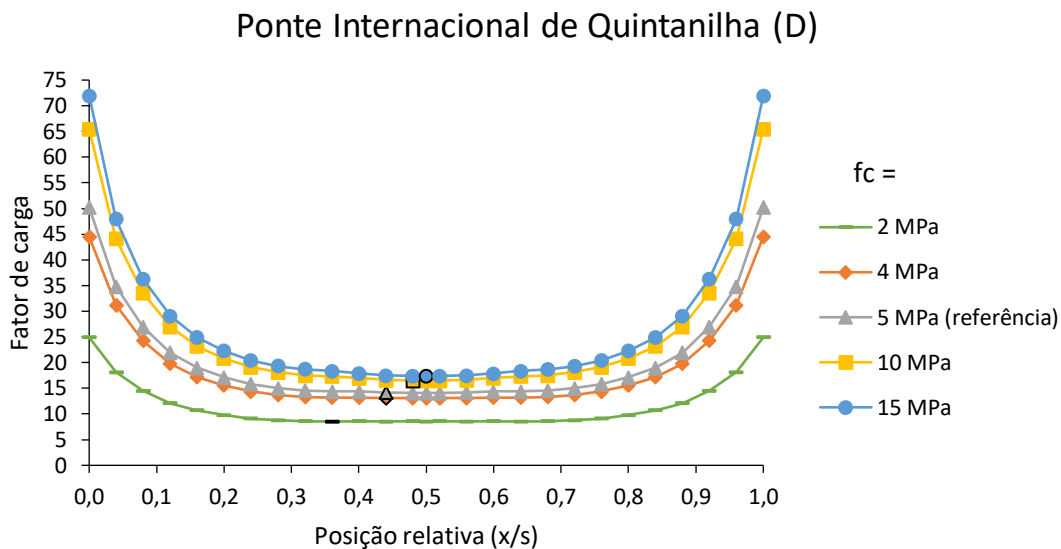


Figura 125 - Fator de carga versus posição da carga com a variação da resistência à compressão da alvenaria – f_c (ponte D)

Para a variação da resistência à compressão da alvenaria, o mecanismo de colapso mais crítico é apresentado na Figura 126. Trata-se de uma rotura pela mobilização de três arcos e formação de várias rótulas para uma resistência à compressão da alvenaria de 2MPa.

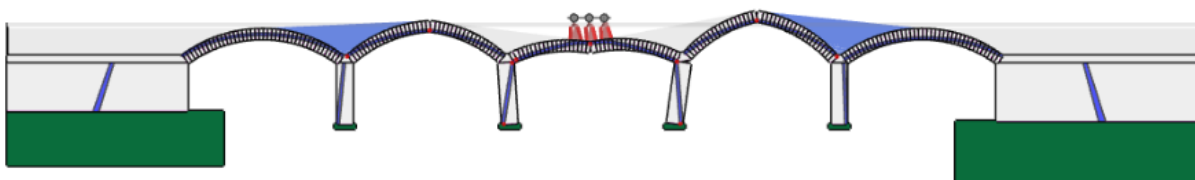


Figura 126 - Mecanismo de colapso para variação da resistência à compressão – $f_c=2\text{MPa}$ (ponte D)

4.5.2.3. Análise dos resultados obtidos

A Tabela 10 ilustra o fator de carga para as pontes de múltiplos vãos, calculados usando os valores dos parâmetros de referência.

Tabela 10 - Fatores de carga para as pontes de múltiplos vãos

	Arco Profundo	Arco abatido
Múltiplos vãos	6,2 (C)	14,1 (D)

- PONTE DA ARRANCA (C)

O fator de carga de colapso obtido para a ponte da Arranca com os parâmetros de referência foi de 6,16. Este valor pode indicar uma boa condição de segurança para a ponte, no entanto, uma inspeção das condições atuais da pontes seria interessante para confirmar esse resultado.

Em relação à análise paramétrica, a Figura 127 apresenta todos os parâmetros variáveis da ponte C para fins de comparação e avaliação dos parâmetros mais importantes no seu comportamento estrutural em termos de carga de colapso.

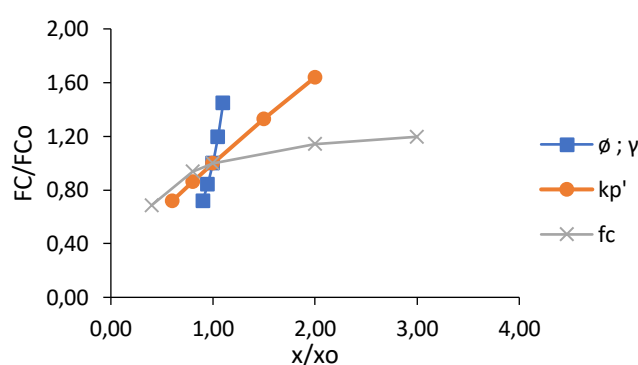


Figura 127 - Análise paramétrica ponte C

Observou-se que os parâmetros mais influentes no comportamento estrutural em termos de alteração do fator de carga é o peso específico do material de enchimento (γ), seguido do coeficiente de impulso passivo (k_p). A variação da resistência à compressão da alvenaria (f_c) possui pequena influência.

Quanto à posição relativa da carga de colapso, verifica-se que a mesma se mantém constante a 40% do intradorso do arco, alterando-se para 42,9% do intradorso apenas na variação da resistência à compressão da alvenaria. Esse resultado reflete-se no mecanismo de colapso da ponte C, que apresenta para todos os casos, um mecanismo local, onde a rotura é dada pela formação de quatro rótulas, mobilizando apenas o arco mais desfavorável, no caso, no primeiro arco (da esquerda para a direita). Isso ocorre porque o pilar intermédio é suficientemente robusto para impedir uma interação entre os arcos.

- PONTE INTERNACIONAL DE QUINTANILHA (D)

O fator de carga de colapso obtido para a ponte Internacional de Quintanilha com os parâmetros de referência foi de 14,1. Este valor indica uma boa condição aparente de segurança para a ponte, não dispensando uma averiguação do seu estado de conservação.

O Figura 128 apresenta todos os parâmetros variáveis da ponte D para fins de comparação e avaliação dos parâmetros mais importantes no seu comportamento estrutural em termos de carga de colapso.

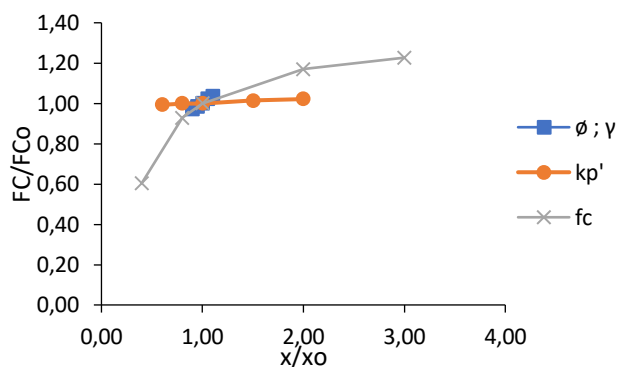


Figura 128 - Análise paramétrica ponte D

Analisando os resultados, o parâmetro que mais influencia o comportamento estrutural em termos de fator de carga é a resistência à compressão da alvenaria (f_c). O peso específico do material de enchimento (γ) influencia pouco o comportamento da estrutura e o coeficiente de impulso passivo (kp) praticamente não exerce influência alguma.

Quanto à posição relativa da carga de colapso, verifica-se que para a maioria dos casos, a mesma se encontra a 48% do intradorso do arco, alterando-se para 50% em outros casos, e eventualmente, na variação da resistência à compressão, localiza-se a 36% e 44% do intradorso para os valores de 2MPa e 4MPa, respectivamente. Esse resultado reflete-se no mecanismo de colapso da ponte D, que apresenta para a variação do peso específico (γ) e do coeficiente de impulso passivo (kp), um mecanismo onde a rotura é dada pela formação de sete rótulas com a mobilização do arco mais desfavorável e o arco do lado, devido a esbelteza do pilar intermédio. Na variação de f_c , o colapso se dá pela formação de mais de sete rótulas e mobilização de três arcos.

5. CONCLUSÕES

As pontes antigas em arco de alvenaria fazem parte da rede de estradas nacionais e possuem, assim, grande importância patrimonial e cultural para a região de Bragança. Desta forma, garantir as condições de segurança das mesmas é fundamental.

A partir da amostra de 71 pontes, foram definidas duas pontes de referência com arco único, representativas da amostra, e duas pontes de características particulares com arco múltiplo, não representativas da amostra. Em seguida, calculou-se a capacidade de carga destas pontes, variando parametricamente as propriedades geométricas, mecânicas e físicas que mais afetam a resposta estrutural. Desta maneira, foi possível obter uma avaliação expedita das condições de segurança das pontes em arco de alvenaria.

Da análise numérica das pontes de vão único representantes da amostra, conclui-se que as mesmas se encontram em segurança, apresentando fatores de carga de colapso de 16,7 e 8,92 para as pontes A e B, respectivamente. Na análise numérica das pontes de múltiplos vãos, a ponte da Arranca (C) apresenta um fator de carga de 6,17 localizada em seu primeiro arco (da esquerda para a direita), e a ponte Internacional de Quintanilha (D) apresenta fator de carga de colapso no arco central de 14,1. Essas respostas permitem concluir com base nos resultados do *software* RING, sem considerar danos estruturais, que todas as pontes estudadas estão aparentemente em boas condições de segurança. Todavia, essa segurança não exclui a necessidade de manutenções periódicas nas estruturas.

Complementarmente à análise numérica foi realizada uma análise paramétrica a fim de obter uma margem de segurança a respeito dos resultados anteriores, visto que os parâmetros variados podem não corresponder com os valores adotados como referência. A análise paramétrica é ainda uma alternativa de se abranger as diferentes características das pontes da amostra e identificar os parâmetros mais influentes na capacidade de carga.

Foi possível, pela avaliação dos resultados paramétricos, obter uma indicação da sensibilidade da capacidade de carga aos vários parâmetros estudados, em função do tipo de ponte, deixando clara a importância de uma adequada estimativa de cada um dos parâmetros requeridos, através da realização de ensaios experimentais.

Para as pontes A e B, os resultados obtidos permitiram identificar a espessura do arco (t), o coeficiente de impulso passivo (k_p) e o peso específico do material de enchimento (γ) como os parâmetros mais influentes da capacidade de carga. Essa resposta deve-se à profundidade do arco que permite mais interação do enchimento com a estrutura do arco.

Os resultados obtidos com as pontes de múltiplos arcos apontam como mais importantes, as propriedades físicas do enchimento para a ponte da Arranca (C), e a resistência à compressão da alvenaria para a ponte Internacional de Quintanilha (D). Essa resposta deve-se ao facto da ponte C possuir arco profundo e, portanto, estar mais susceptível às mobilizações do solo de enchimento que a ponte D, de arco abatido.

Relativamente aos fatores de carga após a variação paramétrica, o menor fator de carga de colapso encontrado foi 4,23 para a ponte da Arranca com uma resistência à compressão da alvenaria igual a 2MPa. Esse resultado pode indicar boas condições de segurança estrutural para a ponte, desde que esteja em ótimo estado de conservação. Caso contrário, se faz necessário um estudo mais rigoroso a fim de indicar se há necessidade, ou não, de algum tipo de intervenção.

Para trabalhos futuros, propõe-se fazer um estudo individualizado de cada ponte em arco de alvenaria no distrito de Bragança, fundamentada em uma inspeção visual, para levantamento de anomalias. e caracterização dos materiais presentes na ponte. É interessante também proceder a ensaios não-destrutivos para melhor avaliar os parâmetros que mais influenciam a sua capacidade de carga, nomeadamente a espessura do arco.

REFERÊNCIAS

- Álamo, J. A. Martín-Caro. (2001). *Análisis estructural de puentes arco de fábrica: Criterios de comprobación*. Thesis (Doctoral), E.T.S.I. Caminos, Canales y Puertos (UPM).
- Barbosa, José, 2007 – Relatório de projecto individual: *Análise Paramétrica da Capacidade de Carga de Pontes de Alvenaria em Arco de Pedra*. Universidade do Minho.
- Canhão, R. (2010). *Análise Dinâmica do Arco em Alvenaria. O efeito do Enchimento do Extradorso*. Lisboa. Tese de Mestrado no Instituto Superior Técnico.
- Costa, C. (2009). *Análise numérica e experimental do comportamento estrutural de pontes em arco de alvenaria de pedra*. Dissertação de Doutoramento em Engenharia Civil. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.
- Costa, F. Pereira da (1971). *Enciclopédia Prática da Construção Civil: caderno 15: Arcos e Abóbodas*. 3.^a ed. Lisboa: Portugália Editora.
- CM Vinhais / *Ponte de Arranca*. Disponível em: <http://www.cm-vinhais.pt/frontoffice/pages/238?poi_id=55> Acesso em: 21 de março de 2018.
- Gago, A. S. (2004). *Análise estrutural de arcos, abóbodas e cúpulas. Contributo para o estudo do património construído*. Tese de Doutoramento, Instituto Superior Técnico da Universidade Técnica de Lisboa.
- Gilbert, M. (1993) – *The Behaviour of Masonry Arch Bridges Containing Defects*. Tese de Doutoramento, University of Manchester.
- Gilbert, M. and Ahmed, H.M. 2004. *Developments to the Ring masonry arch bridge analysis software*. Fourth International Conference on Arch Bridges, Barcelona, p. 263-272
- Huerta, S. (2005). *Mecánica de las bóvedas de fábrica: el enfoque del equilibrio*. Informes de la Construcción, vol. 56, nº 496.
- Jesus, J. (2013). *Caracterização Geométrico-Estrutural de Pontes em Arco de Alvenaria na Região de Bragança*. Dissertação de Mestrado em Engenharia Civil. Escola Superior de Tecnologia e Gestão, Instituto Politécnico de Bragança.
- Lemos, C. (2009). *Análise geométrica e capacidade de carga de pontes em arco de alvenaria*. Dissertação de Tese de Mestrado apresentada à Universidade do Minho.
- Leonhardt, F. (1982). *Ponts/Puentes*. ISBN 3-421-02590-8. Brücken: Deutsche Verlags-Anstalt.
- LimitState Ltd. (2016). *LimitState:RING - Masonry Arch Bridge Analysis Software*., disponível em Limit State:<<http://www.limitstate.com/ring>>. Acesso em: 15 de abril de 2018.

- Lourenço, P. B. e Oliveira D. V. (2003). *Pontes de alvenaria - Técnicas de construção e fundações. Técnicas de inspeção e de reforço*. Casos de estudo. Escola de Engenharia da Universidade do Minho, Braga.
- Morais, M. (2012). *Pontes em Arco de Alvenaria - Estudo de um Caso Prático*. Dissertação de Tese de Mestrado apresentado ao Instituto Politécnico de Viseu.
- Melbourne, C.; Wang, J. & Tomor, A. (2007). *A new masonry arch bridge assessment method (SMART)*. Proceeding of the Institution of Civil Engineers, Bridge Engineering, 160(2), 81- 87.
- Nunes, António J. (1997). *Pontes Antigas do Concelho de Bragança*. ISBN: 972-9001-21-9.
- Nunes, P. C. C. (2009). *Teoria do Arco de Alvenaria: Uma Perspectiva Histórica*. Brasília: Faculdade de Tecnologia da Universidade de Brasília. Dissertação de Mestrado.
- Oliveira DV, Lourenço PB, Lemos C. (2010). *Geometric issues and ultimate load of masonry arch bridges from the northwest Iberian Peninsula*. Eng Struct 2010;32(12):3955–65.
- Orduña, A. and Lourenço, P.B. (2003). *Cap model for limit analysis and strengthening of masonry structures*. J. Struct. Engrg. ASCE 129(10), p. 1367-1375.
- Piccirilli, C. (1996). *Consolidamento Critico. Premesse Storico-Strutturali*. Università degli Studi di Roma “La Sapienza”. Bonsignori Editore.
- Ragette, F. (2003). *Traditional Domestic Architecture of the Arab Region*. Fellbach :Axel Menges, 2003. Parcialmente disponível em <<http://books.google.com>>.
- Rouxinol, G. (2007). *Modelação e Avaliação Estrutural de Pontes em Arco de Alvenaria*. Tese para Doutoramento em Engenharia Civil - Especialidade de Estruturas, Departamento de Engenharia Civil - Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade de Coimbra.
- Roque, J. (2002). *Reabilitação Estrutural de Paredes Antigas de Alvenaria*. Escola de Engenharia da Universidade do Minho, Departamento de Engenharia Civil. Dissertação de Mestrado.
- RSA. (1983). *Regulamento de segurança e acções para estruturas de edifícios e pontes*. Decreto-Lei N.º 235/83, Imprensa Nacional, Casa da Moeda, Lisboa, Portugal
- Sánchez, S. N. (2011) *Geometría de los arcos, guia para la construcción y trazado de arcos*, Región de Murcia.
- Santos, P. (2008). *Processos construtivos de pontes de alvenaria em arco*. Dissertação de Tese de Mestrado apresentado à Universidade de Aveiro.
- Serra, M. C. (2013). *Modelação Numérica de Pontes de Alvenaria de Pedra*, Dissertação de Mestrado, Universidade Nova de Lisboa, Lisboa.

Smith, C., Gilbert, M. and Callaway, P. 2004. *Geotechnical issues in the analysis of masonry arch bridges*, Fourth International Conference on Arch Bridges, Barcelona, p. 343-352.

Víllora, A. G., & Salom, L. B. (2011). *Evolución Histórica del ARCO como Elemento Estructural en Arquitectura*. Valencia: Escuela Técnica Superior de Arquitectura Universidad Politécnica de Valencia.

ANEXOS

Do capítulo 4:

- Anexo I: Guia de Dados e Análise – *software* RING

ANEXO I – Guia de Dados e Análise – *software* RING

O *software* RING pertence a LimitState, uma empresa *spin-out* da Universidade de Sheffield, na Inglaterra, especializada no desenvolvimento de softwares de fácil utilização e de tecnologia exclusiva. A primeira versão do programa LimitStateRING foi desenvolvida pelo engenheiro civil Dr. Matthew Gilbert, que esteve envolvido na avaliação e pesquisa de pontes em arco de alvenaria desde 1990. A versão mais atual, até a presente data, é a de número 3.2b (LimitState Ltd, 2016; Santos, 2008).

O princípio de funcionamento do programa é avaliar a capacidade estrutural da ponte em arco de alvenaria, determinando sua carga de colapso. Para isso, é necessário entrar com os dados da geometria da estrutura, das propriedades dos materiais e das ações atuantes.

Em relação à geometria da ponte, a modelação permite a criação de um ou mais arcos, com simples ou múltiplos anéis e de várias configurações, além de definir as dimensões dos pilares e encontros. É possível também modelar os efeitos passivos do solo e as características da alvenaria e/ou outros materiais envolvidos na estrutura. Pode-se ainda, na modelação da ponte, definir o tipo de carga rolante atuante de acordo com o veículo-tipo adotado. Após a entrada de dados para a modelação da ponte, corre-se o programa e obtêm-se um resultado em forma gráfica, sendo possível identificar o mecanismo de colapso das pontes, a posição da sobrecarga de utilização (veículo-tipo) e da linha de pressão, que geram tal mecanismo, e o fator de adequação de carga, ou simplesmente fator de carga.

- **APLICAÇÃO NO RING**

Será apresentado a seguir, um rápido tutorial de como utilizar o LimitStateRING, através de um exemplo de aplicação.

1) Entrada de dados

Para começar a utilizar o LimitStateRING, deve-se selecionar a opção “Create a new bridge project” para criar um projeto de ponte. Em seguida, o programa deve orientar o usuário a inserir as informações referentes à geometria da ponte, às propriedades dos materiais e ao

carregamento aplicado, dividindo essa entrada de dados em cinco passos que ajudam o utilizador a gerar rapidamente o modelo da estrutura.

- 1º Passo - Projeto

Na guia “Project” deverão ser introduzidas informações a respeito das características gerais da ponte. Primeiramente, deve-se especificar o tipo da ponte a ser analisada (se rodoviária ou ferroviária). Em seguida, caso a ponte a modelar tenha reforço, deve-se selecionar esta opção. Posteriormente, a largura efetiva deve ser especificada, podendo ser inserido um valor constante, ou ser calculada de forma automática ao selecionar a opção auto calculada.

Há outros campos opcionais de característica geral como a localização, referência nome e comentários. A Figura 129 ilustra a guia “Project”.

Figura 129 - Passo 1: Guia Project

- Passo 2 – Geometria

A guia “Geometry” é uma das mais importantes, nela deve-se especificar todos os dados referentes à geometria dos encontros, pilares, vãos e enchimento. Na modelagem dos pilares e dos encontros devem ser especificados a quantidade de blocos, a altura e a espessura característica. Para os vãos deve-se especificar o tipo, o tamanho, a altura e a espessura do arco,

além do número de aduelas. Por fim, a modelagem do enchimento exige o valor da altura do mesmo. A Figura 130 ilustra essas etapas.

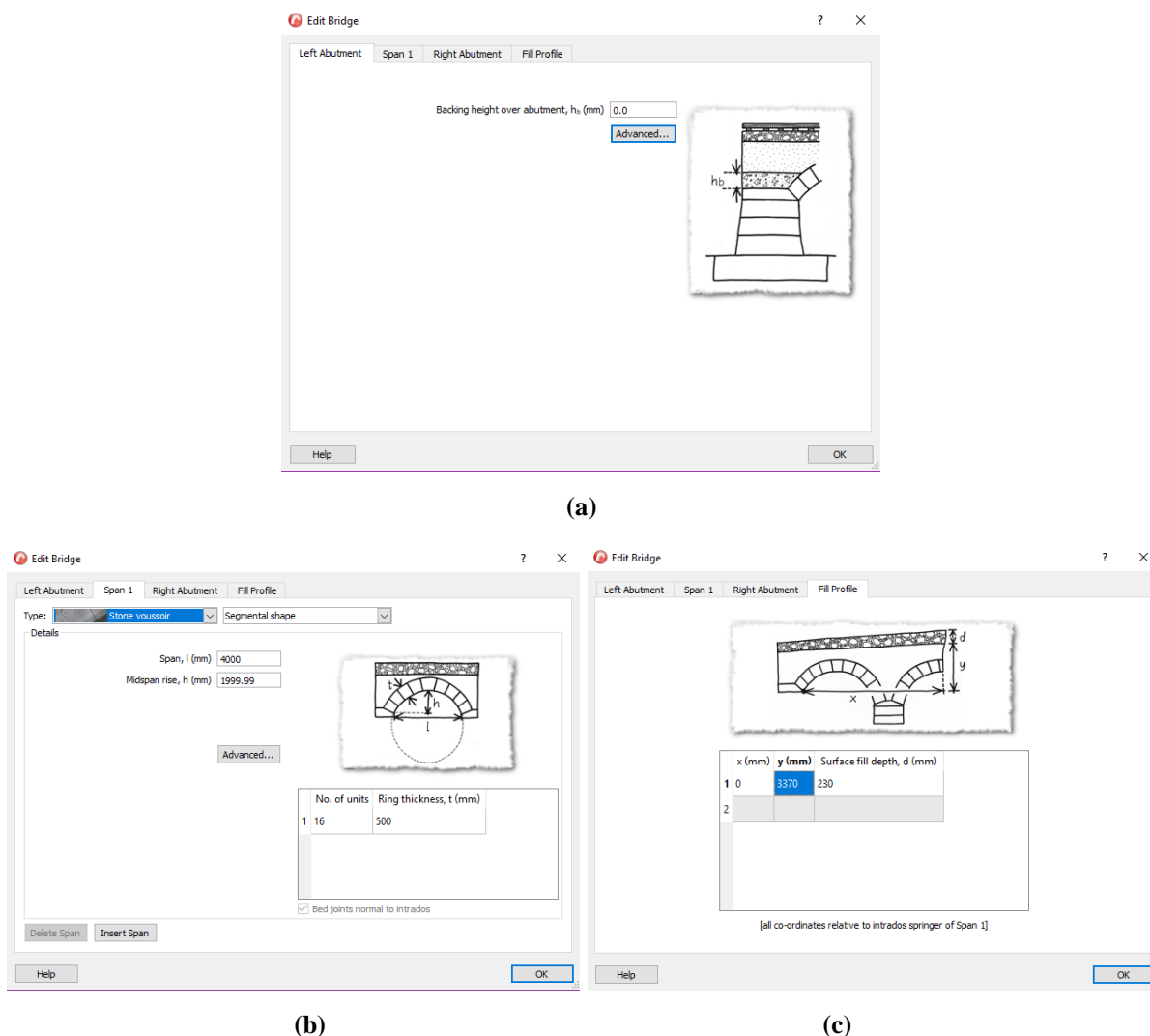


Figura 130 – Passo 2: Guia “Geometry” (a) geometria dos encontros; (b) geometria dos arcos (intradorso) e (c) geometria do enchimento

- Passo 3 – Fatores Parciais

Na guia “Partial Factors” deve-se inserir os valores dos fatores parciais de segurança, correspondentes aos coeficientes de ponderação utilizados nas combinações de ações. Os fatores disponíveis estão apresentados na tabela 11. Como padrão, o programa “RING” atribui para esses fatores o valor de 1,0; podendo esses serem alterados manualmente. A Figura 131 ilustra essa guia.

Tabela 11 - Coeficientes de ponderação de cargas

Nome do fator parcial	Símbolo	Nota
Peso unitário da alvenaria	$\gamma_{f,m}$	Fator de carga - aplicado à carga permanente da alvenaria
Peso unitário do enchimento	$\gamma_{f,f}$	Fator de carga - aplicado à carga permanente do enchimento
Peso unitário do lastro da superfície	$\gamma_{f,af}$	Fator de carga - aplicado à carga permanente do enchimento da superfície
Carga da pista	$\gamma_{f,t}$	Fator de carga - aplicado à carga permanente da pista
Carga do eixo	$\gamma_{f,l}$	Fator de carga - aplicado à carga dos eixos do veículo
Carga de impacto	$\gamma_{f,dym}$	Fator de carga (impacto) - aplicado aos eixos definidos como dinâmicos
Força de alvenaria	$\gamma_{m,ms}$	Fator de material - aplicado à resistência ao esmagamento da alvenaria
Fricção de alvenaria	$\gamma_{m,mf}$	Fator de material - aplicado a coeficientes de atrito de alvenaria

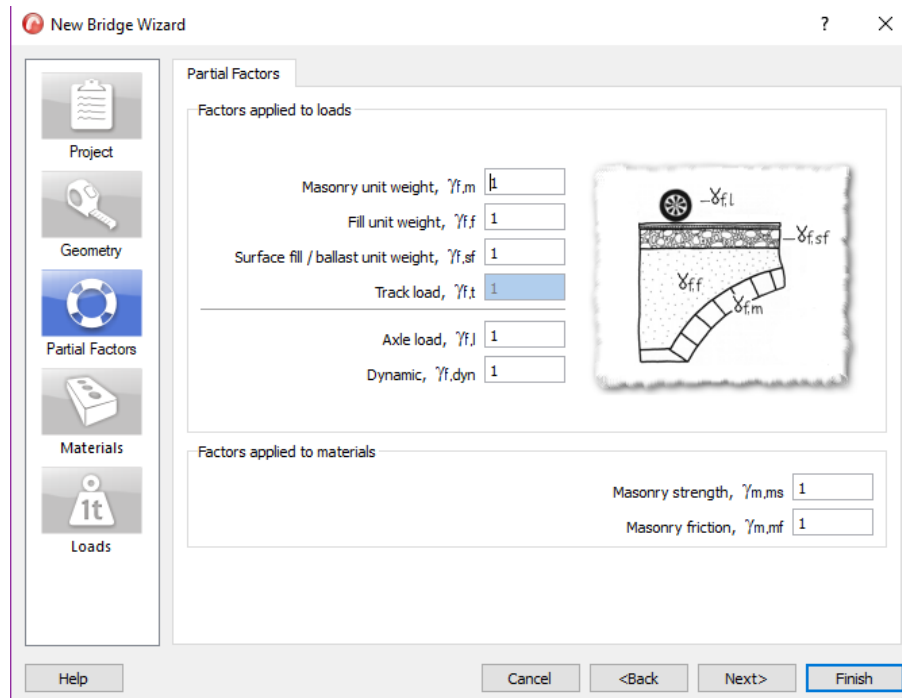
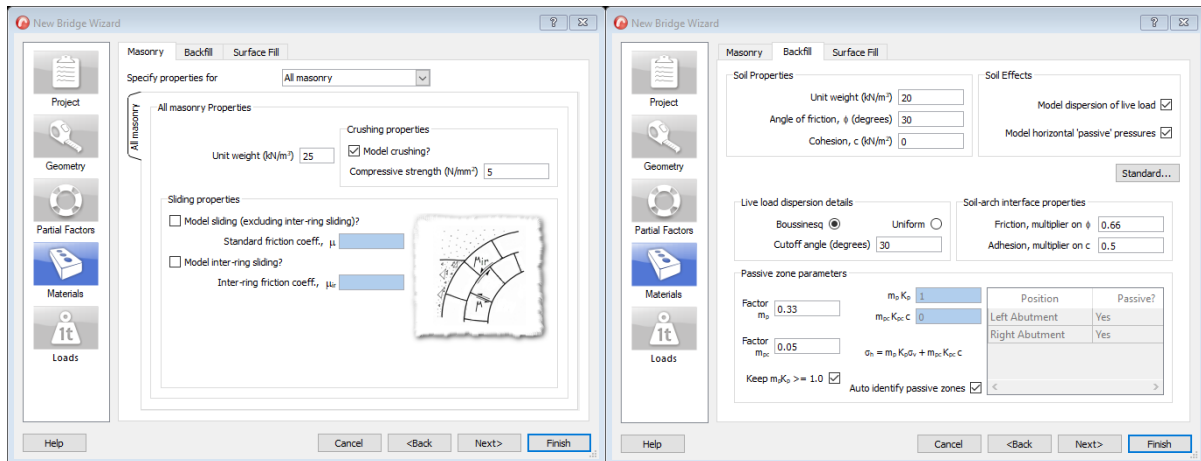


Figura 131 - Passo 3: Guia “Partial Fators”

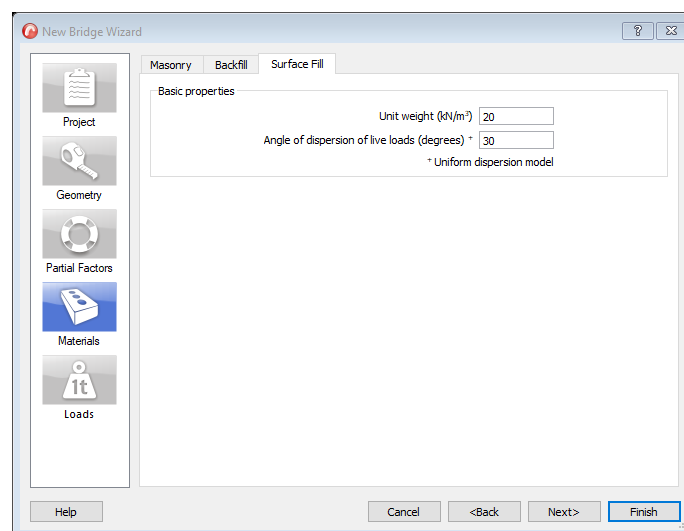
- Passo 4 – Materiais

A guia “Materials” se trata da especificação das propriedades dos materiais, nomeadamente da alvenaria e do solo de enchimento. Para a alvenaria, é possível especificar as mesmas propriedades para toda a alvenaria; as mesmas propriedades para diferentes conjuntos de elementos (todos os pilares, todos os vãos, todos os arcos) e especificar diferentes propriedades para cada elemento separadamente. Para caracterizar o solo, pode-se acessar propriedades mais específicas ao clicar na opção “avançado”. A Figura 132 ilustra a guia “Materials”, sendo as informações referentes às características: (a) da alvenaria; (b) do material de enchimento e (c) do material de superfície (pavimento).



(a)

(b)



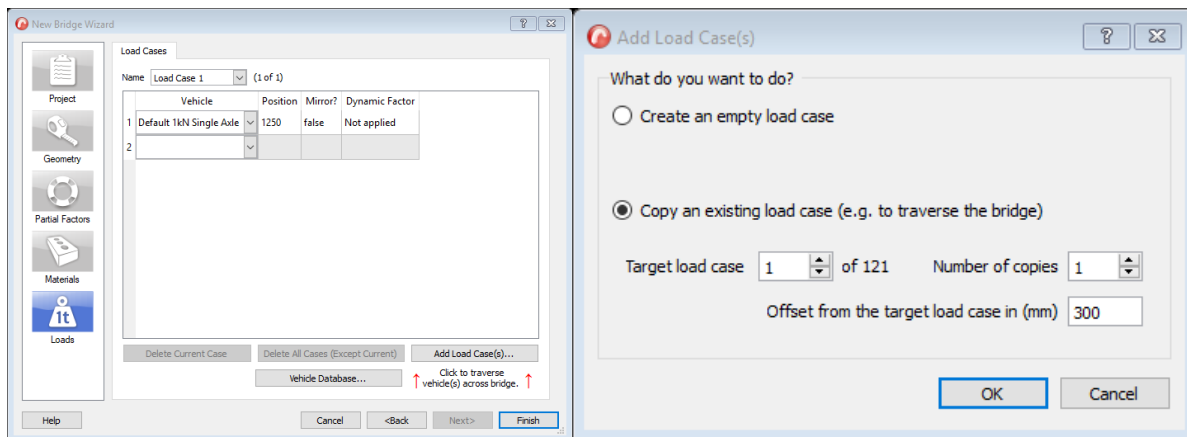
(c)

Figura 132 - Passo 4: Guia “Materials”: (a) alvenaria; (b) enchimento; (c) pavimento.

- Passo 5 – Cargas Atuantes

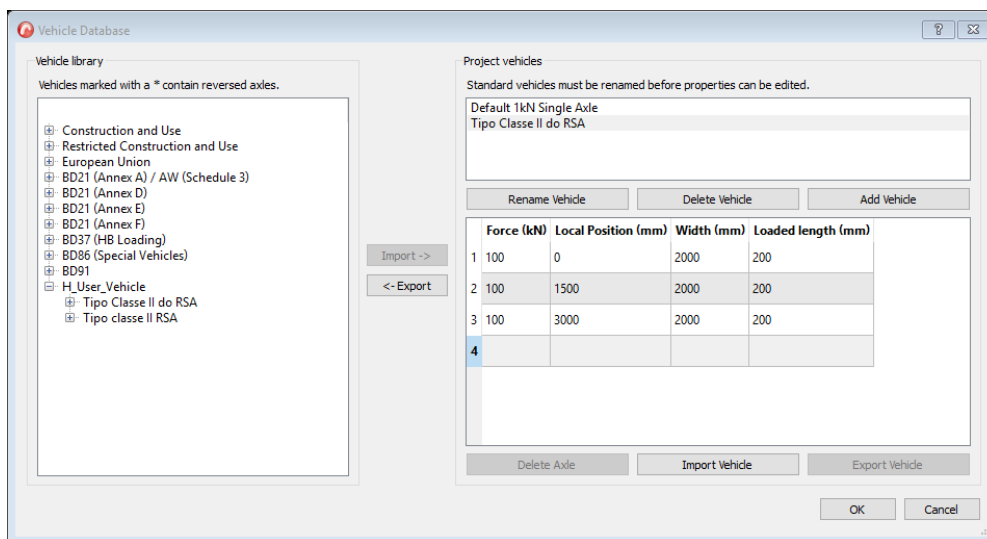
Por último, a guia “Loads”, é aquela onde serão definidas as cargas que são aplicadas na estrutura (Figura 133a). O programa fornece uma biblioteca com alguns tipos de veículos predefinidos, sendo possível criar outro tipo quando necessário. O programa permite ainda considerar o caminho pela ponte em ambas as direções: da esquerda para a direita e da direita para a esquerda, nos casos de veículos que possuem um espaçamento irregular de eixos. Para isso, o usuário deve selecionar “true” na caixa “Mirror”.

Deve ser especificado ainda a posição do veículo e se há algum fator dinâmico atribuído a algum eixo. A Figura 133b ilustra a criação de casos de carga, enquanto a Figura 133c ilustra a criação de um novo veículo.



(a)

(b)



(c)

Figura 133 – Passo 5: Guia “Loads”: (a) casos de carga; (b) adição de casos de carga; (c) definição do veículo-tipo

2) Saída de dados “output”

Após a modelação da estrutura e o processamento do programa, obtém-se o fator de carga de colapso para cada um dos casos de carga definidos. O LimitStateRING destaca o valor do fator de carga mínimo e seu respectivo caso de carga, ao final do processamento, por se tratarem de valores críticos. A análise computacional ainda é complementada com a representação gráfica dos resultados, que contém a posição do caso de carga crítico, a linha de pressões formada e o mecanismo de colapso da estrutura associado.