

ESTUDO COMPARATIVO DE ARCOS DE VÃO CRESCENTE E FLECHA DECRESCENTE NUM DESFILADEIRO EXISTENTE

Ricardo Marques Pinto

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

Orientador: Professor Doutor António Manuel Adão da Fonseca

Co-Orientador: Engenheiro Renato Rui da Silva Oliveira Bastos

FEVEREIRO DE 2009

MESTRADO INTEGRADO EM ENGENHARIA CIVIL 2008/2009

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

Tel. +351-22-508 1901

Fax +351-22-508 1446

✉ miec@fe.up.pt

Editado por

FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO

Rua Dr. Roberto Frias

4200-465 PORTO

Portugal

Tel. +351-22-508 1400

Fax +351-22-508 1440

✉ feup@fe.up.pt

🌐 <http://www.fe.up.pt>

Reproduções parciais deste documento serão autorizadas na condição que seja mencionado o Autor e feita referência a Mestrado Integrado em Engenharia Civil - 2007/2008 - Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2008.

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

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

A meus Pais

RESUMO

A construção de pontes em arco cada vez mais abatidas constitui o tema de desenvolvimento da presente dissertação. Neste contexto, é apresentada uma sequência cronológica das pontes em arco e respectivo conhecimento.

Em conformidade ainda com este tema, são seleccionadas as dimensões dos modelos estudados, assim como a gama de vãos e flechas, com uma descrição da metodologia aplicada, de modo a aproximar o arco do funcionamento anti-funcular.

Estabelecidos e calculados os modelos, apresentam-se os resultados obtidos e analisa-se os efeitos do abatimento do arco com a amostra de dados obtida.

Finalmente, apresenta-se uma série de causas/consequências da variação do vão e flecha nesta tipologia de pontes.

PALAVRAS-CHAVE: arco, vão, flecha, anti-funcular, abatimento.

ABSTRACT

The construction of more and more abated arch bridges constitutes the theme for the development of this dissertation. In this context, a chronologic sequence of arch bridges and its respective knowledge is presented.

In conformity, the dimensions of the studied models and the variety of spans and rises are selected, followed by a description of the methodology utilized so that the arch meets its anti-funicular form.

After establishing and calculating the models, the respective results will be presented in order to analyze the effects of the abatement of the arch with the data sample.

Finally, a series of cause/consequences of the variation of the span and rise in this typology of bridges is given.

KEYWORDS: arch, span, rise, anti-funicular, abatement.

AGRADECIMENTOS

A todos aqueles que de alguma forma contribuíram para a realização deste trabalho, em particular ao meu orientador, Professor Doutor António Manuel Adão da Fonseca, e ao meu co-orientador, Professor Doutor Renato Rui Silva Oliveira Bastos, pelas horas de trabalho dispendidas e pelo apoio que me deram na realização desta dissertação, pelo muito que me ensinaram e ajudaram, quer no esclarecimento de dúvidas, quer na disponibilização de documentos e nos avanços que este estudo foi sofrendo ao longo do tempo.

Aos meus Colegas e Amigos que, com discussões construtivas, permitiram consolidar e melhorar este trabalho.

Aos meus Pais, que nunca deixaram de acreditar no meu sucesso, me acompanharam e apoiaram ao longo de toda a minha vida académica, proporcionando-me condições e oportunidades que, de outra forma, não existiriam.

ÍNDICE GERAL

RESUMO.....	i
ABSTRACT	iii
AGRADECIMENTOS	iv
1.INTRODUÇÃO	1
1.1. ASPECTOS GERAIS	1
1.2. OBJECTIVOS DA DISSERTAÇÃO	1
1.3. ORGANIZAÇÃO DA DISSERTAÇÃO	2
2.ESTADO DE ARTE	3
2.1. HISTÓRIA DAS PONTES EM ARCO	3
2.2. PONTES EM ARCO EM PORTUGAL	8
2.3. EVOLUÇÃO DO CONHECIMENTO	13
2.4. ESTRUTURA DO ARCO	20
3.METODOLOGIAS.....	27
3.1. ESCOLHA DO MODELO	27
3.2. PROCESSO DE MODELAÇÃO	29
4.ESTUDO DO COMPORTAMENTO DO MODELO	41
4.1 CONSIDERAÇÕES GERAIS	41
4.2.ESFORÇOS CONSIDERADOS.....	43
4.3.CARGAS PERMANENTES	44
4.4 CARGAS ANTI-SIMÉTRICAS	57
4.5. RETRACÇÃO E FLUÊNCIA	75
4.6. ASSENTAMENTO DE APOIO	85

5.CONCLUSÕES E DESENVOLVIMENTOS FUTUROS	97
5.1. CONCLUSÕES FINAIS	97
5.2. DESENVOLVIMENTOS FUTUROS	98
 BIBLIOGRAFIA	 99

ÍNDICE DE FIGURAS

Fig. 2-1 – Ponte Fabricius	3
Fig. 2-2 – Ponte Celsius	3
Fig. 2-3 – Ponte Aemilius	4
Fig. 2-4 – Ponte “du Gard” construída entre os anos 63 e 12 A.C.....	4
Fig. 2-5 – Ponte <i>Vecchio</i> – Florença	5
Fig. 2-6 – Ponte D. Carlos IV - Praga.....	5
Fig. 2-7 – Ponte degli Scalzi - Veneza	5
Fig. 2-8 – Ponte <i>Neuf</i> – Paris, inaugurada em 1607.....	6
Fig. 2-9 – <i>Iron Bridge</i> – Coalbrookdale, primeiro arco em ferro do mundo, inaugurada em 1781.....	7
Fig. 2-10 – Maior ponte em arco do mundo – Dubai, conclusão prevista em 2012.....	8
Fig. 2-11 – Ponte Romana de Chaves	8
Fig. 2-12 – Ponte Romana de Vila Formosa	8
Fig. 2-13 – Ponte medieval de Ucanha, ...	9
Fig. 2-14 – Ponte Gimonde	9
Fig. 2-15 – Aqueduto das águas livres, Lisboa	9
Fig. 2-16 – Ponte D. Maria Pia	10
Fig. 2-17 – Ponte D. Luíz I.....	10
Fig. 2-18 – Ponte da Arrábida	11
Fig. 2-19 – Ponte do Infante	12
Fig. 2-20 – Página do livro de Villard de Honnecourt.....	13
Fig. 2-21 – Estudo do comportamento dos arcos por Leonardo da Vinci.....	14
Fig. 2-22 – Corrente suspensa de Hooke.....	15
Fig. 2-23 – Mecanismo tipo cunha deslizante proposto por Philippe de la Hire	16
Fig. 2-24 – Ensaios de Danysy.....	17
Fig. 2-25 – Verificação da estabilidade da cúpula da basílica de São Pedro por Poleni.....	18
Fig. 2-26 – Ponte Bacunayagua – Cuba (1959), arco poligonal	20
Fig. 2-27 – Ponte Valmaseda, arco de volta perfeita	21
Fig. 2-28 – Ponte em arco de madeira - Veneza	21
Fig. 2-29 – Ponte Krk – Croácia, arco bi-encastrado	22
Fig. 2-30 – Ponte D. Maria Pia – Porto, arco bi-articulado.....	22
Fig. 2-31 – Ponte Salginatobel – Suíça (1930), arco tri-articulado	23

Fig. 2-32 - Valtschielbach Bridge, Suíça (1925), arco Maillart.....	23
Fig. 2-33 – Ponte di San Niccolò – Florença (1944), arco tÍmpano	24
Fig. 2-34 – Ponte Lupu – Shangai, China (2003), tabuleiro intermédio.....	24
Fig. 2-35 – Ponte Fehmarnsund – Alemanha (1963), tabuleiro inferior.....	25
Fig. 2-36 – Ponte Juscelino Kubitschek – Brasília (2002), arco espacial	25
Fig. 3-1 – Geometria parabólica vs geometria adoptada.....	29
Fig. 3-2 – Exemplo de modelo numérico	30
Fig. 3-3 – Libertação de um grau de liberdade de um arco	32
Fig. 3-4 – Relação vão/flecha limite para betão a 10MPa	33
Fig. 3-5 – Cargas permanentes num arco	34
Fig. 3-6 – Função <i>Modifiers</i> do programa SAP2000.....	34
Fig. 3-7 – Arco isostático.....	35
Fig. 3-8 – Arco isostático, momentos flectores	35
Fig. 3-9 – Arco axialmente indeformável, momentos flectores	35
Fig. 3-10 – Carregamento Anti-simétrico	39
Fig. 3-11 – Assentamento de apoio	40
Fig. 4-4 – Momentos flectores positivos, tabuleiro, cargas permanentes.....	46
Fig. 4-3 Momentos flectores negativos, tabuleiro, cargas permanentes	46
Fig. 4-1 Momentos flectores negativos, arco, cargas permanentes	46
Fig. 4-2 Momentos flectores positivos, arco, cargas permanentes.....	46
Fig. 4-5 – Esforços axiais máximos, pilares, cargas permanentes.....	47
Fig. 4-7 – Esforços axiais máximos, arco, cargas permanentes	47
Fig. 4-6 – Esforços axiais máximos, arco, cargas permanentes	47
Fig. 4-8 – Arco 80 x 40, l/f 2, momentos flectores, cargas permanentes.....	48
Fig. 4-9 – Arco 120 x 40, l/f 3, momentos flectores, cargas permanentes	48
Fig. 4-10 – Arco 160 x 40, l/f 4, momentos flectores, cargas permanentes	48
Fig. 4-11 – Arco 200 x 40, l/f 4, momentos flectores, cargas permanentes	49
Fig. 4-12 – Arco 280 x 40, l/f 6, momentos flectores, cargas permanentes	49
Fig. 4-13 – Arco 240 x 40, l/f 5, momentos flectores, cargas permanentes	49
Fig. 4-14 – Arco 400 x 40, l/f 10, momentos flectores, cargas permanentes	50
Fig. 4-15 – Arco 360 x 40, l/f 9, momentos flectores, cargas permanentes	50
Fig. 4-16 – Arco 320 x 40, l/f 8, momentos flectores, cargas permanentes	50
Fig. 4-17 – Arco 200 x 50, l/f 4, momentos flectores, cargas permanentes	51

Fig. 4-18 – Arco 200 x 100, l/f 2, momentos flectores, cargas permanentes.....	51
Fig. 4-19 – Arco 200 x 66, l/f 3, momentos flectores, cargas permanentes.....	51
Fig. 4-20 – Arco 200 x 28, l/f 7, momentos flectores, cargas permanentes.....	52
Fig. 4-21 – Arco 200 x 40, l/f 5, momentos flectores, cargas permanentes.....	52
Fig. 4-22 – Arco 200 x 33, l/f 6, momentos flectores, cargas permanentes.....	52
Fig. 4-23 – Arco 200 x 25, l/f 8, momentos flectores, cargas permanentes.....	53
Fig. 4-24 – Arco 200 x 20, l/f 10, momentos flectores, cargas permanentes.....	53
Fig. 4-25 – Arco 200 x 22, l/f 9, momentos flectores, cargas permanentes.....	53
Fig. 4-29 – Momentos flectores positivos, tabuleiro, carregamento anti-simétrico	59
Fig. 4-28 – Momentos flectores negativos, tabuleiro, carregamento anti-simétrico.....	59
Fig. 4-26 – Momentos flectores positivos, tabuleiro, ...	59
Fig. 4-27 – Momentos flectores negativos, tabuleiro,.....	59
Fig. 4-30 – Momentos flectores positivos, arco, ...	60
Fig. 4-31 – Momentos flectores negativos, arco, ...	60
Fig. 4-32 – Momentos flectores positivos, arco, carregamento anti-simétrico	60
Fig. 4-33 – Momentos flectores positivos, arco, carregamento anti-simétrico	60
Fig. 4-35 – Esforços axiais máximos, arco,.....	61
Fig. 4-34 – Esforços axiais mínimos, arco,.....	61
Fig. 4-36 – Esforços axiais máximos, arco, carregamento anti-simétrico.....	61
Fig. 4-37 – Esforços axiais mínimos, arco, carregamento anti-simétrico.....	61
Fig. 4-38 – Arco 120 x 40, l/f 3, momentos flectores, carregamento anti-simétrico	62
Fig. 4-39 – Arco 80 x 40, l/f 2, momentos flectores, carregamento anti-simétrico	62
Fig. 4-40 – Arco 160 x 40, l/f 4, momentos flectores, carregamento anti-simétrico	62
Fig. 4-41 – Arco 200 x 40, l/f 5, momentos flectores, carregamento anti-simétrico	63
Fig. 4-42 – Arco 280 x 40, l/f 7, momentos flectores, carregamento anti-simétrico	63
Fig. 4-43 – Arco 240 x 40, l/f 6, momentos flectores, carregamento anti-simétrico	63
Fig. 4-44 – Arco 320 x 40, l/f 8, momentos flectores, carregamento anti-simétrico	64
Fig. 4-45 – Arco 400 x 40, l/f 10, momentos flectores, carregamento anti-simétrico	64
Fig. 4-46 – Arco 360 x 40, l/f 9, momentos flectores, carregamento anti-simétrico	64
Fig. 4-47 – Arco 160 x 40, l/f 4, momentos flectores, carregamento anti-simétrico e cargas permanentes.....	65
Fig. 4-48 – Arco 80 x 40, l/f 2, momentos flectores, carregamento anti-simétrico e cargas permanentes	65

Fig. 4-49 – Arco 120 x 40, l/f 3, momentos flectores, carregamento anti-simétrico e cargas permanentes.....	65
Fig. 4-50 – Arco 280 x 40, l/f 7, momentos flectores, carregamento anti-simétrico e cargas permanentes.....	66
Fig. 4-51 – Arco 240 x 40, l/f 6, momentos flectores, carregamento anti-simétrico e cargas permanentes.....	66
Fig. 4-52 – Arco 200 x 40, l/f 5, momentos flectores, carregamento anti-simétrico e cargas permanentes.....	66
Fig. 4-53 – Arco 400 x 40, l/f 10, momentos flectores, carregamento anti-simétrico e cargas permanentes.....	67
Fig. 4-54 – Arco 320 x 40, l/f 8, momentos flectores, carregamento anti-simétrico e cargas permanentes.....	67
Fig. 4-55 – Arco 360 x 40, l/f 9, momentos flectores, carregamento anti-simétrico e cargas permanentes.....	67
Fig. 4-56 – Arco 200 x 100, l/f 2, momentos flectores, carregamento anti-simétrico.....	68
Fig. 4-57 – Arco 200 x 50, l/f 4, momentos flectores, carregamento anti-simétrico.....	68
Fig. 4-58 – Arco 200 x 66, l/f 3, momentos flectores, carregamento anti-simétrico.....	68
Fig. 4-59 – Arco 200 x 28, l/f 7, momentos flectores, carregamento anti-simétrico.....	69
Fig. 4-60 – Arco 200 x 33, l/f 6, momentos flectores, carregamento anti-simétrico.....	69
Fig. 4-61 – Arco 200 x 40, l/f 5, momentos flectores, carregamento anti-simétrico.....	69
Fig. 4-62 – Arco 200 x 25, l/f 8, momentos flectores, carregamento anti-simétrico.....	70
Fig. 4-63 Arco 200 x 20, l/f 10, momentos flectores, carregamento anti-simétrico.....	70
Fig. 4-64 – Arco 200 x 22, l/f 9, momentos flectores, carregamento anti-simétrico.....	70
Fig. 4-65 – Arco 200 x 50, l/f 4, momentos flectores, carregamento anti-simétrico e cargas permanentes.....	71
Fig. 4-66 – Arco 200 x 100, l/f 2, momentos flectores, carregamento anti-simétrico e cargas permanentes.....	71
Fig. 4-67 – Arco 200 x 66, l/f 3, momentos flectores, carregamento anti-simétrico e cargas permanentes.....	71
Fig. 4-68 – Arco 200 x 28, l/f 7, momentos flectores, carregamento anti-simétrico e cargas permanentes.....	72
Fig. 4-69 – Arco 200 x 40, l/f 5, momentos flectores, carregamento anti-simétrico e cargas permanentes.....	72
Fig. 4-70 – Arco 200 x 33, l/f 6, momentos flectores, carregamento anti-simétrico e cargas permanentes.....	72
Fig. 4-71 – Arco 200 x 25, l/f 8, momentos flectores, carregamento anti-simétrico e cargas permanentes.....	73

Fig. 4-72 – Arco 200 x 20, l/f 10, momentos flectores, carregamento anti-simétrico e cargas permanentes.....	73
Fig. 4-73 – Arco 200 x 22, l/f 9, momentos flectores, carregamento anti-simétrico e cargas permanentes.....	73
Fig. 4-74 – Momentos flectores positivos, tabuleiro, retracção e fluência	76
Fig. 4-75 – Momentos flectores positivos, tabuleiro, retracção e fluência	76
Fig. 4-76 – Momentos flectores negativos, tabuleiro,.....	76
Fig. 4-77 – Momentos flectores positivos, tabuleiro, ...	76
Fig. 4-78 – Momentos flectores negativos, arco, retracção e fluência.....	77
Fig. 4-79 – Momentos flectores positivos, arco, ...	77
Fig. 4-80 – Momentos flectores negativos, arco, ...	77
Fig. 4-81 – Momentos flectores positivos, arco, retracção e fluência	77
Fig. 4-82 – Esforço axial máximo, pilares, retracção e fluência	78
Fig. 4-83 – Esforço axial máximo, arco, retracção e fluência.....	78
Fig. 4-84 – Esforço axial mínimo, arco, retracção e fluência	78
Fig. 4-85 – Esforço axial máximo, pilares, retracção e fluência e cargas permanentes.....	79
Fig. 4-86 – Esforço axial mínimo, arco, retracção e fluência e cargas permanentes	79
Fig. 4-87 – Esforço axial máximo, arco, retracção e fluência e cargas permanentes	79
Fig. 4-88 – Arco 240 x 40, l/f 6, momentos flectores, retracção e fluência	80
Fig. 4-89 – Arco 160 x 40, l/f 4, momentos flectores, retracção e fluência	80
Fig. 4-90 – Arco 80 x 40, l/f 2, momentos flectores, retracção e fluência	80
Fig. 4-91 – Arco 80 x 40, l/f 2, momentos flectores, retracção e fluência e cargas permanentes	81
Fig. 4-92 – Arco 240 x 40, l/f 6, momentos flectores, retracção e fluência e cargas permanentes	81
Fig. 4-93 – Arco 160 x 40, l/f 4, momentos flectores, retracção e fluência e cargas permanentes	81
Fig. 4-94 – Arco 200 x 33, l/f 6, momentos flectores, retracção e fluência	82
Fig. 4-95 – Arco 200 x 100, l/f 2, momentos flectores, retracção e fluência	82
Fig. 4-96 – Arco 200 x 50, l/f 4, momentos flectores, retracção e fluência	82
Fig. 4-97 – Arco 200 x 33, l/f 6, momentos flectores, retracção e fluência e cargas permanentes	83
Fig. 4-98 – Arco 200 x 50, l/f 4, momentos flectores, retracção e fluência e cargas permanentes	83
Fig. 4-99 – Arco 200 x 100, l/f 2, momentos flectores, retracção e fluência e cargas permanentes	83
Fig. 4-100 – Momentos flectores positivos, tabuleiro, ...	86
Fig. 4-101 – Momentos flectores positivos, tabuleiro, ...	86
Fig. 4-102 – Momentos flectores positivos, tabuleiro, assentamento de apoio	86
Fig. 4-103 – Momentos flectores positivos, tabuleiro, assentamento de apoio	86

Fig. 4-104 – Momentos flectores negativos, arco, assentamento de apoio	87
Fig. 4-105– Momentos flectores negativos, arco, ...	87
Fig. 4-106– Momentos flectores positivos, arco,.....	87
Fig. 4-107 – Momentos flectores positivos, arco, assentamento de apoio	87
Fig. 4-108 – Esforços axiais máximos, pilares, assentamento de apoio	88
Fig. 4-109 – Esforços axiais mínimos, arco, assentamento de apoio.....	88
Fig. 4-110 – Esforços axiais máximos, arco, assentamento de apoio.....	88
Fig. 4-111– Esforços axiais máximos, arco, ...	89
Fig. 4-112 – Esforços axiais máximos, arco, ...	89
Fig. 4-113 – Esforços axiais máximos, arco, ...	89
Fig. 4-114 – Arco 80 x 40, l/f 2, momentos flectores, assentamento de apoio	90
Fig. 4-115 – Arco 160 x 40, l/f 4, momentos flectores, assentamento de apoio	90
Fig. 4-116 – Arco 240 x 40, l/f 6, momentos flectores, assentamento de apoio	90
Fig. 4-117 – Arco 80 x 40, l/f 2, momentos flectores, assentamento de apoio e cargas permanentes	91
Fig. 4-118 – Arco 240 x 40, l/f 6, momentos flectores, assentamento de apoio e cargas permanentes	91
Fig. 4-119 – Arco 160 x 40, l/f 4, momentos flectores, assentamento de apoio e cargas permanentes	91
Fig. 4-120 – Arco 200 x 33, l/f 6, momentos flectores, assentamento de apoio	92
Fig. 4-121 – Arco 200 x 100, l/f 2, momentos flectores, assentamento de apoio	92
Fig. 4-122 – Arco 200 x 50, l/f 4, momentos flectores, assentamento de apoio	92
Fig. 4-123 – Arco 200 x 100, l/f 2, momentos flectores, assentamento de apoio e cargas permanentes	93
Fig. 4-124 – Arco 200 x 33, l/f 6, momentos flectores, assentamento de apoio e cargas permanentes	93
Fig. 4-125 – Arco 200 x 50, l/f 4, momentos flectores, assentamento de apoio e cargas permanentes	93

ÍNDICE DE TABELAS

Tabela 3-1 – Dimensionamento das secções do arco	31
Tabela 3-2 e 3-3 Coordenadas anti-funiculares iteração 1 e 2	37
Tabela 4-1 - Comparação solução anti-funicular e solução adoptada, arco 80 x 40	42
Tabela 4-2 - Comparação solução anti-funicular e solução adoptada, arco 200 x 40	42
Tabela 4-3 - Comparação solução anti-funicular e solução adoptada, arco 400 x 40	42
Tabela 4-4 – Esforços resultantes, cargas permanentes	44
Tabela 4-5 – Deslocamentos, cargas permanentes.....	45
Tabela 4-6 – Esforços resultantes, carregamento anti-simétrico	57
Tabela 4-7 – Esforços resultantes, carregamento anti-simétrico e peso próprio.....	58
Tabela 4-8 – Esforços resultantes, retracção e fluência	75
Tabela 4-9 - Esforços no apoio, retracção	84
Tabela 4-10 – Esforços resultantes, assentamento de apoio	85
Tabela 4-11 – Esforços no apoio, assentamento de apoio	94

1

INTRODUÇÃO

1.1. ASPECTOS GERAIS

As pontes em arco acompanharam, desde cedo, a evolução da civilização. Paralelamente, desenvolveu-se o seu conhecimento, sendo o comportamento destas estruturas actualmente conhecido com bastante rigor.

No entanto, a crescente exigência do mundo da construção leva cada vez mais as estruturas ao seu limite, onde o arco não é excepção. Dado que um arco é tanto ou mais esbelto quanto mais abatido for, resultando em soluções mais leves e com maior facilidade de construção, acompanhado ao mesmo tempo de mais esforços, a tendência é de construir arcos cada vez mais abatidos, superando vãos progressivamente maiores, procurando usar as ferramentas disponíveis para a resolução dos seus problemas adicionais.

Importa assim saber até que ponto o arco se suporta sem o auxílio de outras estruturas. Por outras palavras, conhecer ainda melhor os seus limites, não os seus pontos fortes, já que estes já estão largamente fundamentados, mas sim as suas fraquezas à medida que este se aproxima do limite.

A experiência construtiva nesta gama de pontes constitui o mote para o desenvolvimento de um trabalho sobre os seus limites e suas influências, para que a construção de melhores soluções se torne possível.

1.2. OBJECTIVOS DA DISSERTAÇÃO

A necessidade corrente de uma construção optimizada levou ao aparecimento de pontes em arco cada vez mais abatidas. Destas novas construções, particularmente da ponte do Infante, surgiu a ideia de averiguar a sensibilidade do arco quanto à sua relação vão/flecha.

A partir deste objectivo, procura-se a existência de relações mais favoráveis, isto é, a relação que resultaria numa estrutura mais esbelta, mas sem incremento significativo dos esforços.

Em conformidade, tenta-se seleccionar uma gama de relações vão/flecha corrente, analisando os diferentes esforços gerados e suas causas, procurando também equacionar a resposta de cada estrutura para diferentes casos de carga.

1.3. ORGANIZAÇÃO DA DISSERTAÇÃO

Este documento apresenta-se subdivido em 5 partes: a primeira, correspondendo à introdução, que apenas serve como guia do documento, seguido do capítulo 2, onde se enquadra o leitor no tema estudado, apresentando uma breve história de como se desenrolaram as descobertas até aos nossos dias, dando ainda a conhecer as obras mais célebres deste género realizadas no nosso país, assim como as diversas possibilidades dentro do género de pontes abordado; no capítulo 3, é explicado o processo por detrás do estudo, assim como justificadas as escolhas ao longo do mesmo. No capítulo 4, o leitor é confrontado com os dados recolhidos, bem como a sua análise, seguindo-se o capítulo final, onde são apresentadas as conclusões e desenvolvimentos futuros.

2

ESTADO DE ARTE

2.1. HISTÓRIA DAS PONTES EM ARCO

O arco, a estrutura resistente por excelência, a sua forma, garante-lhe a resistência. É considerado por muitos a primeira grande invenção do homem no campo das estruturas, pois é a primeira estrutura não organizada espontaneamente na natureza, logo a primeira a ser concebida a partir de uma ideia de comportamento resistente.

“O arco nunca dorme”, provérbio índio, demonstra a dimensão resistente na ideia do arco. Um elemento singular na construção, usado pelos construtores pelo seu carácter resistente, aclamado pelo homem pela sua silhueta esbelta e pela graciosidade com que se enquadra nas diversas paisagens.

As suas origens no uso de pontes remontam a algures na Ásia, mas não ganhariam expressão até ao aparecimento do Império Romano. Embora já existisse o conhecimento, até então nunca tinha surgido uma necessidade da dimensão desse império: a sua expansão nunca teria tomado tamanhas proporções senão fosse a grande inovação da época que foram as inúmeras vias que ligavam as inúmeras conquistas; estas vias, por sua vez, obrigavam à supressão de obstáculos, rios ou vales, eram frequentemente encontrados, assim como os abastecimentos de água às populações. Foi assim que o arco foi introduzido pelos romanos, aplicado por estes em inúmeras pontes em arco nas suas vias e aquedutos. Algumas dessas obras subsistem ainda como travessias, outras como marcos históricos, mas foi neste período que a base das pontes em arco, tal como as conhecemos, foi construída.



Fig. 2-1 – Ponte Fabricius (Matthias (2008))



Fig. 2-2 – Ponte Celsius

Durante este período, foram introduzidas noções importantes, corrigindo as falhas através do método de tentativa-erro. Apercebendo-se os romanos da importância das fundações neste tipo de pontes e a resistência necessária para anular os impulsos horizontais nesta zona, eles aperfeiçoaram os métodos construtivos, reduzindo a dimensão dos cimbres, apoiando as cofragens nos pilares e reutilizando as mesmas para a construção do arco seguinte na mesma ponte.

Surgem também as primeiras noções de linhas de pressão, embora intuitivamente eles tenham definido um conjunto de regras geométricas empíricas, visando garantir que as forças fossem contidas dentro das dimensões do arco e passassem do mesmo modo para as fundações.

A razão pela qual se erguem ainda muitas pontes romanas, face às construídas anteriormente, é pela introdução de narizes nos pilares na forma triangular ou semi-circular, tornando os pilares hidrodinâmicos e assim diminuindo ao mínimo a erosão sofrida por estes.



Fig. 2-4 – Ponte “du Gard” construída entre os anos 63 e 12 A.C.



Fig. 2-3 – Ponte Aemilius (Patrik Denker (2006))

Com a queda deste império, segue-se um período de “seca” neste tipo de construções: a rede de estradas deixava de ser uma prioridade, sendo apenas com a ascensão do clero e da nobreza como classes sociais que surgiriam as primeiras pontes de grande importância na Idade Média, construindo-se novas pontes nas cidades como a ponte D. Carlos IV sobre o rio Moldava em Praga ou a ponte *Vecchio* em Florença, terminada em 1345, que constitui um dos primeiros exemplos de arcos abatidos.



Fig. 2-5 – Ponte Vecchio – Florença
(Pedro Quintela (2007))



Fig. 2-6 – Ponte D. Carlos IV - Praga

Embora existam alguns usos interessantes do arco neste período, nomeadamente nas catedrais datadas desta época, no que respeita a pontes em arco, apenas a introdução dos arcos mais abatidos, ogivais, surgia como novidade, e seria somente no início do Renascimento que a verdadeira revolução iria começar.



Fig. 2-7 – Ponte degli Scalzi - Veneza

Neste período, é introduzido o conhecimento científico na construção das pontes na época. Ainda que esforço para compreender fisicamente o arco tenha sido iniciado um pouco antes, é durante o Renascimento que o conhecimento é posto em prática, e criada a primeira escola de engenharia civil do mundo a École des Ponts et Chaussées. No século XVIII, proliferam as descobertas, levando ao aparecimento de pilares e arcos mais esbeltos e leves, ao mesmo tempo que se aumentavam os vãos, abandonam-se assim os critérios excessivamente conservadores até então. Estava então o mote lançado para a construção de grandes obras.



Fig. 2-8 – Ponte *Neuf* – Paris, inaugurada em 1607 (David Monniaux (2003))

Contudo, até aqui apenas se usava a pedra como material construtivo, visto que apenas se conhecia este material como suficientemente resistente para tal nível de esforços. Só com a revolução industrial se tornaria possível pôr as ideias em prática, pois um novo material estava disponível, o ferro, que mais tarde seria aperfeiçoado para o aço.

Estamos então no século XIX, época de grande expansão ferroviária, em que a imigração proporciona grande mão-de-obra a preços muito reduzidos, grandes obras vêm mais uma vez a luz do dia. Se bem que o ferro permitisse a construção de armações para pontes mais largas como o caso da primeira ponte neste tipo de material construída ainda no século XVIII, baptizada de *Iron Bridge*, ponte de ferro, cedo se percebeu que a tensão resistente deste material era insuficiente para aguentar as exigências dinâmicas das novas locomotivas a vapor, substituindo-se então o uso do ferro fundido pelo aço, abrindo caminho para a construção de maiores vãos, como a ponte D. Maria Pia.



Fig. 2-9 – *Iron Bridge* – Coalbrookdale, primeiro arco em ferro do mundo, inaugurada em 1781

Enquanto o ferro/aço se expandia, após ser reinventado, outro material era desenvolvido: ainda que os romanos tivessem dado os primeiros passos no material conhecido como pozzolana na altura, o betão não se afirmou como opção até ao início do século XX. Foi só nos finais do século XIX que surgiu a adição de barras de aço (armadura), pegando num material resistente a compressões por defeito e transformando-o num com as mesmas características, mas agora também resistente a tracções, abrindo assim outros horizontes aos engenheiros da época.

Após a Segunda Grande Guerra, muito havia sido destruído, sendo necessária uma reconstrução rápida. Era a época perfeita para novas aventuras construtivas, e ano após ano surgem novas pontes em arco, tanto em betão armado como em aço. O conhecimento aprofunda-se sabendo que os limites ainda estão longe, e surgem pontes inovadoras como a ponte da Arrábida.

Com o aparecimento do computador, surgem ferramentas de cálculo poderosíssimas, que permitem o humanamente impossível. O cálculo de esforços até então ignorados tornava-se viável, a optimização melhorava, chegando até aos dias de hoje, onde surgem cada vez mais variadíssimas pontes em arco, de diferentes estilos quer estéticos, quer estruturais: o arco espacial não é mais um sonho, o céu é o limite.



Fig. 2-10 – Maior ponte em arco do mundo – Dubai, conclusão prevista para 2012 (Edibek (2007))

2.2. PONTES EM ARCO EM PORTUGAL

Portugal, desde cedo, acompanhou a evolução das pontes em arco. Para se estabelecer uma sequência cronológica, é necessário começar pelo período romano que construiu também neste pedaço de império, que mais tarde viria a ser território português, algumas pontes em arco, das quais são exemplo a ponte de Chaves e de Vila Formosa.



Fig. 2-12 – Ponte Romana de Vila Formosa



Fig. 2-11 – Ponte Romana de Chaves (Sara Cruz (2006))

Seguindo também a história no período medieval, continuava a construção de pontes tipicamente romanas, como é o caso da ponte Gimonde, que possui a particularidade de ser integralmente construída em pedra de xisto, assim como surgiam os arcos apontados, da qual é exemplo a ponte de Ucanha.



Fig. 2-14 – Ponte medieval de Ucanha, mandada construir em 1445 (Sérgio Lopes (2007))



Fig. 2-13 – Ponte Gimonde (Carlos Pinheiro (2000))

Do período pós-renascentista chega até hoje uma obra notável, que resistiu incólume ao terramoto de 1755: o Aqeduto das Águas Livres em Lisboa, concluído em 1748, manteve-se em funcionamento até 1968. Exemplo de como Portugal cedo se colocou na vanguarda de construção de pontes, particularmente pontes em arco, o seu arco central de 65m era o maior arco apontado construído até então.



Fig. 2-15 – Aqeduto das Águas Livres, Lisboa

No entanto, seria após a revolução industrial que surgiam obras verdadeiramente incríveis para a sua época. Dada a antiga necessidade de unir as margens do Porto e Gaia, foi com a proliferação das vias férreas que surge a sua encomenda: projectada pelo Eng.º Théophile Seyrig, construída pela empresa de Gustave Eiffel em tempo recorde, é construída a primeira grande travessia Porto-Gaia. Até então só existiram pontes de pequena dimensão como a ponte Pênsil, em 1877. A Ponte D. Maria Pia, foi a única travessia ferroviária até à construção da Ponte de S.João (1991).



Fig. 2-16 – Ponte D. Maria Pia (Pedro Costa (2008))

Com o sucesso desta construção, surge uns anos mais tarde a encomenda para a substituição da então existente ponte Pênsil. É de Théophile Seyrig que, com um projecto ambicioso, surge a proposta vencedora. Inaugurada em 1886, a Ponte D. Luíz I, que constituía com 172m o maior vão até então construído, ainda hoje utilizada após reforço para o metro e para tráfego rodoviário nos tabuleiros superior e inferior respectivamente. É ainda detentora do recorde do maior arco em ferro do mundo, visto que o uso do ferro em pontes seria curto após a construção desta ponte.



Fig. 2-17 – Ponte D. Luíz I

Meio século decorrido, constata-se que a circulação era feita com cada vez maior dificuldade na ponte D. Luíz I, pois Porto e Gaia sofriam uma forte expansão demográfica. Reconhecia-se a necessidade de uma nova travessia, e aparecia o génio Edgar Cardoso como vencedor do projecto, com os vales do Douro a proporcionar uma oportunidade única: com ideias muito sólidas o Eng^o Edgar Cardoso mostrou que era possível novamente bater o recorde do maior arco do mundo, desta feita com um arco de 270m de vão e 52m de flecha em betão armado, nascendo então a 1963 a Ponte da Arrábida.



Fig. 2-18 – Ponte da Arrábida

Seria novamente meio século mais tarde que surgiria um novo arco inovador, com o aparecimento da união por um novo meio de transporte entre Gaia e Porto, o metro. Desaparecia uma travessia rodoviária, pois o projecto usava o tabuleiro superior da ponte D. Luís I, e o novo projecto, embora em arco, não seguia a configuração tradicional, reduzindo as suas dimensões ao mínimo possível, adoptando uma solução semelhante a um arco Maillart. Era concluída a Ponte do Infante, em 2002, e como já vinha sendo hábito novo recorde mundial da sua classe, com 280m de vão e 11,2m de flecha. Serve ainda como referência na construção de novas pontes, não só pelas suas dimensões mas também pelo processo construtivo adoptado, dado que foi construído um pilar provisório de modo a construir o arco.



Fig. 2-19 – Ponte do Infante (José Gonçalves (2007))

2.3. EVOLUÇÃO DO CONHECIMENTO

O conhecimento existente sobre pontes em arco é muito antigo, embora se possa dizer que este só adquiriu a face científica nos meados do século XVII e XVIII. Contudo, durante o tempo precedente muito se descobriu e se transmitiu, sobretudo empiricamente, ao longo de gerações.

Ainda que a existência de conhecimento date ainda da civilização etrusca, nada chegou à actualidade sobre as especificidades construtivas conhecidas por este povo.

Logo os romanos não sendo os “fundadores” do arco, foram sem dúvida os seus impulsionadores a todos os níveis, apesar do escasso conhecimento mecânico e físico. As diversas tentativas ao longo de séculos permitiram-lhes desenvolver esta técnica de construção com mestria, apoiando-se principalmente em regras geométricas, demonstradas pelas obras presentes até hoje. Deste período fica o registo de Marco Vitrúvio Polião (101-44 a.c.), autor da obra “De Architectura”, que constitui os primeiros apontamentos sobre as técnicas construtivas da época, onde apesar de nada ainda estudado sobre arcos, apareça a referência à necessidade de regras de proporção adequadas como garantia de estabilidade.

Já no período medieval, não sendo um período notoriamente construtivo, surgem alguns autores com pensamentos e estudos sobre o arco. Villard de Honnecourt regista em 1235 diversas regras de proporção, sendo evidente a influência da escola romana tal como se observa na figura seguinte.

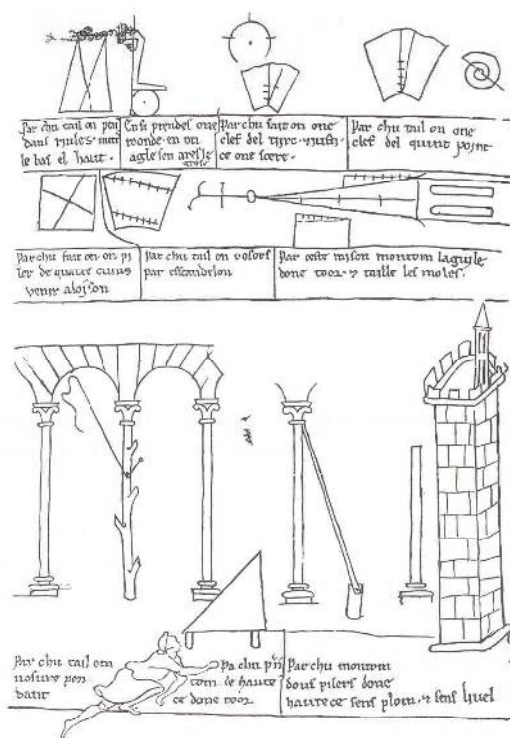


Figura 8.1. Página del libro de dibujos de Villard de Honnecourt (Willis, 1859)

Fig. 2-20 – Página do livro de Villard de Honnecourt (Heyman (1995))

Seria, no entanto, Leon Battista Alberti o primeiro a dar uma explicação por escrito do comportamento estrutural de um arco, apesar de infeliz, dado que entre outras coisas compara o arco a uma viga flectida, introduz a importância da distribuição da massa na consideração da estabilidade do arco. Porém, o seu tratado de arquitectura "*De reaedificatoria*" apresentado ao papa Nicolau V em 1452, serviria de doutrina para o desenho de pontes até meados do século XVIII, sendo óbvio que diversas pontes foram construídas não seguindo estas recomendações, vindo estas a ser apenas contestadas por escrito por Perronet.

Eis que em 1452 nasce um génio de nome Leonardo da Vinci, nome que marcou a história em variadíssimas áreas, não passando ao lado do estudo dos arcos. Embora não tivesse publicado nada oficialmente, a análise de manuscritos seus permitiu concluir que Leonardo terá sido o primeiro a efectuar um estudo mecânico dos arcos, evidenciado por desenhos que mostram experiências que tinham como objectivo perceber o comportamento dos arcos (figura 2-21).

Ficando patente o extraordinário talento deste autor antecipando-se 200 anos na descoberta do correcto mecanismo de colapso dos arcos por formação de rótulas ou articulações.

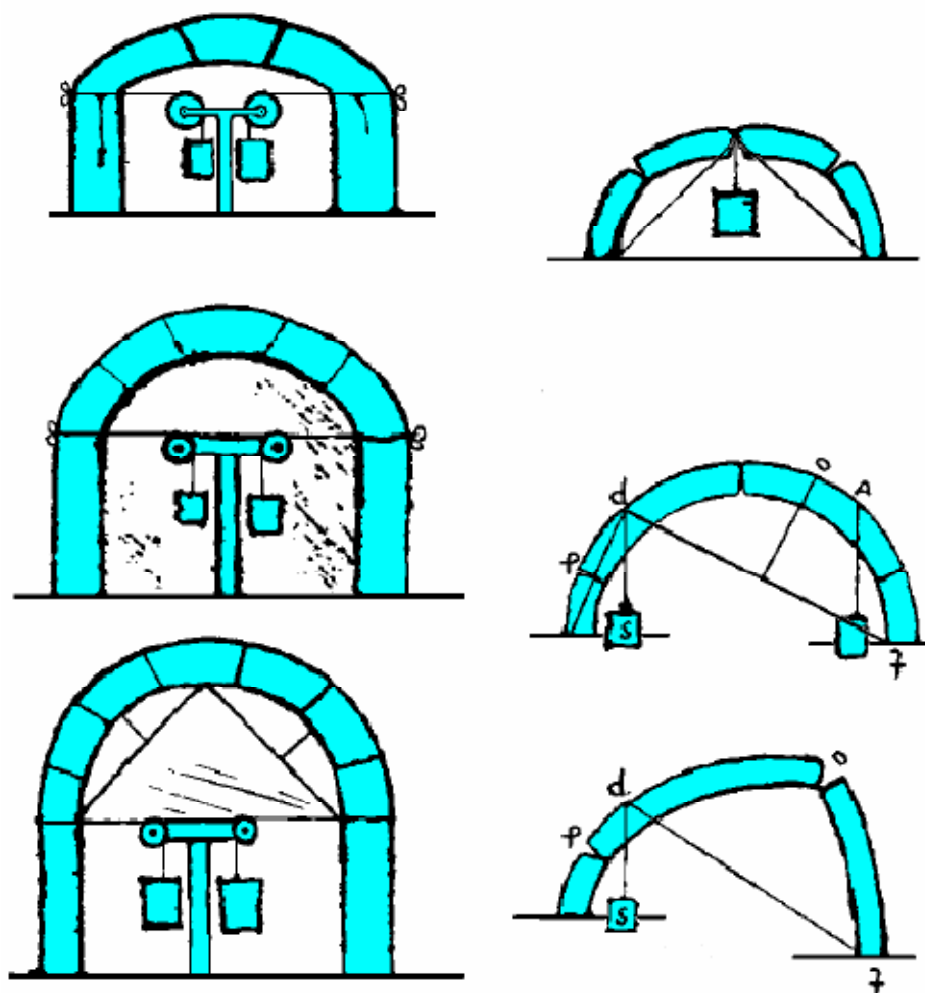


Fig. 2-21 – Estudo do comportamento dos arcos por Leonardo da Vinci (Gasch (2003))

Leonardo apresentou ainda a seguinte definição: “O arco é uma fortaleza causada por duas debilidades... esta composta de dois quartos de círculo, cada um debilíssimo por si tende a cair e deste forma opõem-se à mesma de cada um, as duas debilidades convertem-se numa única fortaleza” (Fernández Troyano, 2004).

No entanto, estes documentos teriam pouca influência sobre os construtores da época, mais próximos do povo. Estes desconheciam provavelmente a existência dos mesmos, reinando assim a tradição oral, baseando-se em normas com pouco rigor, sem verificação científica.

Foi então publicado, em 1570, um tratado de arquitectura denominado “*I quattro libri dell’ architettura*” por Andrea Petro Palladio, que questiona a antiga regra do terço de vão para a largura dos pilares, reunindo uma série de dados sobre pontes reais que demonstravam esta regra já claramente ultrapassada, patenteando o olhar atento da nova época do Renascimento, cujos construtores começavam a aperceber-se do conservadorismo patente nas regras que lhes eram transmitidas.

Em 1675, Robert Hooke lança o mote para a investigação futura com o teorema, cuja tradução do latim, resulta no seguinte: “Da mesma forma que se suspende um fio flexível, também assim, mas invertido, se susterá um arco rígido”. No entanto, não apresenta justificações matemáticas que sustentem este teorema.

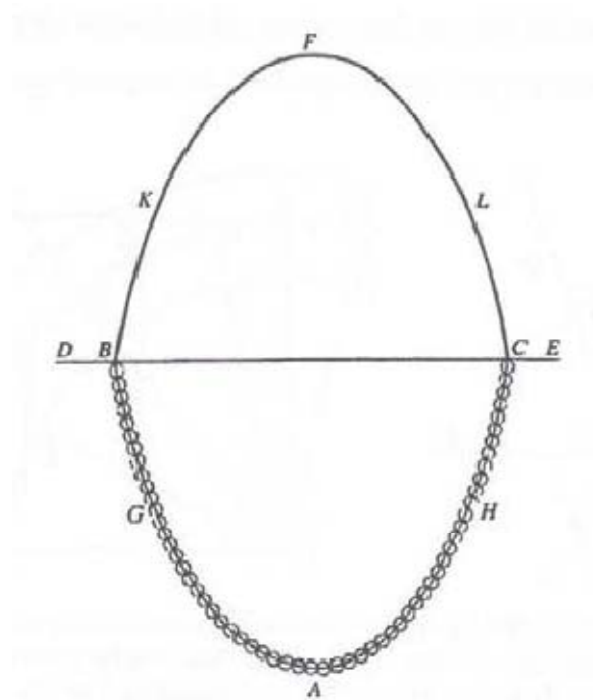


Fig. 2-22 – Corrente suspensa de Hooke (Heyman (1995))

Em 1697, David Gregory professor de matemática na universidade de Edimburgo e professor de astronomia na universidade de Oxford, afirma: “... quando um arco de alvenaria que não tenha a forma duma catenária se sustém, é porque no interior da sua espessura está incluída alguma catenária.”

E com esta asserção fica definida a aplicação do teorema do limite inferior da análise plástica a este tipo de estruturas.

Por esta altura, já Philippe de la Hire tinha estabelecido o primeiro método de cálculo de arcos, na sua publicação *Traité de Méchanique* (1695): admitindo que não existia atrito entre aduelas, define a trajectória das forças que actuam no arco, pois estas devem ser sempre perpendiculares às juntas entre aduelas. Com isto define o funicular das forças e obtém para o arco semicircular a relação que deve existir entre os pesos das aduelas para que haja equilíbrio; conclui ainda que o mecanismo de colapso seria formado por cunhas deslizantes que, por acção do seu peso próprio, fariam deslocar a parte superior do arco empurrando os encontros para o exterior, o que mais tarde seria parcialmente confirmado por Augustin Danyzy. Este último conclui que é um dos possíveis mecanismos, mas para condições de atrito correntes não é o mais provável.

Em 1729, Bélidor publica “A ciência dos engenheiros”, o primeiro manual de engenharia, sendo o segundo livro exclusivamente dedicado à mecânica dos arcos.

Por esta altura também, Pierre Couplet de Tartreux apresenta duas memórias com os seus estudos sobre o comportamento estrutural dos arcos, admitindo que o atrito entre aduelas era suficiente para impedir o deslizamento e perspectivando os níveis de tensão suficientemente baixos para que se possa considerar desprezável o perigo de ruptura à compressão, e baixos os níveis de resistência à tracção, sendo necessário formar um sistema de articulações para que a estrutura seja instável. Daqui obtém um novo processo de cálculo que, não obstante as ideias claras sobre o comportamento estrutural, nunca chegaria a ter grande impacto, pois o mesmo seria melhorado por Coulomb, embora este não conhecesse os trabalhos de Couplet.

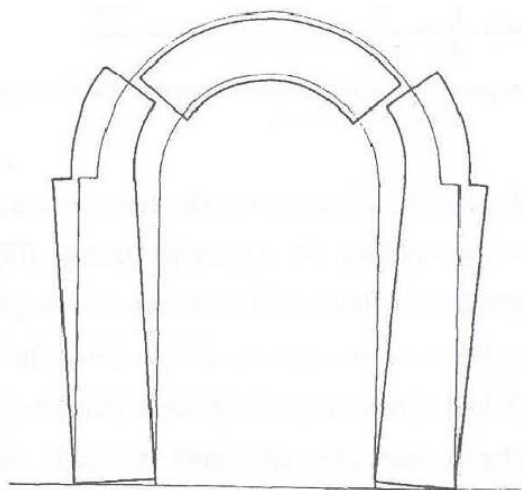


Fig. 2-23 – Mecanismo tipo cunha deslizante proposto por Philippe de la Hire (Pedro Quintela (2007))

Em 1732 Danysy publica resultados de ensaios realizados a pequenos modelos de arcos que confirmam as premissas de Couplet, e que evidenciam os possíveis mecanismos de ruptura.

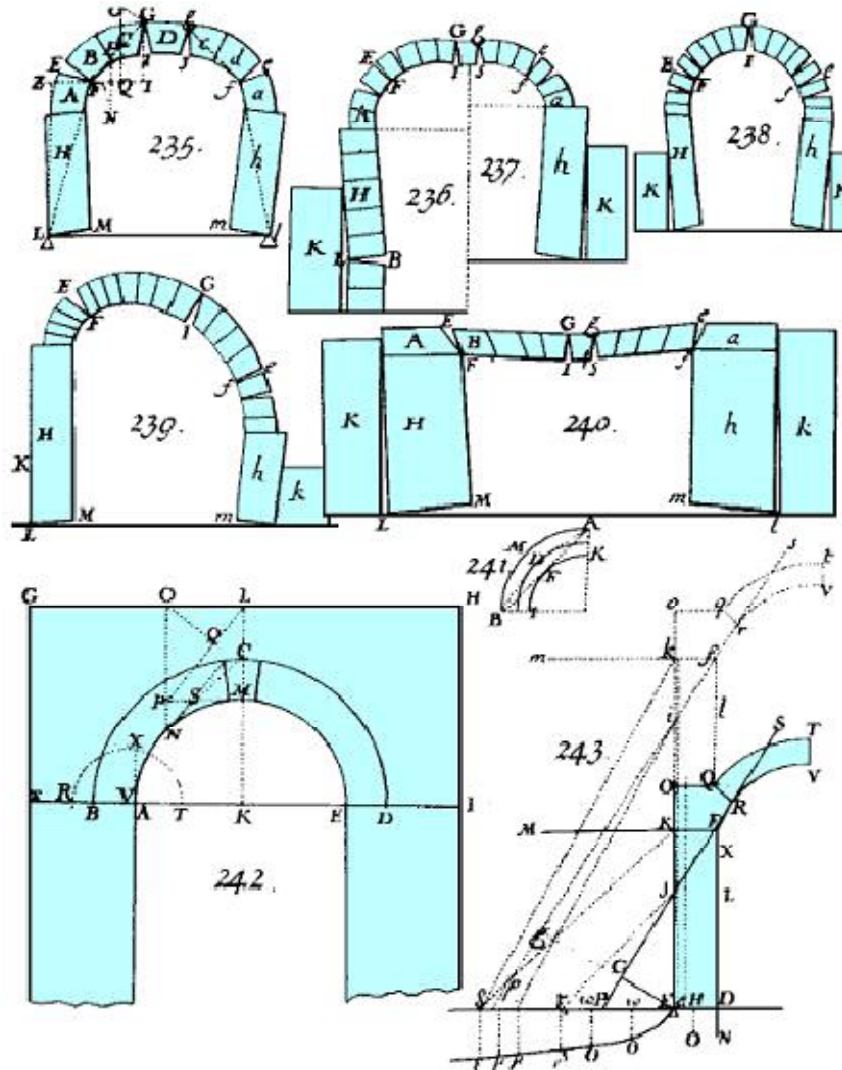


Fig. 2-24 – Ensaios de Danysy (Gasch (2003))

Em 1743, o Papa encomenda a Giovanni Poleni um estudo sobre os danos verificados na cúpula da basílica de São Pedro, que apresentava fendas diversas. Poleni, baseando-se na ideia da catenária de Hooke, tentou provar a sua estabilidade determinando a linha de pressões e verificando que esta estava dentro da cúpula. Estudou esta, dividindo-a em arcos independentes por sectores, obtendo experimentalmente a forma ideal dos arcos, carregando uma corda flexível com cargas proporcionais aos seus pesos. Chegou à conclusão que a cúpula era estável, apesar das fendas em planos verticais verificadas, pois estas dividiam a cúpula em arcos que eram estáveis, embora funcionando separadamente.

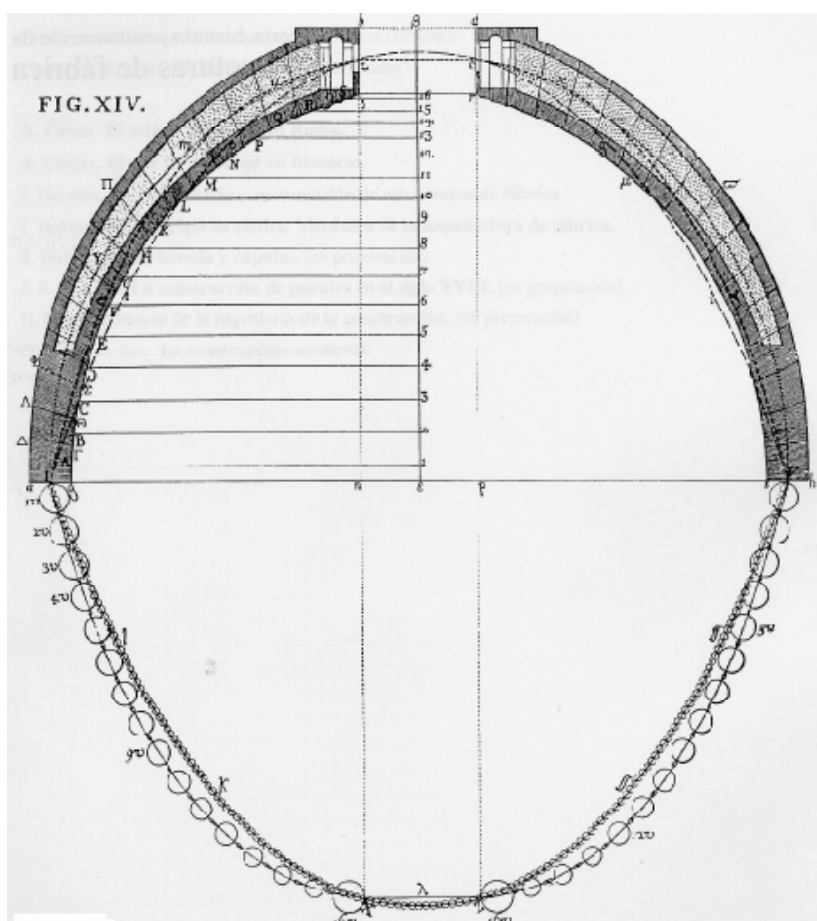


Fig. 2-25 – Verificação da estabilidade da cúpula da basílica de São Pedro por Poleni (Gasch (2003))

Anos mais tarde, surgiam os estudos efectuados por Charles Augustin de Coulomb, em 1773. Este apresentou um trabalho no qual estudou o deslizamento entre aduelas, considerando a existência e inexistência de atrito nas juntas. O seu principal avanço foi o estudo analítico da formação de rótulas no arco, problema até então apenas conhecido experimentalmente. Coulomb estudou o arco dividindo-o em dois semi-arcos, fixando a posição das resultantes no fecho do arco; a partir daqui, determinou as forças tangenciais e normais que actuam em qualquer secção do arco. Embora não produzindo efeitos imediatos no cálculo destas estruturas, por não estabelecer regras de fácil aplicação, os seus estudos foram fundamentais para o desenvolvimento futuro.

Durante o século XIX, produziu-se um avanço fundamental no conhecimento da teoria das estruturas. Nesta particularmente, duas tendências diferentes se desenvolveram, cada uma focada no seu respectivo material, pedra e aço.

Para o cálculo de arcos de pedra utilizaram-se métodos de análise em ruptura: o colapso do arco dá-se quando nele se formam mais de três rótulas, as quais aparecem nas juntas entre aduelas que se consideram blocos absolutamente rígidos. Para poder estabelecer um critério de formação de rótulas é necessário conhecer a linha de pressões, sendo este o problema básico deste procedimento de cálculo.

Para o cálculo de arcos metálicos utilizaram-se métodos elásticos, baseados nas deformabilidades da peça, o que permite obter as suas leis de esforços e consequentes tensões para cada secção do arco.

Franz Gerstner publicou, em 1831, o primeiro estudo sistemático da linha de pressões.

Uns anos mais tarde, em 1835, sentindo que os métodos gráficos ofereciam uma aproximação mais do que suficiente na prática, face ao esforço despendido nos métodos analíticos com apenas um ligeiro incremento de precisão de retorno, seria Poncelet a desenvolver um método gráfico da resolução da linha de pressões, que veio a ser aperfeiçoado por Karl Culmann, em 1866.

Édouard Mery, em 1840, admite que o mecanismo de ruptura era formado por um conjunto de três rótulas (uma no fecho e duas simétricas nos rins), convertendo assim numa estrutura isostática e de fácil abordagem. Isto admitindo que o arco só será estável se a linha de pressões se situar no terço central da secção do arco.

Os métodos elásticos de cálculo de arcos iniciaram-se com os primeiros estudos do arco hiperestático. Noção agora comum, seria Navier em 1826 a estudar as leis de esforços e deformações da barra curva, que permitiria calcular o arco estaticamente indeterminado.

Todo este processo seria sistematizado pelo professor Jacques Bresse em 1854 que, de certa forma, só poderia ser eficazmente concluído após o aparecimento das poderosas ferramentas informáticas no século XX.

Concluída esta fase, os avanços verificados no século XX ficaram essencialmente a dever-se a dois grandes factores que permitiram o estudo aprofundado dos diversos fenómenos até então verificados, assim como a confirmação e aperfeiçoamento do já descoberto: o primeiro, foi o desenvolvimento do método de elementos finitos, no qual Alexander Hrennikoff (1941) e Richard Courant (1942), pioneiros no desenvolvimento deste método, embora com abordagens completamente diferentes, partilhavam uma noção comum – descretização de um domínio contínuo em elementos.

O desenvolvimento para a análise estrutural deu-se em meados da década de 50 com o trabalho de John Argyris, na Universidade de Estugarda, e em Berkeley por Ray W. Clough, nos anos 60, para o uso na engenharia civil. Seria no entanto, apenas em 1973, que este método possuiria uma base matemática sólida.

O segundo factor foi o aparecimento da informática e das suas poderosas ferramentas de cálculo. Conjugados estes dois factores, tornava-se possível o aparecimento de programas de cálculo computacional que simplificavam muito todo o processo inerente ao cálculo de estruturas.

2.4. ESTRUTURA DO ARCO

O arco é uma estrutura resistente que, graças à sua forma, vence um determinado vão, através de uma configuração geométrica poligonal ou curva, que é submetida basicamente a esforços de compressão, evitando esforços de flexão ou reduzindo-os a valores pouco significativos. Logo, é a estrutura de eleição para materiais cuja resistência à tracção é baixa ou nula, dado que estas se podem evitar ou reduzir a um mínimo.

De modo a obter este comportamento resistente baseado nas compressões, a forma do arco deve coincidir, ou ser o mais aproximado possível, à forma anti-funcular, isto é, à linha gerada pela trajectória de uma das possíveis composições das forças que actuam sobre o arco; esta é a inversa que uma corda flexível adopta quando sujeita a um sistema de forças, ou linha funcular.

Assim, o arco será poligonal se sujeito a forças concentradas, ou curvo se sujeito a cargas contínuas. Nos arcos realizados actualmente a conjugação das duas é frequente, daí o aparecimento de arcos curvos com quebras particularmente ao nível dos montantes, isto é da introdução de forças concentradas.



Fig. 2-26 – Ponte Bacunayagua – Cuba (1959), arco poligonal

Dado que no início a ideia do arco era essencialmente geométrica, a primeira forma que surgiu foi a da curva mais simples, a circunferência: são os **arcos de volta perfeita**, usados pelos romanos até ao fim dos arcos de pedra.

Os arcos de vários centros como o **arco trilobado** (3 centros) foram utilizados na Idade Média e generalizados no Renascimento, até que Perronet introduziu os **arcos abatidos**, que já tinham sido usados pelos romanos.

As principais qualidades do arco são consequência do seu comportamento resistente: a ausência de tracções permite a construção com materiais que não resistem a tracções, sendo assim o arco a única estrutura válida para a construção de pontes em pedra, dado que este material requer o fraccionamento em elementos mais pequenos que se justapõem, como um conjunto incapaz de resistir a tracções, estes são os **arcos de pedra**. No entanto, desde cedo surgiram também **arcos em madeira** ou não fosse a construção dependente da disponibilidade dos materiais. Estes só seriam substituídos com o aparecimento de novas matérias, com a revolução industrial onde surge o aço, e anos mais tarde o betão armado, consequentemente permitindo os **arcos metálicos** e os **arcos em betão armado**.



Fig. 2-27 – Ponte Valmaseda, arco de volta perfeita (Fernandez (2004))



Fig. 2-28 – Ponte em arco de madeira - Veneza

Os extremos do arco, por condições de equilíbrio do anti-funicular das cargas, devem ser inclinados. Consequentemente, as forças de transmissão ao solo são igualmente inclinadas, o que implica que os apoios do arco necessitem não só de reacções verticais mas também horizontais, caso contrário sem reacção horizontal seria uma viga curva, não um arco.

Variadas as reacções nos apoios, varia-se o diagrama de momentos, o que conduz a uma diferente linha de pressões. O **arco encastrado** apresenta menores flexões, mas é mais hiperestático, tornando-o mais sensível a fenómenos de variação de temperatura, fluência, retracção, etc., o que pode implicar maiores momentos que nas outras soluções, assim como exigir maiores fundações, solução mais comum entre os arcos de betão.



Fig. 2-29 – Ponte Krk – Croácia, arco bi-encastrado (Zoran Knez (2007))

Já o **arco bi-articulado**, muito utilizado nos arcos metálicos, simplifica os problemas referidos, mas é mais sensível a deformações porque simplesmente se deforma com mais facilidade. Aqui verifica-se também a desvantagem das articulações possuírem custos elevados e maior manutenção.

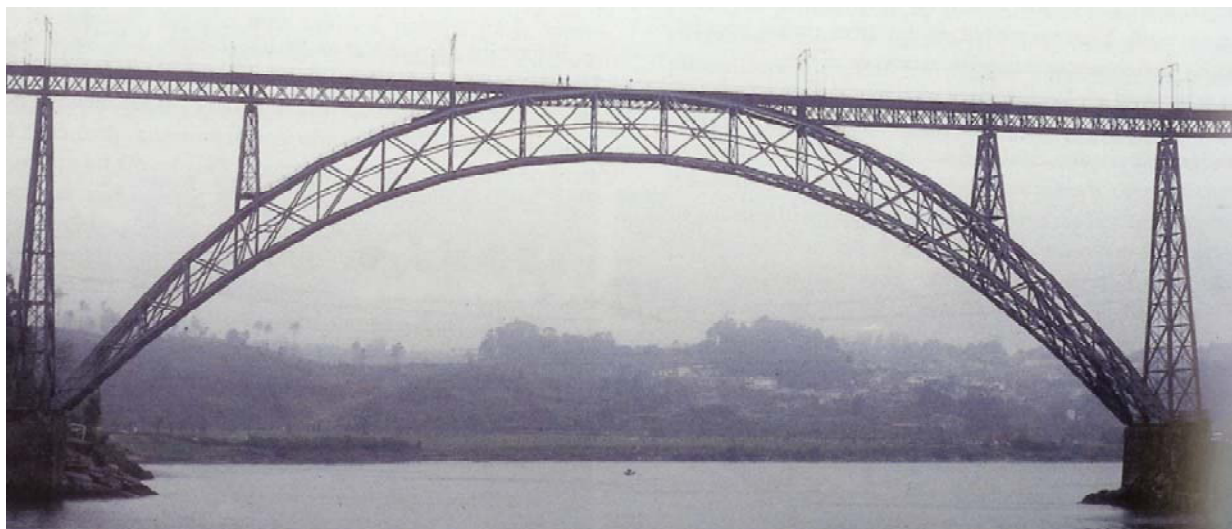


Fig. 2-30 – Ponte D. Maria Pia – Porto, arco bi-articulado (Fernandez (2004))

Existem ainda alguns **arcos tri-articulados**, que tornam a estrutura isostática, não se verificando assim momentos no arco; no entanto, a deformabilidade consequente pode apresentar problemas em condições de serviço. Esta solução foi usada principalmente quando o cálculo dos arcos era limitado.



Fig. 2-31 – Ponte Salginatobel – Suíça (1930), arco tri-articulado

Tipicamente, o arco é o elemento responsável pela “resolução” das cargas, isto é, ele possui maior rigidez que o tabuleiro “absorvendo” também os momentos flectores. É o caso das pontes de **arco dominante**. No entanto, tendo em vista a redução dos momentos no arco, é possível reduzir a rigidez deste e aumentar a rigidez do tabuleiro, estando o arco somente sujeito a compressão e tendo apenas que possuir rigidez suficiente para não sofrer fenómenos de encurvadura. Estas pontes de tabuleiro dominante são conhecidas como **arco Maillart**, porque foram inventadas por este engenheiro suíço.



Fig. 2-32 - Valtschielbach Bridge, Suíça (1925), arco Maillart

Pode-se considerar ainda outra ligação arco-tabuleiro, **os arcos tímpano**, onde a ligação é total, solução verificada ao longo de toda a história, apresentando-se como a solução mais próxima de uma viga, sendo que se pode dizer que a triangulação de montantes funciona como um intermédio entre o arco e o arco tímpano.



Fig. 2-33 – Ponte di San Niccolò – Florença (1944), arco tímpano

Nem sempre a altura do tabuleiro é suficiente para a flecha que requer o desenvolvimento do arco. Este problema deu origem à ideia de elevar o arco acima do tabuleiro, onde existem três tipos de pontes segundo a posição da rasante face ao arco:

A ponte de **tabuleiro superior**, que não é mais que a solução clássica onde o tabuleiro se desenvolve em cima do arco.

A ponte de **tabuleiro intermédio**, estando o tabuleiro posicionado entre as cotas de arranque do arco e a cota do fecho; de modo a não interferir com a plataforma, o arco desdobra-se em dois laterais.



Fig. 2-34 – Ponte Lupu – Shangai, China (2003), tabuleiro intermédio (Harry Alverson (2007))

A ponte de **tabuleiro inferior**, ou arco superior, estando o tabuleiro à altura dos arranques do arco, solução que elimina a necessidade de transmissão de forças horizontais ao solo, caso se una o arco ao tabuleiro.



Fig. 2-35 – Ponte Fehmarnsund – Alemanha (1963), tabuleiro inferior

Embora todas estas estruturas se desenvolvam no plano, a disposição do arco em todas elas é vertical e desenvolve-se longitudinalmente face aos bordos da ponte. Recentemente, com o domínio dos problemas resistentes desta tipologia, dispõem-se os arcos de modo diferente, inclinando-os para dentro ou para fora, um arco de um só lado, cruza-se o arco sobre o tabuleiro, etc., estabelecendo-se variadíssimos planeamentos espaciais, que são conhecidos como **arcos espaciais**.



Fig. 2-36 – Ponte Juscelino Kubitschek – Brasília (2002), arco espacial (Eric Gaba (2002))

3

METODOLOGIAS

3.1. ESCOLHA DO MODELO

Antes de mais, pretende-se realçar que a escolha do modelo deriva do objectivo deste trabalho. Portanto, sendo o objectivo principal estudar os efeitos da relação vão - flecha, pretende-se destacar os esforços gerados por esta, dado que, inclusive, esta é a sua principal característica, pois a literatura distingue as pontes principalmente com base nessa existência. É corrente encontrar pontes entre uma relação l/f entre 2 e 10. Embora existam relações fora deste intervalo, é aqui que recai a grande maioria dos arcos. Deste modo, o estudo terá como limites estes valores, sendo a base do mesmo a relação l/f 5, apenas por ser um valor mediano; adopta-se assim um vão de 200m e uma flecha de 40m para valores-base, tomando como exemplo os vales do Porto e respeitando a relação já definida.

Nessa conformidade, e sabendo que o grosso dos esforços sofrido por este tipo de pontes são as cargas permanentes, devido às suas dimensões possantes, rejeita-se à partida a possibilidade de um estudo em 3 dimensões, até porque os efeitos tridimensionais sofridos por este tipo de pontes não é relevante e o seu estudo levaria a um desvio do objectivo.

De seguida, e bastante determinante no comportamento da estrutura, estuda-se a secção do arco e do tabuleiro, pois consoante a respectiva inércia e rigidez entre os mesmos, a ponte pode apresentar-se como de arco dominante, resistente aos momentos da estrutura, ou de tabuleiro dominante, sendo este que resiste à flexão da mesma. Tomando como exemplo as várias pontes em arco do Porto, pode-se verificar, que em termos de altura da secção, variam entre 1 e 3m, e embora isto não seja rígido, não é corrente encontrar relações entre a altura do tabuleiro e a altura do arco fora do intervalo 1 a 3. Visto isso, será definido uma base com uma relação 1 para 1 nestas duas alturas, de modo a obter-se uma ponte de arco dominante. Estas secções foram definidas como secções caixão, de forma a aliviar o peso das mesmas evitando perda de rigidez, prendendo-se as suas dimensões com questões de tensão na peça/optimização da estrutura. Por conseguinte, as secções iniciais usadas são no tabuleiro 13m de largura (2 faixas de rodagem) e 3m de altura com 0,5m de espessura de parede, e no arco 6.5m de largura (metade da largura do tabuleiro) com também 3m de altura e 0,5m de parede. Contudo, estas não são as únicas secções existentes na ponte: a secção dos pilares é importante; aqui também, no entanto, a definição desta prende-se normalmente com questões de estética e execução, tendo em vista o não compromisso do funcionamento deste troço na estrutura global. Escolhe-se assim pilares-parede com 0,5m de espessura e 6m de largura, sendo a altura a necessária para unir o tabuleiro ao arco, com

uma cadência de 1/10 do vão base (200m), que neste caso é de 20m, de modo a uniformizar os modelos e esta cadência não é alterada em todos os outros modelos.

Definida a forma, aborda-se as ligações ao exterior. Os apoios da estrutura, representam na literatura diferentes classificações para este tipo de pontes; no entanto, não interessa aqui analisar esta diferença porque normalmente esta prende-se com as condições do local e, sendo este um estudo genérico, interessa em primeira instância estudar outros parâmetros. Portanto, escolhe-se um arco de duas rótulas, pois o de três apresenta deslocamentos verticais inoportunos na maioria dos casos, e o encastrado, apresenta desvios na directriz do arco devido à excentricidade da reacção axial provocada pelo arco no apoio que, por sua vez, impedem uma clara definição quanto às causas dos esforços nas diferentes peças da ponte. De acrescentar ainda, que sem os apoios simples laterais do tabuleiro fora do arco não é possível uma amenização dos esforços, logo, um comportamento otimizado da estrutura. Esta amenização melhora quando o último vão do tabuleiro é 80% dos restantes.

Ainda no que respeita a ligações, opta-se por uma inexistência de contacto físico entre o arco e o tabuleiro, devido à complexidade de esforços gerados nesta zona quando isto acontece. Finalmente, e ainda no âmbito das ligações, os pilares rotulados são escolhidos devido ao facto de este tipo de solução limitar os pilares a passar esforços do tabuleiro para o arco, não colaborando com o trabalho conjunto, evitando também a flexão nos pilares que quando curtos e encastrados pode ser bastante significativa particularmente para acções de retracção ou variações de temperatura. Por outras palavras, consegue-se um melhor isolamento entre os vários constituintes da ponte.

O material escolhido foi o betão armado, por ser o material mais corrente neste tipo de pontes, e com um funcionamento estrutural bastante adequado ao tipo de estrutura, sendo adoptado o C20/25, dado ser uma classe corrente.

Finalmente, a geometria do arco, que muda segundo variadíssimas razões, como imposições do terreno, ou estéticas. Neste caso, importa que o arco responda de melhor forma às cargas aplicadas. Como em pontes destas dimensões o peso próprio representa a grande percentagem das cargas totais, e as restantes pouco variam, este comporta-se como se a ponte fosse realizada no mesmo local com a mesma funcionalidade, importando, pois, dar ênfase ao peso próprio. Assim sendo, inicia-se a geometria como seguindo a equação da parábola, dado que esta responde a uma carga uniformemente distribuída, constante vertical com momentos nulos; no entanto, e como facilidade de execução define-se o arco, constituído por segmentos rectos inscritos na parábola, sendo este passível de correcções devido às cargas pontuais provocadas pelos pilares, por exemplo. No entanto, esta diferença será objecto de estudo posterior. Concluindo, e pelas razões já referidas, o estudo decorrerá apenas com o peso próprio da estrutura numa fase inicial, submetendo depois a estrutura a vários casos de sobrecarga, sem alterar a sua geometria.

3.2. PROCESSO DE MODELAÇÃO

Como a análise envolve um processo repetitivo, basta mostrar os passos seguidos através de um dos modelos, sendo os restantes realizados analogamente. Portanto, será tomada a relação média $l/f=5$ como exemplo do processo seguido durante o estudo.

O ponto de partida é, como seria óbvio, a idealização teórica dos arcos, ora sendo o arco a forma idealizada para responder com momentos nulos a uma carga uniformemente distribuída constante, admitindo, claro está, deformações axiais nulas, estando assim sujeito apenas a forças axiais. O primeiro passo é definir o arco, isto é, a sua geometria. Sendo a parábola a forma concluída para as condições referidas, define-se este como arco inscrito na parábola (inscrito porque se adopta troços rectos entre montantes).

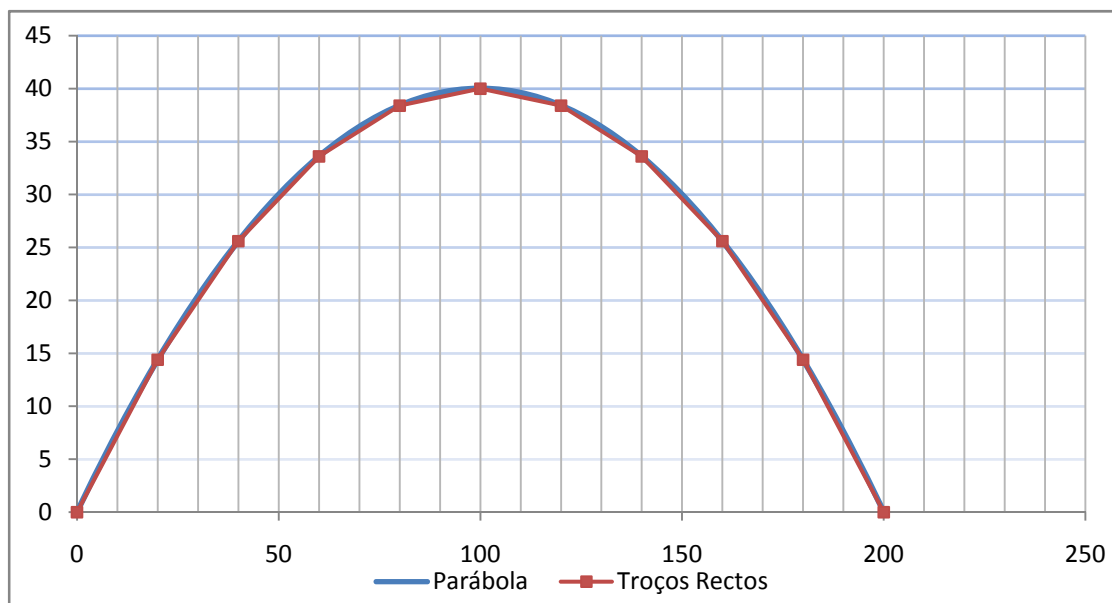


Fig. 3-1 – Geometria parabólica vs geometria adoptada

Assim, seguindo a equação geral da parábola

$$y = a \times x^2 + b \times x + c \quad (3.1)$$

conhecendo as coordenadas de 3 diferentes pontos da mesma (apoios e coroa), dado que as flechas e vãos são impostos, fica definida a geometria parabólica (a azul na figura anterior), e a geometria usada no modelo a calcular (a vermelho). Desde já um comentário: esta diferença introduz mais esforços principalmente porque os pontos intermédios não coincidem com o da linha anti-funicular (erro analisado posteriormente) e devido às quebras que este arco apresenta ao nível do encontro arco-montantes que, com a introdução de forças concentradas nesta ponte, gera algum esforço adicional; no entanto, esta diferença atenua-se por duas razões: a primeira conforme o arco se rebate, menor é o ângulo dessas quebras e, como se irá verificar, a forma óptima corrigida do arco afasta-se da forma parabólica e inclusive apresenta quebras ao longo do mesmo (devido à introdução de cargas concentradas pelos pilares).

Portanto, definida a geometria inicial do arco, assim como as secções iniciais, referidas anteriormente, executa-se o modelo de cálculo. Neste estudo foi usado o programa de cálculo estrutural SAP2000, não sendo relevante o processo de execução do modelo neste programa, apresenta-se, apenas a título ilustrativo, a forma final do mesmo:

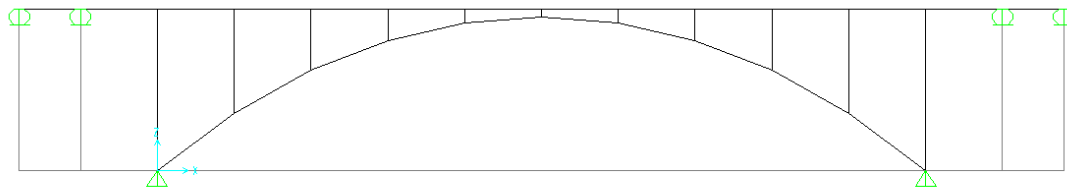


Fig. 3-2 – Exemplo de modelo numérico

Deste modelo verificou-se os diferentes esforços relevantes em cada peça, momento máximo positivo e negativo no tabuleiro, esforço axial máximo nos montantes, esforço axial máximo e mínimo no arco e momento máximo positivo e negativo no mesmo, medindo os deslocamentos sempre que alguma suspeita/lacuna fosse deixada por estes; os restantes esforços são pouco significativos, ou seriam apenas relevantes para, por exemplo, o dimensionamento de armaduras de esforço transversal, o que não é pretendido neste estudo.

Após o cálculo com uma secção genérica, é possível delimitar um patamar a nível tensional, correspondendo assim a uma comparação mais fiel. Portanto, admite-se uma tensão máxima no arco de 10MPa para esforços axiais, desde já realçando que embora este não seja o único esforço presente na secção do arco é o mais condicionante para o tamanho da secção, visto que é de longe o maior dos esforços considerados. Portanto, para a análise em questão é o suficiente, porque o objectivo não é otimizar a estrutura, mas sim compreendê-la. Posto isto, redimensionou-se cada secção do arco com esta condicionante, usando a seguinte equação:

$$\sigma = \frac{N}{A} \quad (3.2)$$

Sendo a tensão e o esforço axial conhecidos, determinou-se qual a área desejável para que esta condicionante se verifique, num cálculo apresentado na tabela seguinte:

Tabela 3-1 – Dimensionamento das secções do arco

			Arco										
I/f	Vão	Flecha	N ₀ max [MN]	N ₀ min [MN]	Área ₀ [m ²]	σ _{max} [Mpa]	σ _{min} [Mpa]	σ _{const} [Mpa]	Área ₁ [m ²]	Área ₂ [m ²]	Altura (a) [m]	Largura (l) [m]	Espessura (e) [m]
2	80	40	-28	-15		-3,3	-1,7		2,8	2,9	1,6	3,2	0,35
3	120	40	-46	-30		-5,4	-3,5		4,6	4,6	2	4,5	0,4
4	160	40	-69	-51		-8,1	-6,0		6,9	7,0	2,5	5,5	0,5
5	200	40	-98	-78		-11,5	-9,2		9,8	10,0	3	6,5	0,6
6	240	40	-132	-112		-15,5	-13,1		13,2	13,4	3,5	7,5	0,7
7	280	40	-172	-151		-20,2	-17,8		17,2	17,4	4	8,5	0,8
8	320	40	-218	-197		-25,6	-23,2		21,8	22,0	4,5	8,5	1
9	360	40	-270	-248		-31,7	-29,2		27,0	27,0	5	10,5	1
10	400	40	-328	-306		-38,5	-36,0		32,8	33,0	6	12,5	1
					8,5			-10					
2	200	100	-79	-36		-9,3	-4,3		7,9	7,7	3	6,5	0,45
3	200	66	-81	-50		-9,5	-5,9		8,1	8,5	3	6,5	0,5
4	200	50	-88	-64		-10,4	-7,6		8,8	8,5	3	6,5	0,5
5	200	40	-98	-78		-11,5	-9,2		9,8	10,0	3	6,5	0,6
6	200	33	-108	-92		-12,7	-10,8		10,8	11,0	4	8	0,5
7	200	28	-119	-105		-14,0	-12,4		11,9	11,8	3,5	7,5	0,6
8	200	25	-131	-119		-15,4	-14,0		13,1	13,4	3,5	7,5	0,7
9	200	22	-142	-132		-16,7	-15,5		14,2	14,1	3,5	8	0,7
10	200	20	-153	-144		-18,0	-16,9		15,3	15,5	4	8,5	0,7

Em que,

$$A_1 = \frac{N_{0\max}}{\sigma_{const}} \quad (3.3)$$

e,

$$A_2 = 2 \times a \times e + 2 \times (l - e) \times e \quad (3.4)$$

iterativamente ajustou-se os valores de a, l e e de modo a que $A_2 \approx A_1$, tendo em vista uma uniformização de dimensões da secção não se adoptou sempre um valor para A_2 superior a A_1 dado que uma ligeira variação de a, l ou e provocaria um grande aumento para A_2 , e quanto mais afastado A_2 for de A_1 , maior é a carga adicionada à estrutura e o afastamento da tensão desejada.

O reajuste da área provoca alterações no peso próprio da estrutura e, por conseguinte, a tensão final, verificando-se assim um processo iterativo, da qual a sua convergência não era certa.

Aqui surgiu uma questão, a da viabilidade dos modelos realizados, pois até que ponto este aumento de área não traria mais problemas do que os que resolveria; de uma forma simplificada sabe-se que o momento máximo de uma viga simplesmente apoiada sujeita apenas ao peso próprio é:

$$M_{max} = \frac{pL^2}{8} \text{ [KN.m]} \quad (3.5)$$

em que p = peso próprio (KN/m),

e L = vão (m),

sabendo que este momento se verifica a meio do vão e a estrutura apresenta a seguinte configuração:

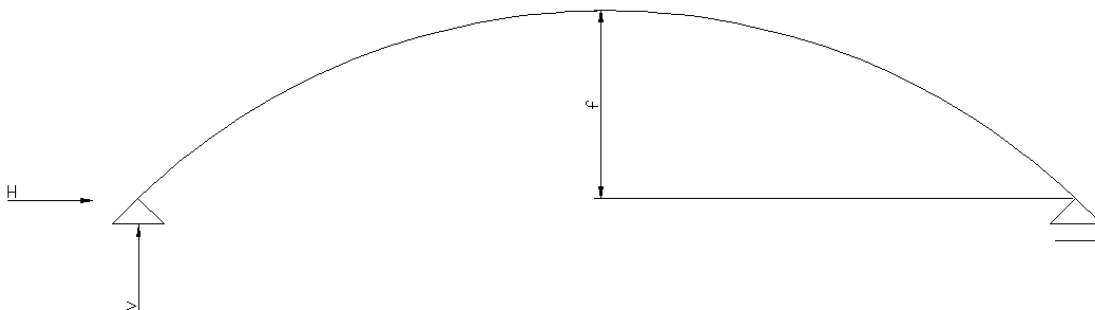


Fig. 3-3 – Libertação de um grau de liberdade de um arco

Tem-se

$$M_{max} = H \times f \quad (3.6)$$

em que H = esforço horizontal no apoio

e f = flecha do arco

Igualando (3.5) e (3.6) vem

$$\frac{pL^2}{8} = H \times f \quad (3.7)$$

sendo

$$p = A \times \gamma \quad (3.8)$$

em que A = área da secção do arco

e γ = peso volúmico do material, neste caso betão armado que assume como valor médio 25KN/m^3

e dado que a tensão desejada é de 10MPa

$$\sigma = \frac{N}{A} \quad (3.9)$$

Substituindo (3.8) em (3.7) vem,

$$\frac{A \times 25 \times L^2}{8} = H \times f \quad (3.10)$$

rearranjando,

$$\frac{25 \times L^2}{8 \times f} = \frac{H}{A} \quad (3.11)$$

dado que,

$$\frac{H}{A} = 10000 \text{ [KPa]} \quad (3.12)$$

introduzindo este valor em (3.11) e rearranjando vem,

$$\frac{25 \times L^2}{80000} = f \quad (3.13)$$

daqui constrói-se o seguinte gráfico:

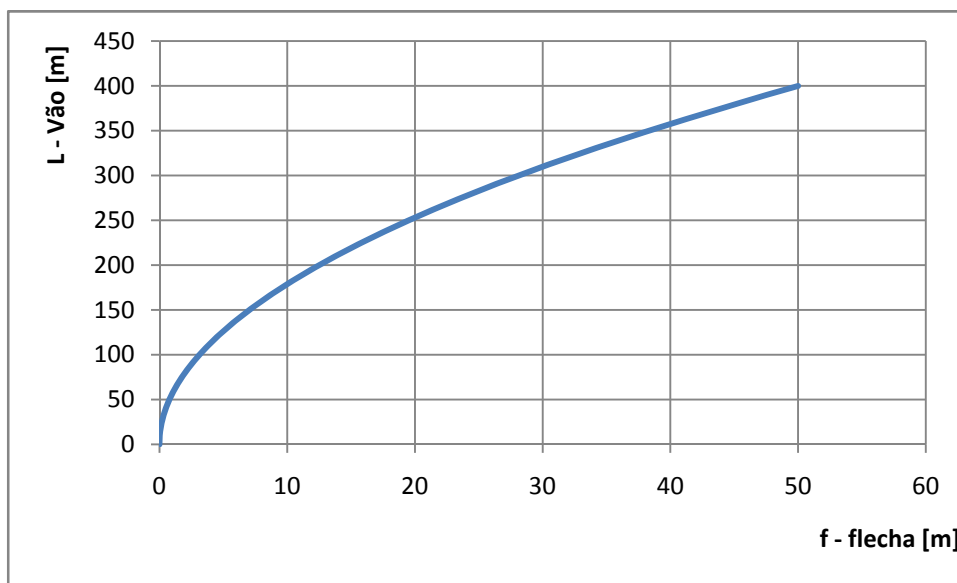


Fig. 3-4 – Relação vão/flecha limite para betão a 10MPa

Isto permite ter uma ideia de quão próximo cada modelo está do seu limite: sabemos então, aproximadamente, que qualquer relação que caia na área acima da recta não existe, ou seja, abaixo desta, o material não limita a execução, dado que o material escolhido é o betão armado e foi limitado a uma tensão de 10MPa. Embora alguns dos modelos estejam já muito próximos deste limite, ou mesmo o ultrapassem (exemplo da relação 400x40), não serão excluídos apenas para os resultados finais se apresentarem mais abrangentes, sem ser necessária qualquer mudança de parâmetros.

Tendo assim em mente que alguns dos modelos seriam puramente teóricos, com as novas áreas e consequentes tensões fez-se a mesma análise, usando esta iteração para o estudo.

Estando os modelos mais ajustados às exigências da estrutura, é necessário conferir a proximidade ao modelo teórico ideal (momentos nulos no arco), pois na realidade a carga não é uniformemente distribuída, como inicialmente admitido, mas sim como na seguinte figura:

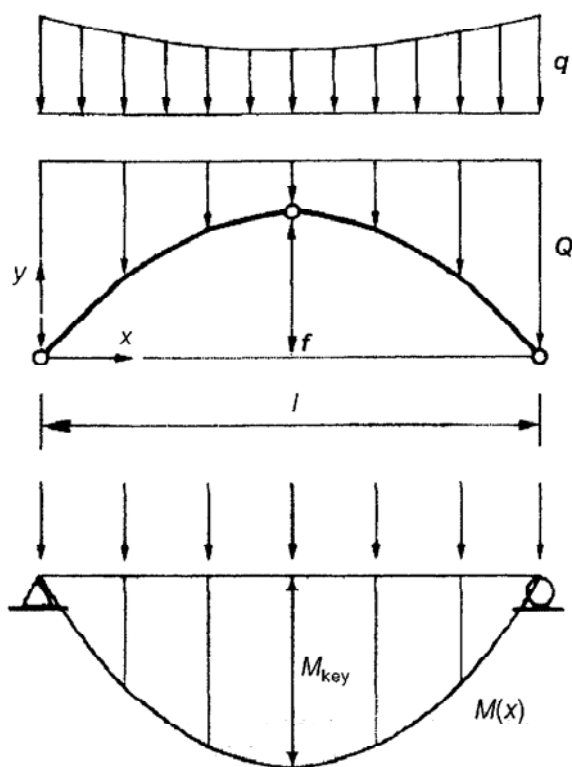


Fig. 3-5 – Cargas permanentes num arco

Como tal, é preciso efectuar a correcção necessária não só para esta diferença como também para as forças concentradas introduzidas no arco pelos montantes; isto é possível considerando os momentos devido a todas as cargas (peso próprio do tabuleiro, montantes e arco) numa viga simplesmente apoiada do mesmo vão, de forma a que a reacção horizontal hiperestática libertada balance o momento na coroa do arco; do mesmo modo podem ser determinados os momentos ao longo do arco, de acordo com a seguinte expressão:

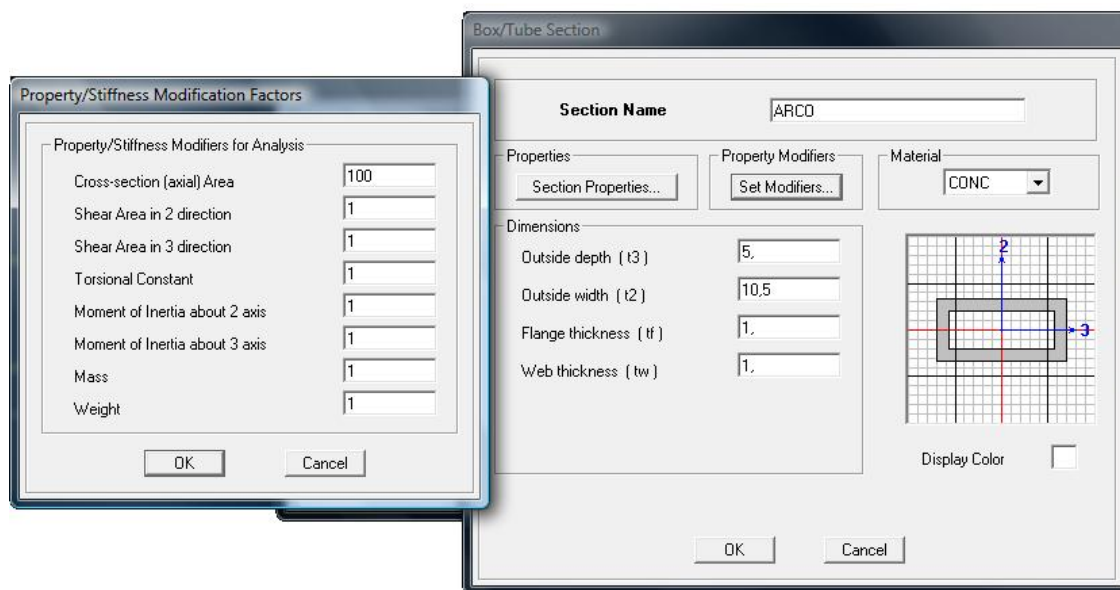
$$y = \frac{f}{M_{coroa}} \times M(x) \quad (3.14)$$

Para isto, alterou-se o modelo de modo a tornar o arco isostático, e para garantir que o arco “absorvesse” a totalidade dos esforços correspondentes ao peso próprio de toda a estrutura, tanto a secção do arco como a dos pilares teve que ser aumentada, sem alterar todas as suas outras características, isto é, torná-los

axialmente indeformáveis; para certificar que tal acontecesse, anular a rigidez no tabuleiro, ou seja,

reduzir a inércia deste sem alterar as outras características, não resolvendo este parte das cargas da estrutura, o que acontece na realidade.

Para tal fim, foi usada uma função do programa utilizada ilustrada na figura 3.4, que permite usar múltiplos para uma só característica, mantendo as restantes.

Fig. 3-6 – Função *Modifiers* do programa SAP2000

Para tornar o arco isostático, modificou-se as condições de apoio, tornando um dos apoios do arco num apoio simples, o que resultou na seguinte configuração:

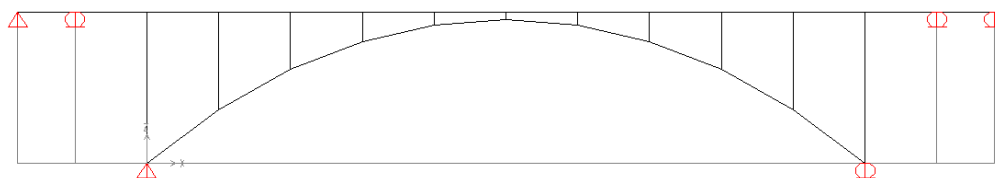


Fig. 3-7 – Arco isostático

Com estas condicionantes, correu-se o modelo, sabendo que todos os momentos seriam resolvidos pelo arco tal como se vê de seguida:

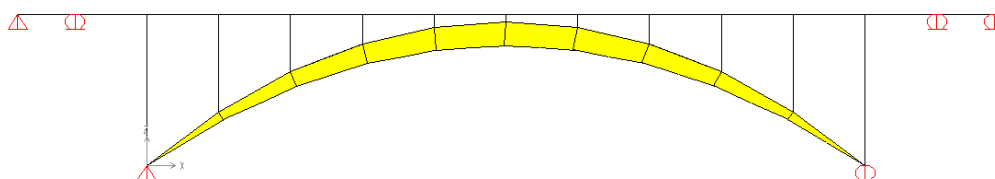


Fig. 3-8 – Arco isostático, momentos flectores

Extraindo os valores dos momentos nos diversos pontos em análise, os quais são a intersecção entre montantes e arco, e aplicando a equação (3.14), as respectivas coordenadas foram corrigidas. Concluído este passo, verificou-se que o novo modelo está próximo do ideal retornando às condições de apoio iniciais, mas sem alterar as condições de deformação, obtendo o seguinte resultado:

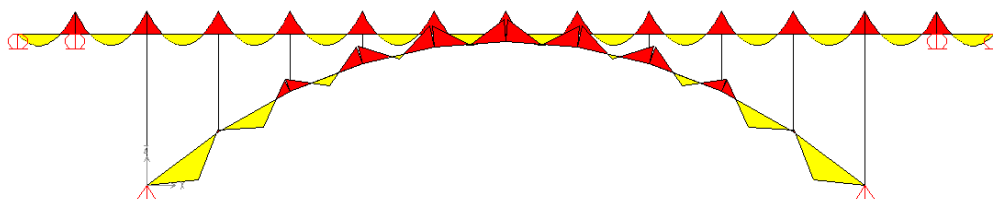


Fig. 3-9 – Arco axialmente indeformável, momentos flectores

Como se observa na figura, o tabuleiro apresenta um diagrama de momentos semelhante ao de uma viga contínua, o que é desejável, pois indica que cada montante apresenta o funcionamento de um apoio simples, revelando que o arco apenas “absorve” o peso do tabuleiro, mantendo a forma anti-funcular; e embora o arco não apresente momentos nulos, estes devem-se ao facto de o arco se afastar ligeiramente da forma anti-funcular e aos ângulos formados entre os diversos troços do arco ao nível dos montantes, assim como à carga concentrada introduzida pelos pilares no arco. No final, o modelo irá afastar-se tanto ou mais do teoricamente desejável quanto maior for a deformação axial do arco.

Finalmente, concluído este passo, retira-se a indeformabilidade da estrutura e calcula-se os esforços para o novo arco. Mas nesta fase ainda é desconhecido o quão próximo esta nova geometria está do arco ideal, pois alterando a geometria também se altera entre outras coisas o peso do mesmo, ou seja surge a necessidade de uma 2ª iteração, repetindo o processo, introduzindo de novo a rigidez axial, “pendurando” novamente os momentos; e recalculando a nova posição do arco, verifica-se observando as tabelas 3-2 e 3-3 que, nesta 2ª iteração, a diferença de coordenadas foi sempre inferior a 1%, sendo que a maior diferença se verifica sempre ao nível do primeiro montante, e que as diferenças seguintes são bem menores. Logo, foi considerada como satisfatória a forma do arco resultante desta iteração, adoptando os resultados que desta advieram como resultados finais para a análise do peso próprio da estrutura.

Tabela 3-2 e 3-3 Coordenadas anti-funiculares iteração 1 e 2

l/f	x [m]	y ₁ [m]	y ₂ [m]	Δ (%)
80x40	20	30,66	30,44	0,71
120x40	20	22,97	22,86	0,48
	40	35,86	35,85	0,03
160x40	20	18,16	18,09	0,36
	40	30,50	30,48	0,08
	60	37,66	37,65	0,03
200x40	20	14,94	14,90	0,27
	40	26,14	26,12	0,08
	60	33,92	33,90	0,04
	80	38,49	38,49	0,01
240x40	20	12,66	12,63	0,22
	40	22,73	22,71	0,07
	60	30,39	30,37	0,05
	80	35,76	35,75	0,02
	100	38,94	38,94	0,01
280x40	20	10,96	10,94	0,17
	40	20,04	20,03	0,06
	60	27,33	27,32	0,04
	80	32,92	32,91	0,02
	100	36,87	36,87	0,01
	120	39,22	39,22	0,00
320x40	20	9,66	9,64	0,15
	40	17,89	17,88	0,05
	60	24,75	24,74	0,04
	80	30,30	30,29	0,02
	100	34,57	34,56	0,01
	120	37,59	37,59	0,01
360x40	140	39,40	39,40	0,00
	20	8,62	8,61	0,12
	40	16,13	16,13	0,04

l/f	x [m]	y ₁ [m]	y ₂ [m]	Δ (%)
200x100	20	39,72	39,62	0,24
	40	67,79	67,67	0,18
	60	86,25	86,11	0,16
	80	96,65	96,60	0,05
200x66	20	25,63	25,55	0,32
	40	44,28	44,25	0,06
	60	56,93	56,92	0,03
	80	64,26	64,26	0,00
200x40	20	14,94	14,90	0,27
	40	26,14	26,12	0,08
	60	33,92	33,90	0,04
	80	38,49	38,49	0,01
200x33	20	12,36	12,34	0,17
	40	21,69	21,68	0,05
	60	28,21	28,20	0,02
	80	32,06	32,06	0,00
200x28	20	10,54	10,52	0,16
	40	18,54	18,53	0,04
	60	24,15	24,14	0,02
	80	27,47	27,47	0,00
200x25	20	9,18	9,17	0,15
	40	16,18	16,18	0,04
	60	21,11	21,10	0,02
	80	24,03	24,03	0,00
200x22	20	8,14	8,13	0,14
	40	14,36	14,36	0,03
	60	18,75	18,75	0,02
	80	21,36	21,36	0,00
200x20	20	7,31	7,30	0,10
	40	12,91	12,91	0,02
	60	16,86	16,86	0,01
	80	19,22	19,22	0,00

	60	22,56	22,56	0,03
	80	27,95	27,94	0,02
	100	32,32	32,31	0,02
	120	35,69	35,69	0,01
	140	38,09	38,09	0,00
	160	39,52	39,52	0,00
	20	7,79	7,78	0,08
	40	14,68	14,68	0,03
	60	20,70	20,70	0,02
	80	25,88	25,88	0,02
400x40	100	30,23	30,22	0,01
	120	33,76	33,76	0,01
	140	36,50	36,50	0,01
	160	38,45	38,45	0,00
	180	39,61	39,61	0,00

Estando as cargas permanentes resolvidas, passar-se-ia ao estudo dos casos de sobrecarga. Começando pela introdução de cargas anti-simétricas no arco, antes de mais é necessário quantificá-las, o que se fez recorrendo ao Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas de Edifícios e Pontes, que de acordo com o artº 41.1 b) sugere a aplicação de uma sobrecarga uniformemente distribuída, $q_1 = 4\text{KN/m}^2$, aplicado a toda a largura da via transitável, devendo esta carga ser afectada de um coeficiente de redução consoante a probabilidade de ocorrência da sobrecarga, $\Psi_0 = 0,6$, $\Psi_1 = 0,4$, $\Psi_2 = 0,2$, considerando-se a combinação em que torna esta sobrecarga máxima logo afectada de Ψ_0 . Este regulamento sugere ainda, de acordo com o artº 44.1 a aplicação duma carga $q_2=3\text{KN/m}^2$ aplicada em toda a extensão das vias pedonais. Embora outras cargas sejam referidas neste regulamento estas são as mais prejudiciais para o efeito pretendido, admitindo para este estudo que esta carga poderá ocorrer sem a existência de outras, sabendo que o tabuleiro tem uma largura de 13m, admitindo 1m de passeio e 0,5m para guardas metálicas e vigas de bordadura em cada lado, sendo os restantes 10m considerados transitáveis,

$$(q_1 \times 10 + q_2 \times 2) \times \Psi_0 = 27,6 \text{ KN/m}^2 \quad (3.15)$$

Usando o modelo final já obtido do estudo do anterior caso de carga, adicionou-se esta nova carga:

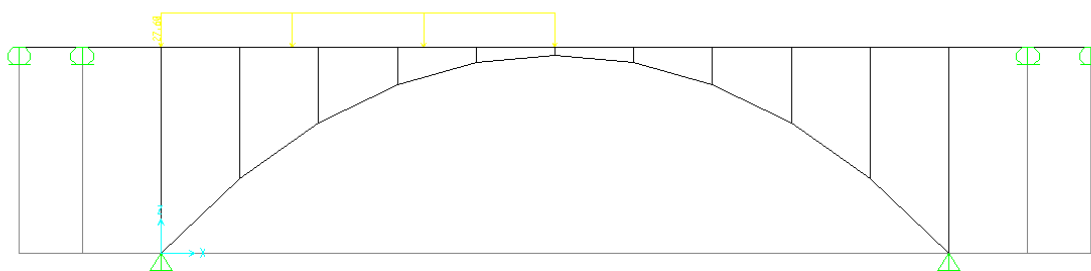


Fig. 3-10 – Carregamento Anti-simétrico

Fazendo uma recolha de dados semelhante ao carregamento permanente, com a diferença que aqui se recolheram dados para esta sobrecarga isolada e para a sobreposição deste caso de carga com o carregamento permanente.

Em seguida, considerou-se a retracção de toda a estrutura, de acordo com o Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-Esforçado, artº 32.2, “os efeitos finais da retracção são assimiláveis aos de um abaixamento lento e uniforme da temperatura de 15°C ”. Posto isto, aplicou-se à estrutura uma variação de temperatura de -15°C , e, ao mesmo tempo, considerou-se o fenómeno da fluência segundo

$$E_{c,eq} = \frac{1,05 \times E_{cm}}{1 + \varphi} \quad (3.16)$$

Admitindo $\varphi=2$ e dado que para a classe de betão adoptada o Euro-código 2, no quadro 3.1 do mesmo, sugere $E_{cm}=30 \text{ GPa}$, vem que $E_{c,eq} = 10,5 \text{ GPa}$, substitui-se assim o módulo de elasticidade do betão no programa usado para estes fenómenos, mantendo o modelo recolheu-se os dados da mesma forma que o caso de anti-simetria.

Finalmente, submeteu-se à estrutura a um assentamento de apoio de 1cm, segundo recomendações de projectistas com grande experiência, do modo explicitado pela figura 3.9. Recolhendo os dados como os anteriores casos de carga, procedeu-se à análise.

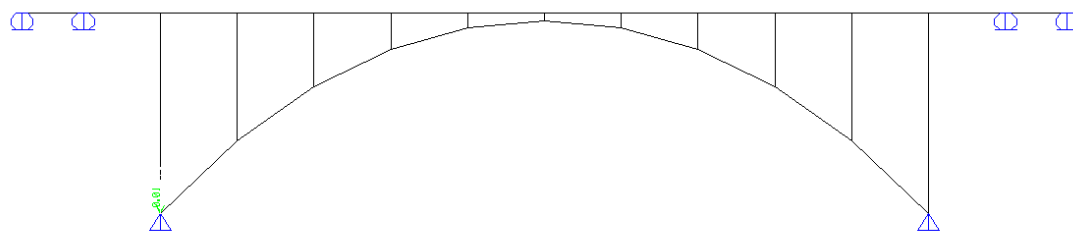


Fig. 3-11 – Assentamento de apoio

4

ESTUDO DO COMPORTAMENTO DO MODELO

4.1 CONSIDERAÇÕES GERAIS

Antes de analisar os diversos modelos, é necessário enquadrar o leitor nas diversas simplificações consideradas, tanto para possibilitar o estudo como para centrá-lo.

O primeiro destes aspectos é o processo construtivo. O processo construtivo desenvolve um papel fulcral no funcionamento de uma ponte em arco. O arco só é arco quando está fechado, ou seja, durante o processo construtivo, os esforços instalados são de outra índole. Deste modo, torna-se fundamental a análise dos esforços durante este processo assim como as suas repercussões no desempenho ao longo da vida da ponte. Embora um cálculo correcto seja dividido em duas fases sendo a primeira o processo construtivo e a segunda após conclusão do arco, o estudo concentra-se na segunda fase apenas.

Outro factor comum às pontes em arco é a contra-flecha aplicada ao arco, que permite controlar factores como a deformação axial, retracção, etc., que desviam o arco da sua posição óptima, o anti-funicular das cargas que, em suma, não é mais que aplicar ao arco uma deformação inversa à sofrida, de modo a que quando este se deforma volte à posição inicial e desejada; no entanto, este processo depende do processo construtivo. Aqui, uma vez mais, como não se pretende estudar esta fase, ignora-se a possibilidade de amenizar os esforços desta maneira, tentando compreender o quão nefastos são estes efeitos na estrutura.

Ainda relativo ao processo construtivo, existe a possibilidade de realizar o primeiro montante, aquele que descarrega directamente sobre o apoio de modo a que o tabuleiro se deforme livremente nesta zona. O aparecimento de momentos elevados devido à rigidez deste nó, prende-se com uma escolha de execução. Portanto, admite-se que a rigidez neste nó é total

Ao estudar a directriz do arco de uma ponte, há que ter em conta que o sistema de cargas é variável porque os veículos movem-se ao longo dele. Logo, a sua directriz não pode coincidir com a linha anti-funicular de todos os estados de carga teóricos, ou seja todo o tipo de sobrecargas são excluídas da directriz. No entanto, estas cargas são tanto ou mais influentes quanto maior o grau de hiperestaticidade da estrutura. Sendo a estrutura bi-articulada face ao bi-encastamento mais comum, é previsível então que estes esforços assumam menos importância nos modelos estudados, embora isso seja positivo porque permite tirar outro tipo de conclusões.

Uma das simplificações assumidas foi o facto de se ignorar o aumento de rigidez do arco face ao aumento do vão, isto é, à medida que o vão aumenta, aumenta a área do arco, e portanto a rigidez relativamente ao tabuleiro, resultando num arco progressivamente dominante. Sendo possível ignorar este factor na análise efectuada seria contraproducente não tê-lo em conta.

Finalmente, outra simplificação feita é construção do modelo baseada nos pontos do anti-funcular a cada 20m, isto é, em cada cruzamento montante – arco, a aproximação é tanto mais exacta quanto mais abatido o arco for. Para provar que esta simplificação é possível, comparou-se as diferenças entre o anti-funcular, calculado através do processo explicado em 3.2, de uma relação vão/flecha (l/f) de 2, 5 e 10, e o usado nos vários modelos nos seguintes quadros:

Tabela 4-1 - Comparação solução anti-funcular e solução adoptada, arco 80 x 40

L [m]	Anti-funcular [m]	Modelo [m]	Erro (%)
10	15,89	15,22	4,19
30	35,63	35,22	1,14

Tabela 4-2 - Comparação solução anti-funcular e solução adoptada, arco 200 x 40

L [m]	Anti-funcular [m]	Modelo [m]	Erro (%)
10	7,63	7,45	2,43
30	20,68	20,51	0,83
50	30,17	30,01	0,53
70	36,35	36,19	0,42
90	39,39	39,24	0,38

Tabela 4-3 - Comparação solução anti-funcular e solução adoptada, arco 400 x 40

L [m]	Anti Funcular [m]	Modelo [m]	Erro (%)
10	3,96	3,89	1,79
30	11,30	11,23	0,62
50	17,76	17,69	0,39
70	23,36	23,29	0,29
90	28,12	28,05	0,24
110	32,06	31,99	0,21
130	35,20	35,13	0,19
150	37,54	37,47	0,18
170	39,10	39,03	0,17
190	39,87	39,81	0,17

Para esta comparação, antes de mais, escolheu-se o ponto intermédio entre pontos do anti-funicular, pois à partida serão os tendencialmente mais afastados. Como se verifica, à medida que a relação l/f aumenta, diminui o erro, assim como à medida que se aproxima da coroa. Embora o erro máximo seja na ordem dos 4% este será apenas um caso pontual. A média do erro rondará 1%, o que se considera uma aproximação mais que suficiente. Em termos práticos uma simplificação destas tem outras vantagens, para além do processo de modelagem e cálculo, pois é mais simples executar uma superfície linear do que uma curva.

4.2. ESFORÇOS CONSIDERADOS

Devido à variedade de carregamentos possíveis, foi efectuada uma selecção, dado que alguns só ganhariam importância a um nível de um projecto completo, considerando o vento ou uma acção sísmica, como os mais condicionantes em termos teóricos. Como é obvio, a maior importância é dada ao peso da estrutura, que não só representa a maioria das cargas, como também são as cargas permanentes que definem a forma do arco, constituindo assim este o primeiro caso de carga permanente. Quanto maior o arco maior a percentagem desta carga face às restantes (?).

Sabendo que um arco é concebido para suportar cargas simétricas, todos os casos que provoquem uma resposta anti-simétrica são de estudo obrigatório, pois desconhece-se quão condicionantes podem ser. Deste modo, foi considerada uma sobrecarga anti-simétrica, devido ao tráfego, bem como um assentamento de apoio como exemplos relevantes destas sobrecargas.

Outros fenómenos relevantes são o da retracção e fluência. Visto toda a estrutura ser desenhada em betão armado, seria contraproducente ignorar esta possibilidade.

4.3.CARGAS PERMANENTES

Perante a mancha de dados significativa, pede-se alguma condescendência, pois para uma melhor visualização se recorre a três vertentes: gráficos, tabelas e figuras; visto ter existido alguma dificuldade ao nível de software para encontrar uma escala uniforme e coerente, as figuras apresentam-se desligadas entre si, isto é, não existem relações entre os seus tamanhos tanto em dimensões como no output de diagramas de momentos flectores, sendo toda a análise quantitativa remetida para os restantes elementos. Assim sendo, apresenta-se de seguida os elementos referidos:

Tabela 4-4 – Esforços resultantes, cargas permanentes

			Tabuleiro		Pilar		Arco		
			M+	M-	Nmax	Nmax	Nmin	M+	M-
I/f	Vão	Flecha	MN.m	MN.m	MN	MN	MN	MN	MN
2	80	40	14	-18	-12	-18	-10	4	-5
3	120	40	14	-25	-12	-37	-24	5	-7
4	160	40	16	-32	-13	-65	-47	7	-9
5	200	40	18	-41	-14	-105	-83	10	-13
6	240	40	20	-52	-15	-161	-135	19	-18
7	280	40	22	-67	-16	-239	-208	34	-26
8	320	40	24	-85	-18	-343	-307	55	-36
9	360	40	26	-109	-20	-480	-439	94	-49
10	400	40	28	-139	-23	-662	-615	182	-63
2	200	100	17	-16	-16	-79	-34	14	-14
3	200	66	13	-24	-14	-83	-50	12	-11
4	200	50	15	-33	-14	-89	-64	9	-11
5	200	40	18	-41	-14	-105	-83	10	-13
6	200	33	21	-51	-14	-120	-101	22	-15
7	200	28	26	-62	-15	-137	-120	23	-18
8	200	25	30	-73	-16	-160	-145	29	-22
9	200	22	34	-86	-17	-179	-165	36	-25
10	200	20	38	-100	-18	-203	-189	57	-29

Tabela 4-5 – Deslocamentos, cargas permanentes

l/f	Vão	Flecha [m]	$\delta_{1^{\circ} \text{ montante}}$ [m]	$\delta_{\text{meio vão}}$ [m]	$\Delta\delta$ [%]
2	80	40	-0,00423	-0,013	32,9
3	120	40	-0,00452	-0,025	18,0
4	160	40	-0,00479	-0,044	10,8
5	200	40	-0,00513	-0,075	6,8
6	240	40	-0,00559	-0,120	4,6
7	280	40	-0,00620	-0,184	3,4
8	320	40	-0,00699	-0,272	2,6
9	360	40	-0,00802	-0,389	2,1
10	400	40	-0,00938	-0,536	1,7
2	200	100	-0,01186	-0,041	28,8
3	200	66	-0,00768	-0,046	16,6
4	200	50	-0,00610	-0,062	9,9
5	200	40	-0,00513	-0,075	6,8
6	200	33	-0,00460	-0,093	5,0
7	200	28	-0,00426	-0,115	3,7
8	200	25	-0,00404	-0,134	3,0
9	200	22	-0,00395	-0,159	2,5
10	200	20	-0,00396	-0,181	2,2

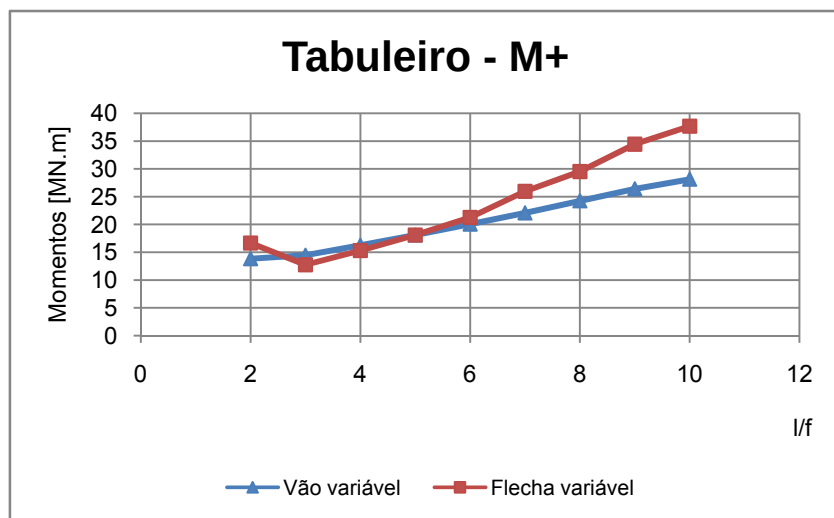


Fig. 4-1 – Momentos flectores positivos, tabuleiro, cargas permanentes

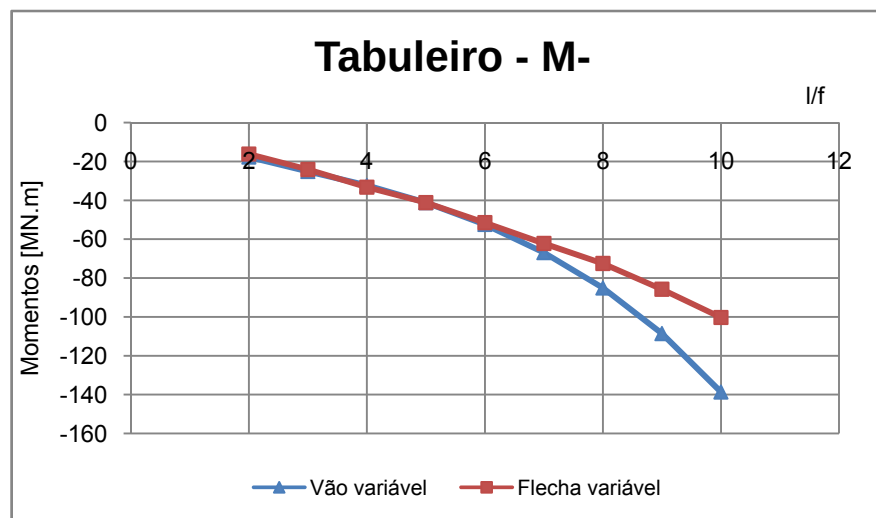


Fig. 4-2 Momentos flectores negativos, tabuleiro, cargas permanentes

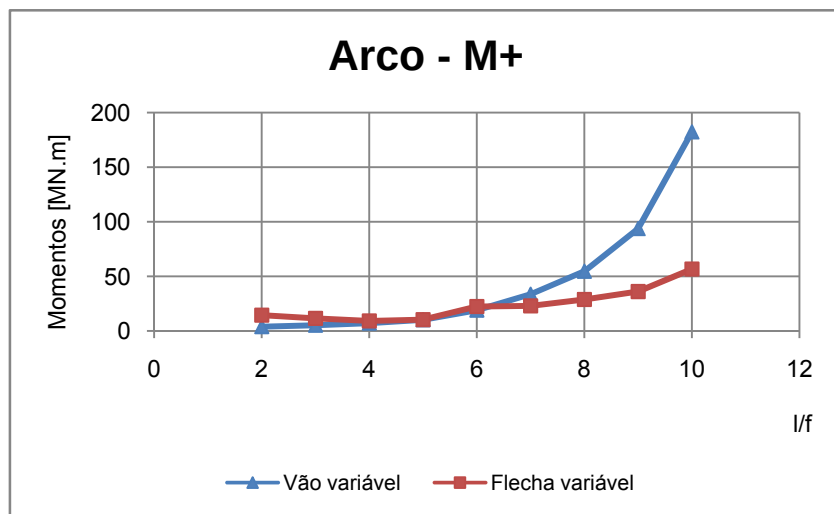


Fig. 4-4 Momentos flectores positivos, arco, cargas permanentes

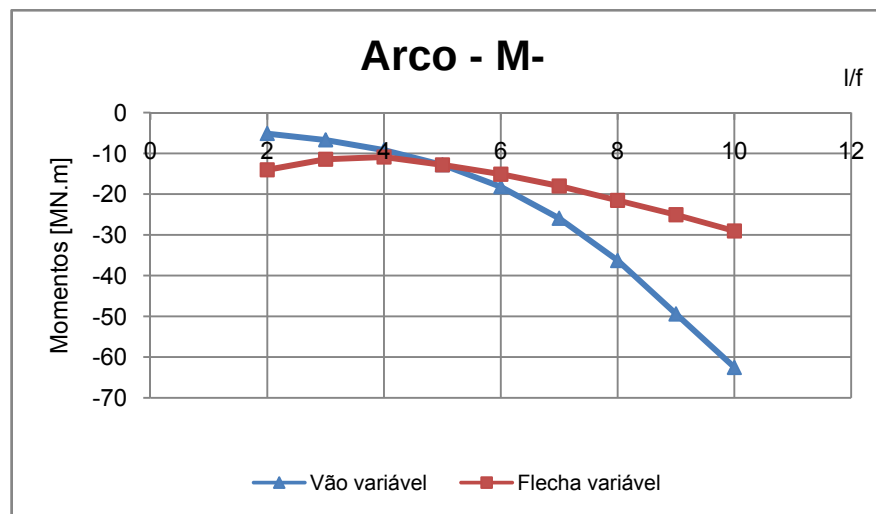


Fig. 4-3 Momentos flectores negativos, arco, cargas permanentes

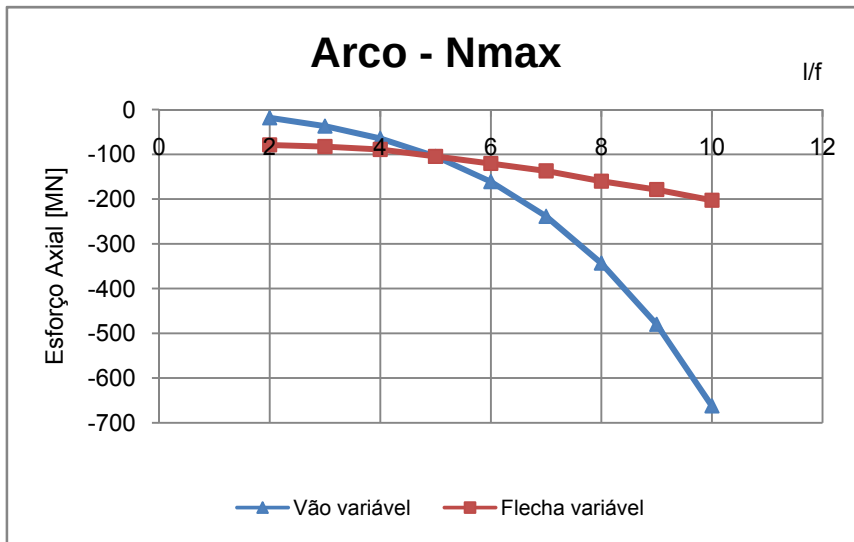


Fig. 4-6 – Esforços axiais máximos, arco, cargas permanentes

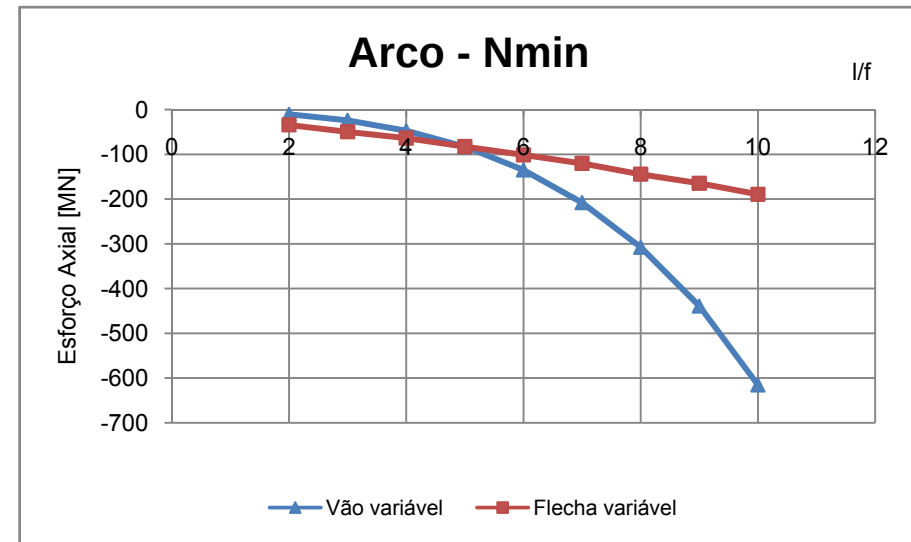


Fig. 4-7 – Esforços axiais máximos, arco, cargas permanentes

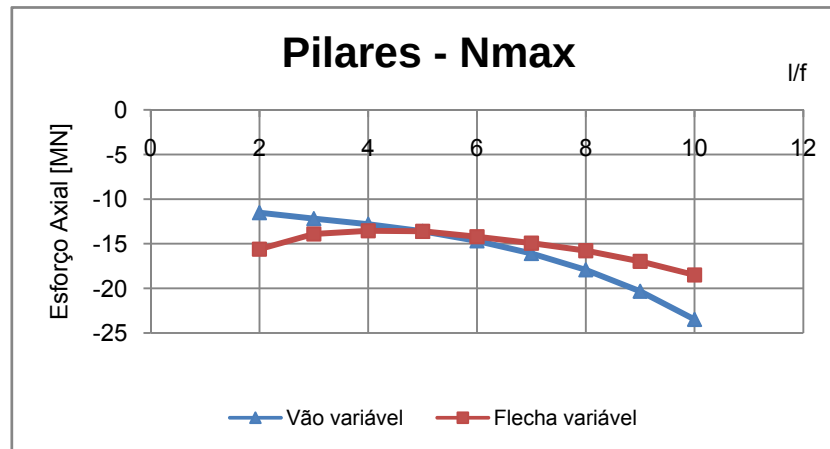


Fig. 4-5 – Esforços axiais máximos, pilares, cargas permanentes

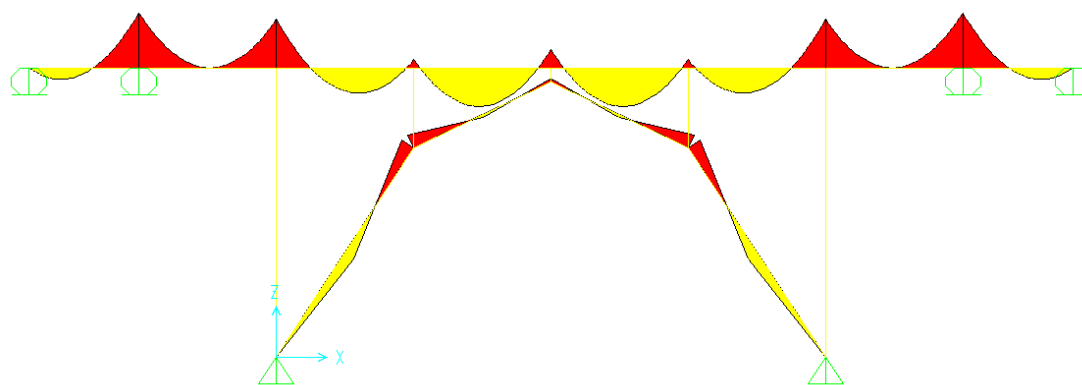


Fig. 4-8 – Arco 80 x 40, l/f 2, momentos flectores, cargas permanentes

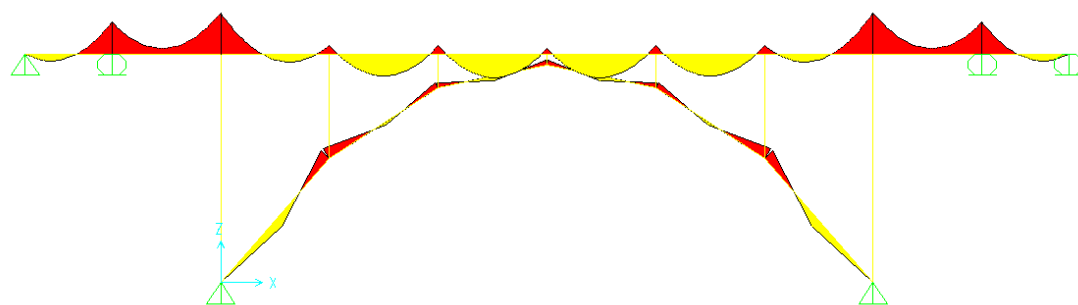


Fig. 4-9 – Arco 120 x 40, l/f 3, momentos flectores, cargas permanentes

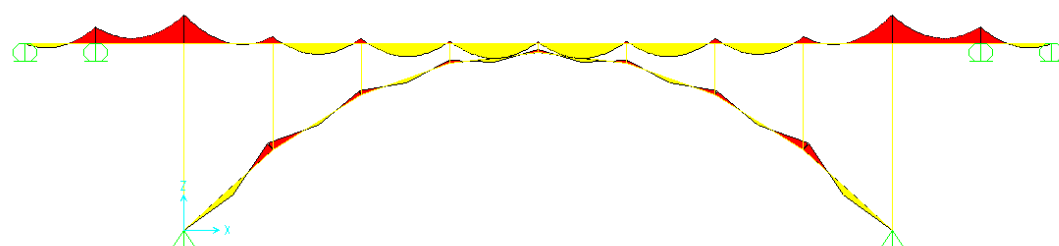


Fig. 4-10 – Arco 160 x 40, l/f 4, momentos flectores, cargas permanentes

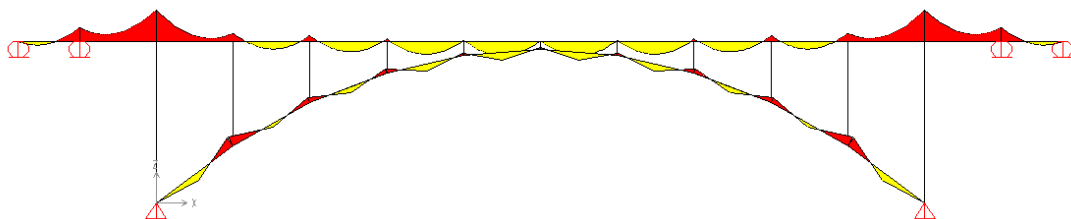


Fig. 4-11 – Arco 200 x 40, l/f 4, momentos flectores, cargas permanentes

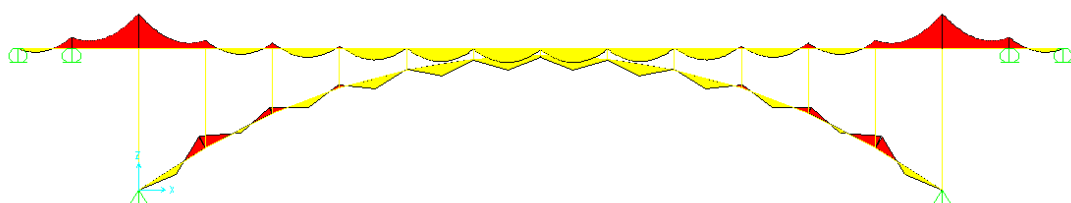


Fig. 4-13 – Arco 240 x 40, l/f 5, momentos flectores, cargas permanentes

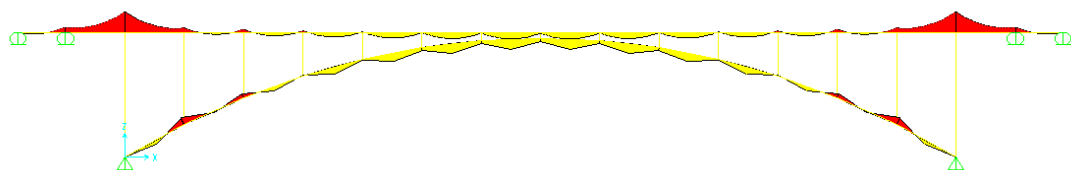


Fig. 4-12 – Arco 280 x 40, l/f 6, momentos flectores, cargas permanentes

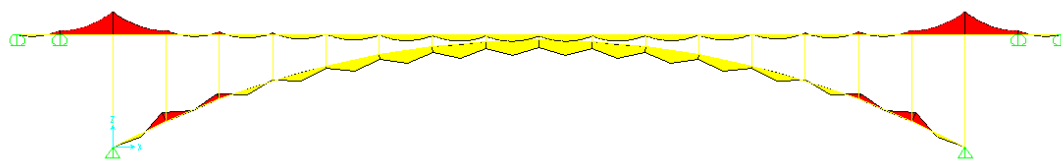


Fig. 4-16 – Arco 320 x 40, l/f 8, momentos flectores, cargas permanentes

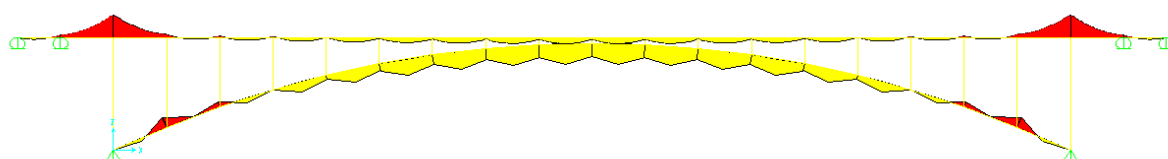


Fig. 4-15 – Arco 360 x 40, l/f 9, momentos flectores, cargas permanentes

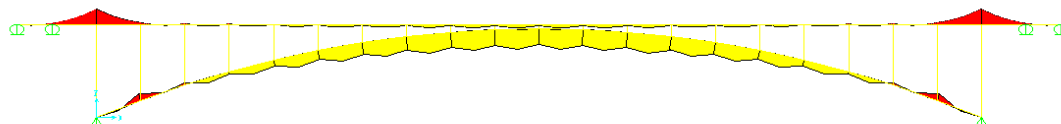


Fig. 4-14 – Arco 400 x 40, l/f 10, momentos flectores, cargas permanentes

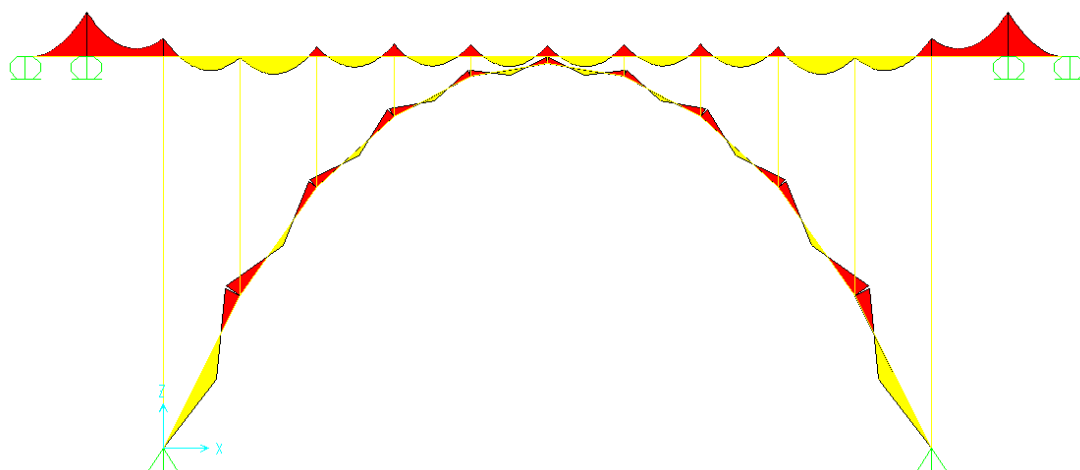


Fig. 4-18 – Arco 200 x 100, l/f 2, momentos flectores, cargas permanentes

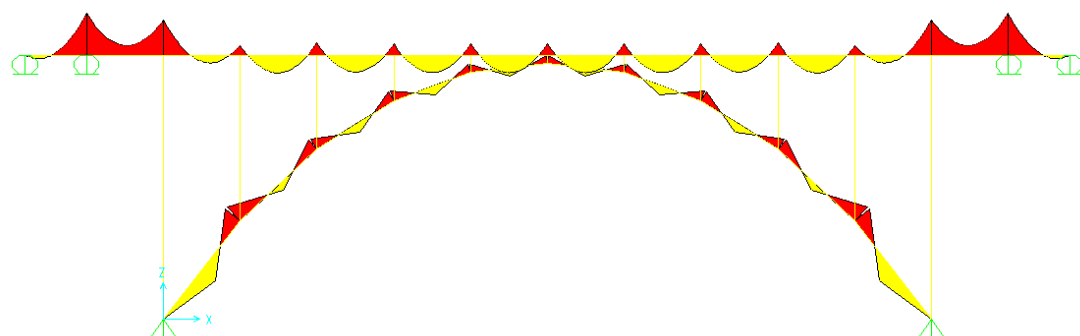


Fig. 4-19 – Arco 200 x 66, l/f 3, momentos flectores, cargas permanentes

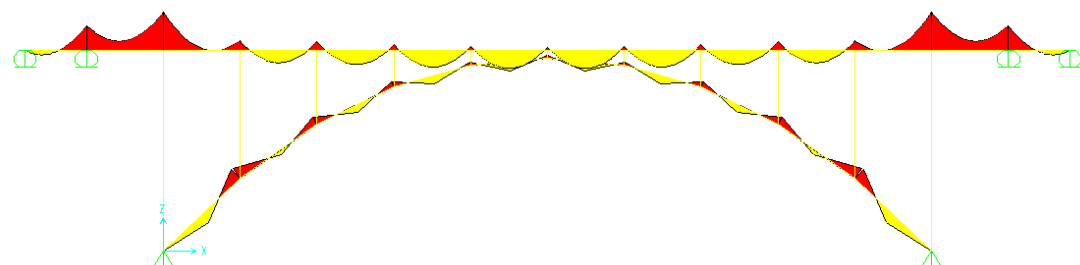


Fig. 4-17 – Arco 200 x 50, l/f 4, momentos flectores, cargas permanentes

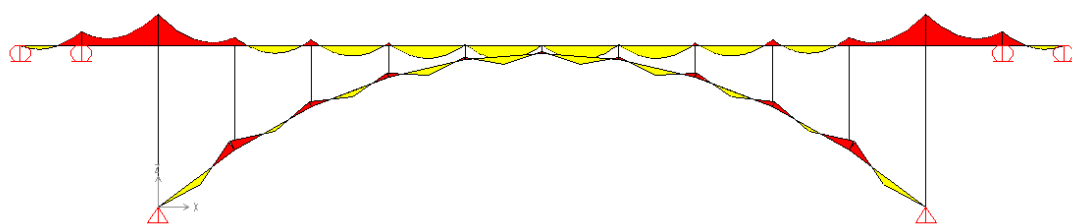


Fig. 4-21 – Arco 200 x 40, l/f 5, momentos flectores, cargas permanentes

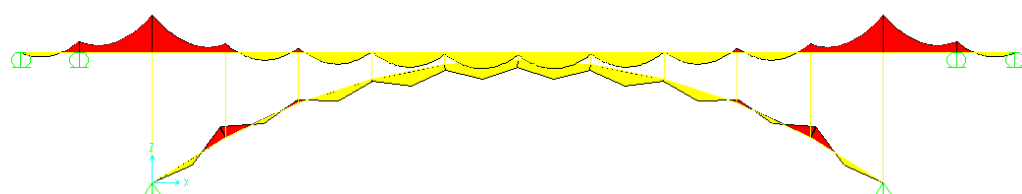


Fig. 4-22 – Arco 200 x 33, l/f 6, momentos flectores, cargas permanentes

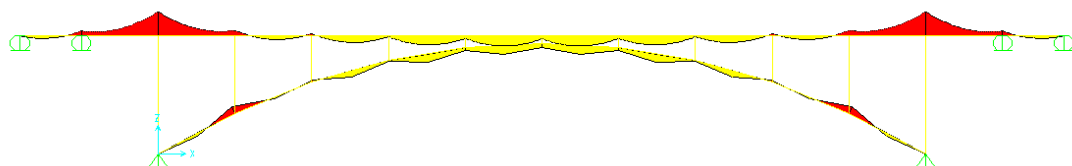


Fig. 4-20 – Arco 200 x 28, l/f 7, momentos flectores, cargas permanentes

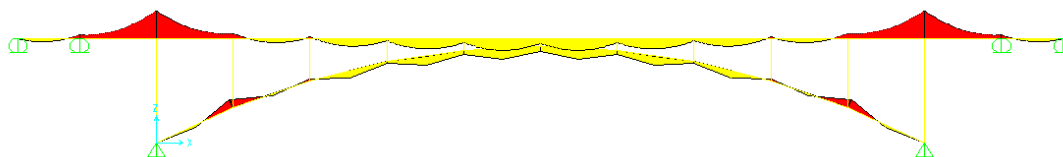


Fig. 4-23 – Arco 200 x 25, l/f 8, momentos flectores, cargas permanentes

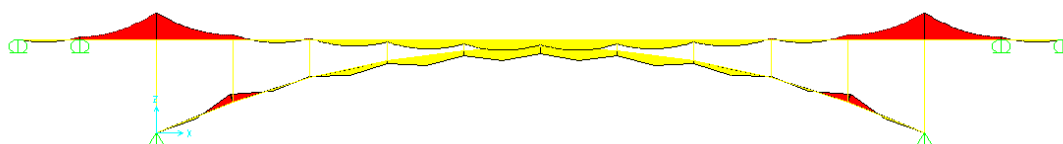


Fig. 4-25 – Arco 200 x 22, l/f 9, momentos flectores, cargas permanentes

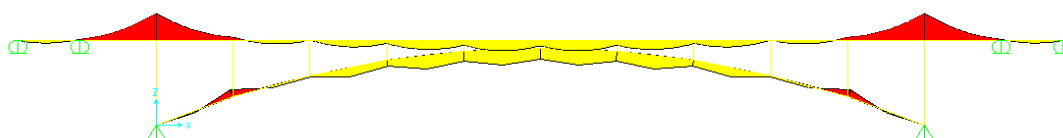


Fig. 4-24 – Arco 200 x 20, l/f 10, momentos flectores, cargas permanentes

Um primeiro olhar sobre os gráficos e tabelas, põe em evidência que os esforços resultantes se escalam com a dimensão da estrutura, arcos mais abatidos usam maiores secções para iguais níveis de tensão e, por conseguinte, pesam mais. Logo, causam mais esforços, assim como estão sujeitos a maiores deformações, as quais solicitam ainda mais a estrutura, tanto pelo peso como pelo abatimento. Do mesmo modo, comparando os esforços axiais do arco, observe-se então o desfaseamento das duas rectas na figura 4-7: verifica-se que um abatimento do arco, devido a um aumento do vão face a uma diminuição de flecha, resulta num aumento muito mais significativo, simplesmente porque um aumento de vão implica um crescimento da estrutura muito maior; já uma diminuição de flecha implica mudanças essencialmente na dimensão dos montantes e secções do arco.

Ainda no âmbito das compressões, o mesmo se pode concluir sobre os pilares: à medida que o arco se abate, maiores deformações levam a maiores esforços (figura 4-5); no entanto, o caso l/f 2 e 3 para flecha variável (figuras 4-19 e 4-18), observando a tabela 4-4, o valor mínimo é para a relação l/f 4, contraria esta tendência por uma razão simples: o crescimento do pilar em altura, e consequentemente o seu peso, sendo este aumento superior ao esforço aliviado pelo decréscimo de abatimento do arco.

Como seria de esperar, embora não ilustrado pelos dados, os esforços axiais nos pilares crescem à medida que os montantes se afastam da coroa, sendo o máximo sempre verificado no montante que descarrega sobre as fundações, não fosse este o maior em altura e o único cujo deslocamento é limitado pelas condições de apoio. Como nenhum caso se apresentou de outro modo, optou-se por apenas referir esta sequência, sem necessidade de quantificá-la.

Sendo o arco uma estrutura resistente a compressões por natureza, o aparecimento de esforços de outra índole ganham muito mais ênfase, pois a conjugação destes com as compressões pode gerar instabilidades indesejadas. Logo, é importante controlar estas adições, pois até aqui o crescimento tensional, acompanha o crescimento do abatimento do arco, isto é, o acréscimo da sua debilidade. Embora ao nível gráfico/quantitativo, esta tendência é confirmada quando se observam os momentos flectores; já quando cruzado com o seu desenvolvimento ao longo das peças, surgem várias curiosidades.

Por exemplo, observando os diagramas de momentos flectores no tabuleiro, repara-se que para relações l/f baixas (ver figuras 4-8 a 4-10 e 4-17 a 4-19), o tabuleiro desenvolve um diagrama semelhante a uma viga contínua, o que, como demonstrado anteriormente, será o idealmente expectável; no outro oposto, facilmente se observa que para relações altas, isto é, superiores a 7 (ver figuras 4-14 a 4-16 e 4-23 a 4-25) o diagrama desenvolve-se analogamente a uma viga bi-encastada, embora com algumas quebras, de acordo com a cadência de montantes, que simplificadamente são apoios do tabuleiro, com os picos negativos nas extremidades e os picos positivos a meio vão, sendo

as restantes relações a transição de um sistema estrutural para o outro. Cruzando agora isto com os dados da tabela 4-4, facilmente se observa que a partir de relações l/f de 4, o pico negativo ganha muito mais importância. Por exemplo, para o arco 80x40, o momento máximo positivo é de 14MN.m e o negativo de 18MN.m para o 200x100, 17 e 16, respectivamente; para o arco 200x50, 15 e 33, para o 160x40, 16 e 32, de l/f 2 para l/f 4 a diferença relativa passou de 1 para 2, sendo que daqui em diante o crescimento do pico positivo é muito mais lento que o do negativo, como se pode observar comparando os declives dos crescimentos das rectas nos gráficos das figuras 4-3 e 4-4.

Deste modo, observa-se a importância deste pico negativo: é fundamental perceber o que o gera. E a razão é simples: se se observar de novo as imagens, constata-se que este pico se dá maioritariamente sobre o primeiro montante (as excepções serão abordadas posteriormente), o qual descarrega directamente na fundação, isto é, a sua liberdade é muito mais restrita. Em consequência, a deformação do tabuleiro é limitada ao encurtamento axial da peça, enquanto o deslocamento dos restantes montantes se repercutem no arco, resultando daqui que quanto mais o arco se abate, maior o deslocamento a meio vão, mais condicionante este factor se torna. Não fosse o deslocamento relativo a meio vão e primeiro pilar maior (tabela 4-5), em termos práticos este factor seria controlável. Por exemplo, na ponte do Infante foi usado um pilar provisório que permitiu controlar estes esforços de modo a quando a estrutura entrasse em serviço estes não seriam significativos.

Observe-se agora os diagramas de momentos flectores no arco: pede-se aqui uma revisão geral das figuras 4-8 a 4-25; é ilustrado que do mesmo modo que há uma mudança no desenrolar dos momentos flectores no tabuleiro, também existe uma mudança nos do arco, embora aqui essa transição se dê por volta da relação l/f 5. Olhando mais atentamente para as relações l/f 4 a 6, tanto para flecha variável como vão variável (figuras 4-10 a 4-13 e 4-17, 4-21, 4-22), passa-se de um diagrama com picos negativos em todos os montantes para um diagrama em que existem dois picos, um negativo nos montantes a seguir ao apoio, e um positivo a meio vão, existindo, obviamente, quebras em todos os montantes.

Este fenómeno deve-se ao facto de para relações l/f baixas, o arco “encolher” uniformemente, isto é, quase que como paralelamente, sendo o deslocamento máximo um pico a meio vão. E progressivamente, à medida que o arco se abate, o tabuleiro “agarra” mais o arco, surgindo um patamar na zona central de deslocamento máximo, em vez de um só ponto, que seguramente provoca um efeito de alavanca na zona restante do arco, contrariado, claro está, pelo seu peso, nunca chegando a “levantar”, mas que no final resulta num pico negativo no montante seguido ao apoio. De certa forma, não é mais que a confirmação do conhecimento obtido há já vários séculos sobre os mecanismos de rotura do arco, onde se formam rótulas a 31° do apoio.

Quantitativamente, o crescimento destes valores acompanha tanto o abatimento como a dimensão crescente da estrutura, surgindo assim uma ideia-base: este crescimento depende da sua crescente deformação, isto é, do afastamento da linha teórica do anti-funcular.

Observando os gráficos das figuras 4-1 e 4-2, repara-se que um vão variável provoca um crescimento quase exponencial, sendo que o máximo positivo cresce muito mais que o negativo particularmente a partir de relações l/f 8. Basta observar na tabela 4-4 que o diferencial entre estes dois valores, para vãos variáveis, chega a atingir o triplo, e para flechas variáveis o dobro, o que permite concluir que a grande diferença se deve ao aumento da estrutura, isto é, o seu peso, provocando maiores deformações e consequente afastamento da posição anti-funcular. E como o deslocamento máximo se dá a meio vão, maior é o crescimento positivo, ou seja, pensa-se que o afastamento da linha anti-funcular é agravado muito mais por um incremento de força do que pelo abatimento, surgindo a ideia que se fosse possível aumentar a tensão resistente sem aumentar o peso da secção, talvez não existisse aumento de momentos flectores, caso o declive das rectas para flechas variáveis nos gráficos das figuras 4-1 e 4-2 não fosse bastante suave.

Verifica-se que o mínimo destes valores, no que respeita a flechas variáveis, não é a relação l/f 2 mas sim a relação l/f 4. Mais uma vez, isto se deve ao facto de o crescimento de altura ser muito significativo, daí a força introduzida pelos montantes no arco maior.

4.4 CARGAS ANTI-SIMÉTRICAS

Começa-se então por apresentar as tabelas, gráficos e figuras relativos a esta análise:

Tabela 4-6 – Esforços resultantes, carregamento anti-simétrico

			Tabuleiro		Pilar	Arco			
			M+	M-	Nmax	Nmax	Nmin	M+	M-
l/f	vao	flecha	MN.m	MN.m	MN	MN	MN	MN	MN
2	80	40	2	-2	-1	0	0	0	0
3	120	40	4	-4	-1	-1	-1	1	0
4	160	40	7	-8	-1	-1	-1	2	-2
5	200	40	11	-12	-2	-2	-2	4	-4
6	240	40	14	-15	-2	-3	-2	9	-9
7	280	40	18	-19	-2	-4	-3	16	-16
8	320	40	21	-23	-3	-5	-4	25	-24
9	360	40	22	-24	-3	-6	-5	37	-36
10	400	40	20	-23	-3	-7	-7	53	-51
2	200	100	11	-10	-1	-2	-1	4	-4
3	200	66	10	-11	-1	-2	-1	4	-4
4	200	50	11	-11	-1	-2	-1	4	-4
5	200	40	11	-12	-2	-2	-2	4	-4
6	200	33	8	-10	-1	-2	-2	8	-7
7	200	28	9	-11	-1	-3	-2	7	-6
8	200	25	9	-11	-1	-3	-3	7	-6
9	200	22	8	-11	-2	-3	-3	7	-6
10	200	20	7	-10	-1	-4	-3	9	-8

Tabela 4-7 – Esforços resultantes, carregamento anti-simétrico e cargas permanentes

			Tabuleiro		Arco			
			M+	M-	Nmax	Nmin	M+	M-
l/f	Vão	Flecha	MN.m	MN.m	MN	MN	MN	MN
2	80	40	16	-20	-19	-11	4	-5
3	120	40	18	-30	-38	-24	5	-7
4	160	40	21	-40	-66	-48	7	-10
5	200	40	26	-56	-100	-80	13	-13
6	240	40	27	-68	-164	-137	26	-19
7	280	40	29	-86	-242	-211	44	-27
8	320	40	31	-108	-348	-312	70	-37
9	360	40	32	-133	-486	-445	116	-52
10	400	40	32	-161	-670	-622	211	-69
2	200	100	20	-26	-81	-35	14	-16
3	200	66	19	-35	-84	-51	12	-13
4	200	50	22	-45	-91	-65	11	-12
5	200	40	26	-56	-100	-80	13	-13
6	200	33	25	-61	-123	-103	27	-18
7	200	28	30	-73	-140	-123	26	-20
8	200	25	33	-84	-163	-147	32	-23
9	200	22	38	-97	-182	-168	39	-27
10	200	20	41	-110	-206	-193	61	-32

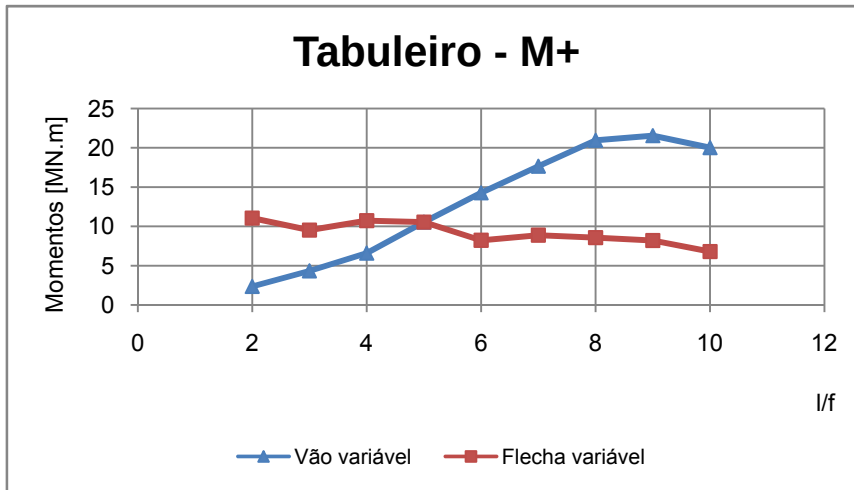


Fig. 4-26 – Momentos flectores positivos, tabuleiro, carregamento anti-simétrico

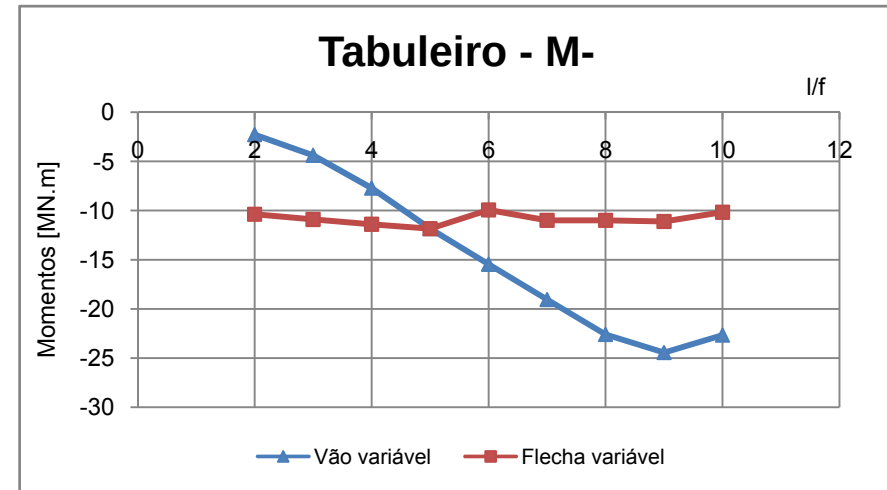


Fig. 4-27 – Momentos flectores negativos, tabuleiro, carregamento anti-simétrico

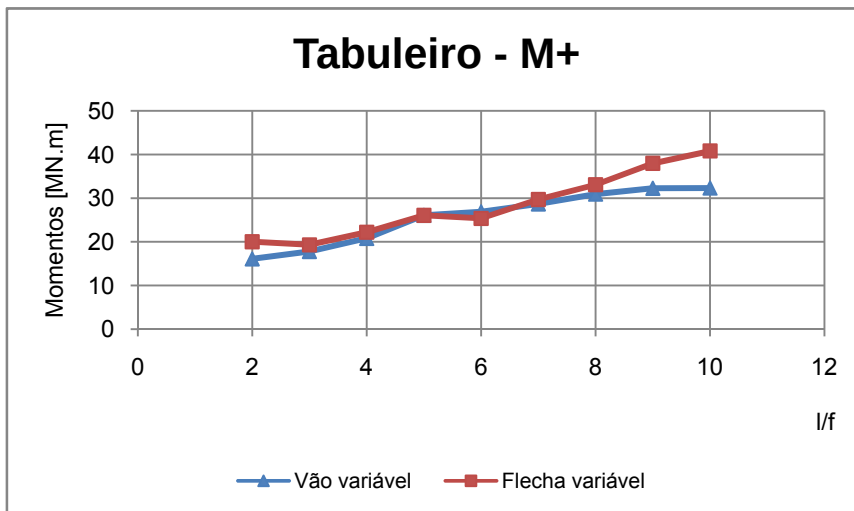


Fig. 4-28 – Momentos flectores positivos, tabuleiro, carregamento anti-simétrico e peso próprio

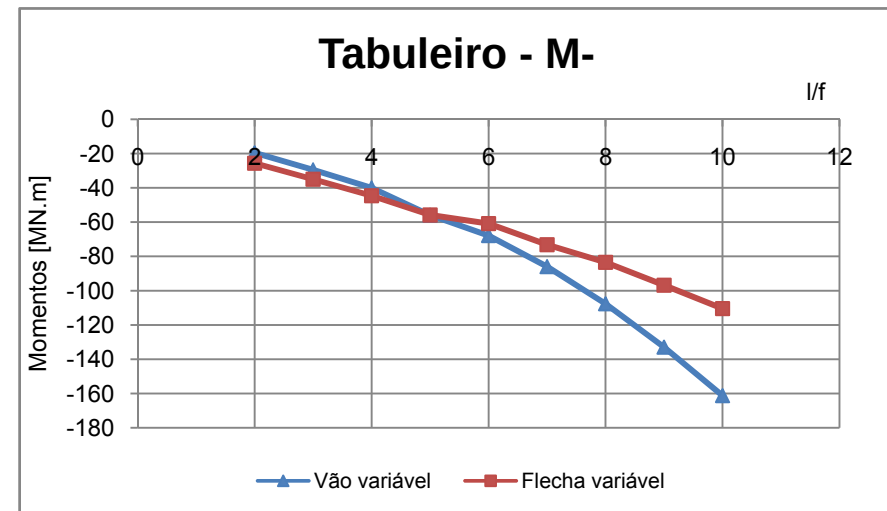


Fig. 4-29 – Momentos flectores negativos, tabuleiro, carregamento anti-simétrico e peso próprio

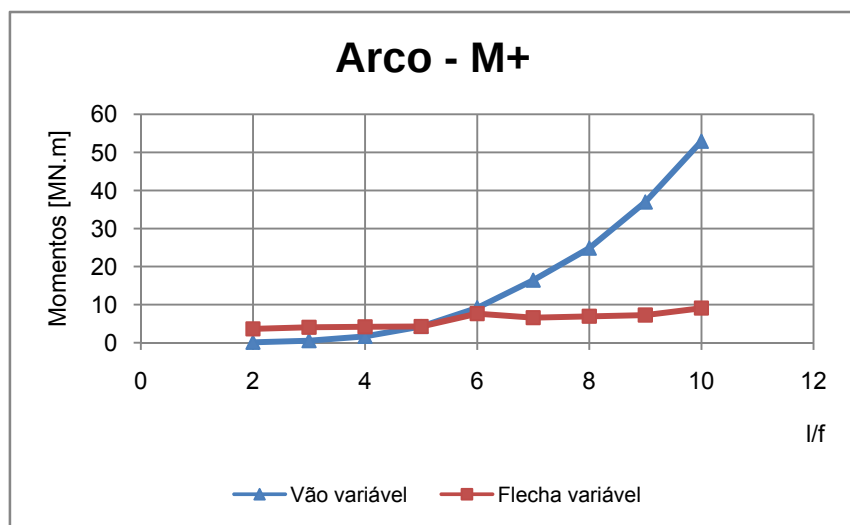


Fig. 4-32 – Momentos flectores positivos, arco, carregamento anti-simétrico

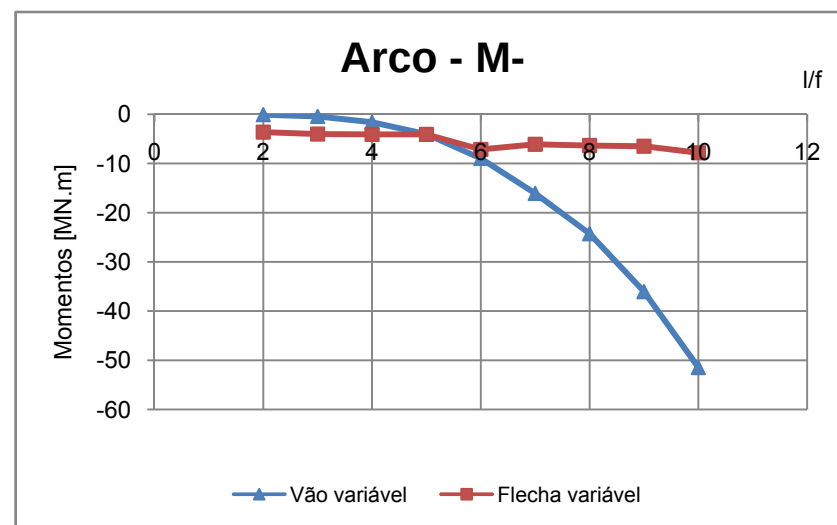


Fig. 4-33 – Momentos flectores positivos, arco, carregamento anti-simétrico

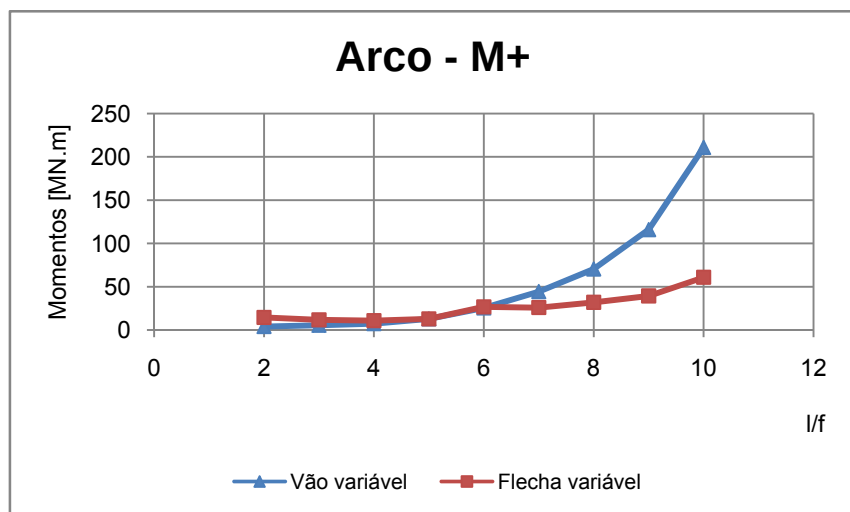


Fig. 4-30 – Momentos flectores positivos, arco, carregamento anti-simétrico e peso próprio

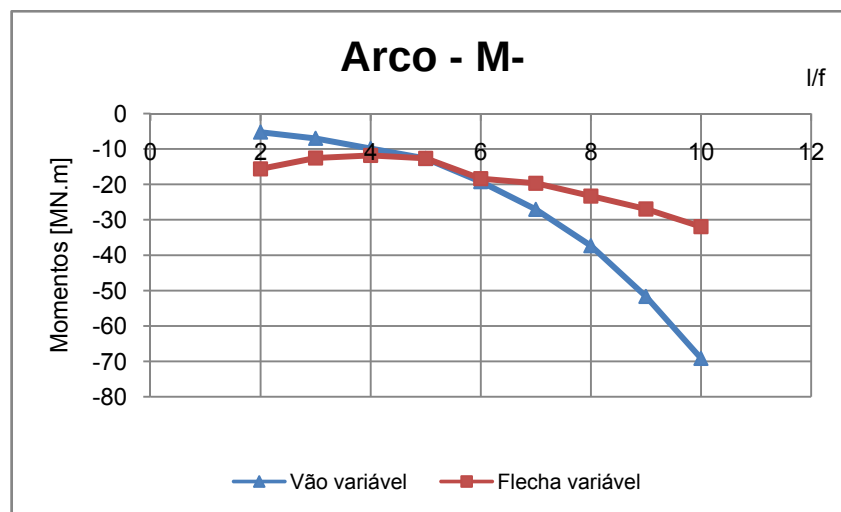


Fig. 4-31 – Momentos flectores negativos, arco, carregamento anti-simétrico e peso próprio

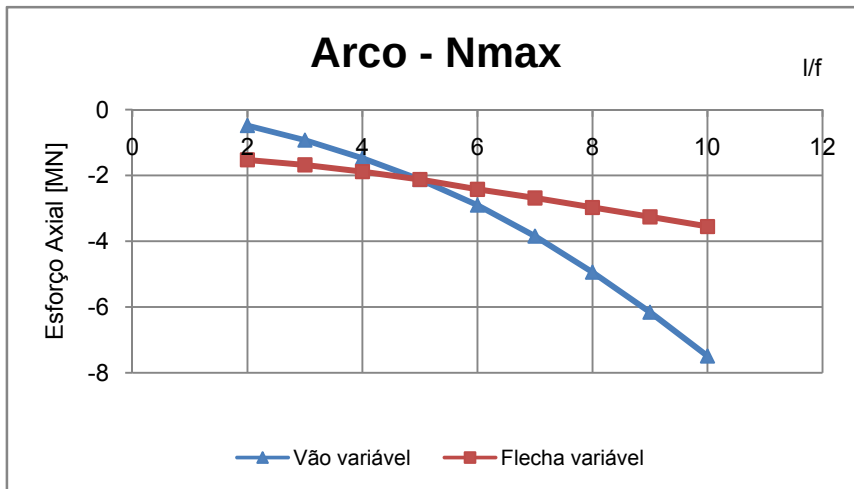


Fig. 4-36 – Esforços axiais máximos, arco, carregamento anti-simétrico

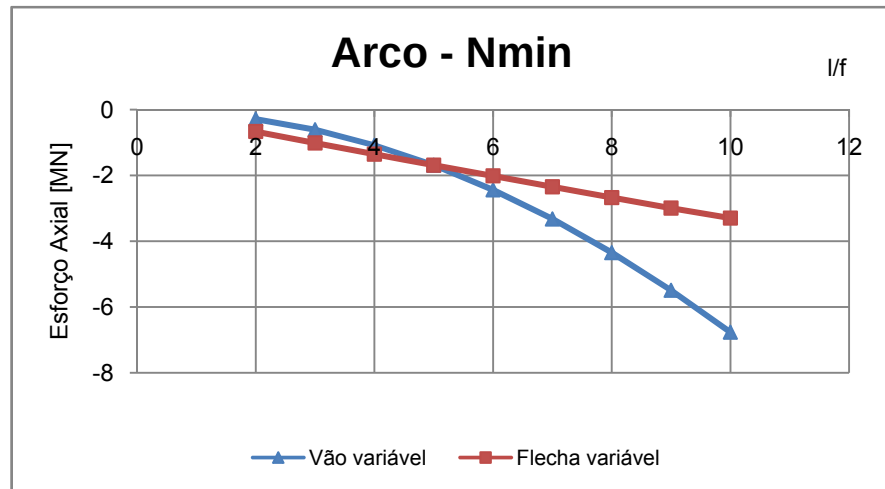


Fig. 4-37 – Esforços axiais mínimos, arco, carregamento anti-simétrico

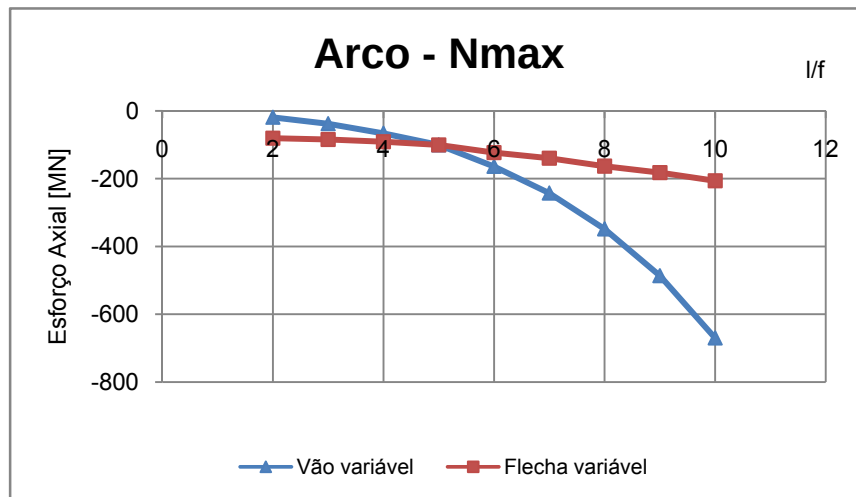


Fig. 4-34 – Esforços axiais máximos, arco, carregamento anti-simétrico e peso próprio

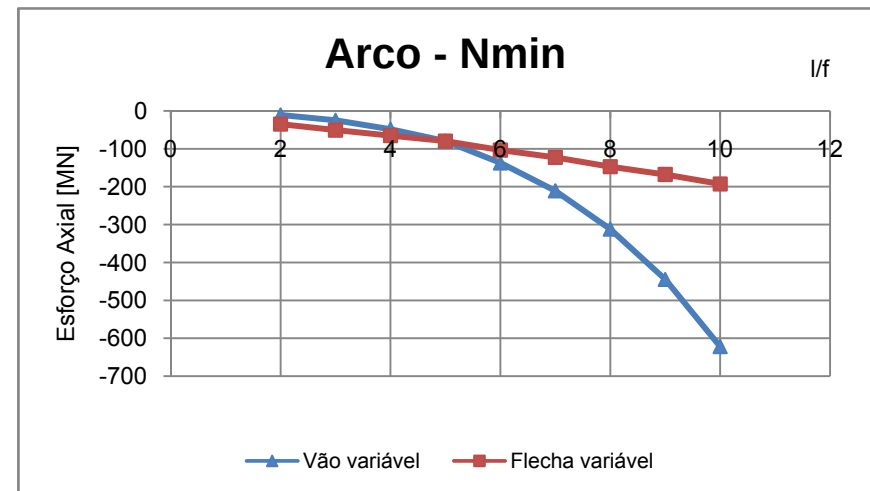


Fig. 4-35 – Esforços axiais mínimos, arco, carregamento anti-simétrico e peso próprio

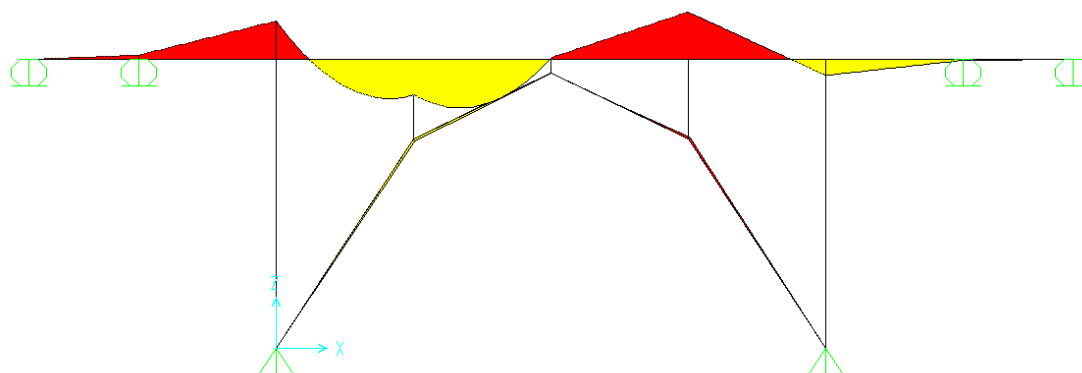


Fig. 4-39 – Arco 80 x 40, l/f 2, momentos flectores, carregamento anti-simétrico

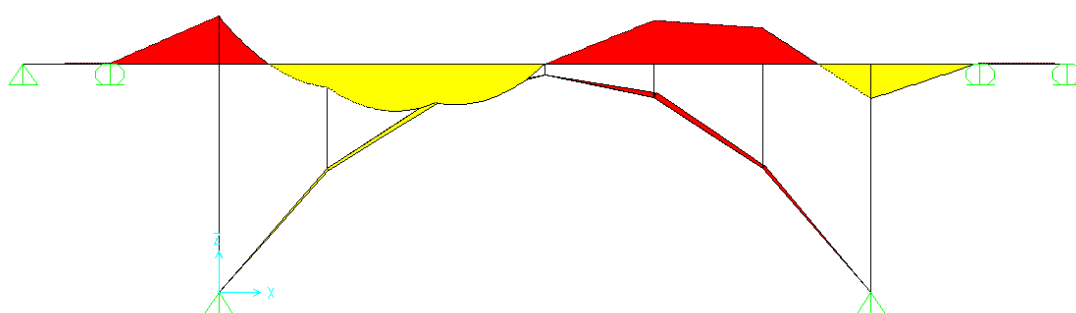


Fig. 4-38 – Arco 120 x 40, l/f 3, momentos flectores, carregamento anti-simétrico

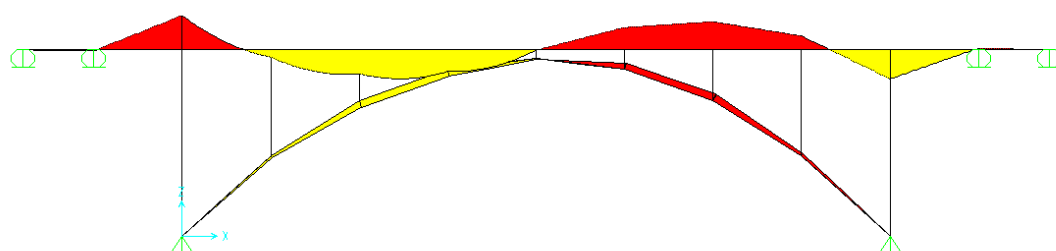


Fig. 4-40 – Arco 160 x 40, l/f 4, momentos flectores, carregamento anti-simétrico

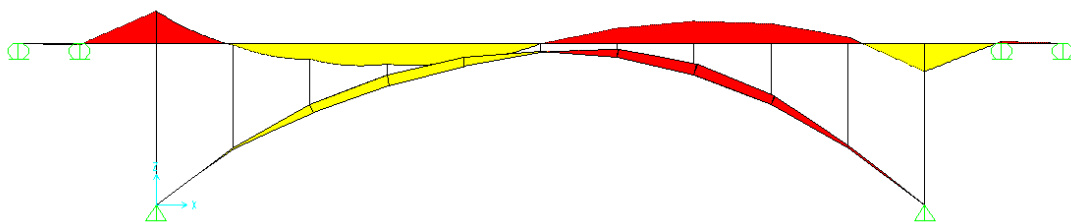


Fig. 4-41 – Arco 200 x 40, l/f 5, momentos flectores, carregamento anti-simétrico

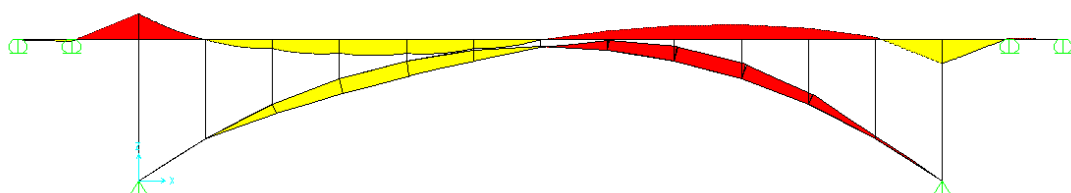


Fig. 4-43 – Arco 240 x 40, l/f 6, momentos flectores, carregamento anti-simétrico

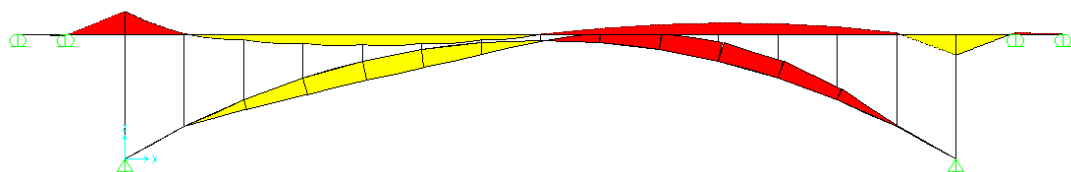


Fig. 4-42 – Arco 280 x 40, l/f 7, momentos flectores, carregamento anti-simétrico



Fig. 4-44 – Arco 320 x 40, l/f 8, momentos flectores, carregamento anti-simétrico

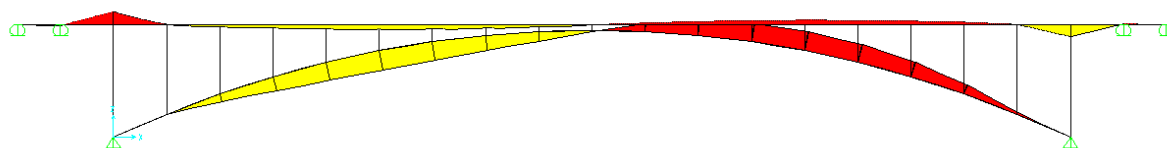


Fig. 4-46 – Arco 360 x 40, l/f 9, momentos flectores, carregamento anti-simétrico



Fig. 4-45 – Arco 400 x 40, l/f 10, momentos flectores, carregamento anti-simétrico

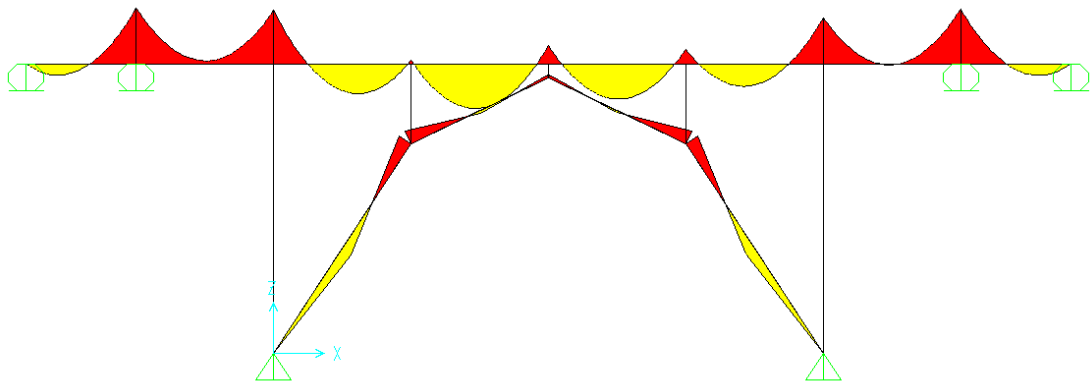


Fig. 4-48 – Arco 80 x 40, l/f 2, momentos flectores, carregamento anti-simétrico e cargas permanentes

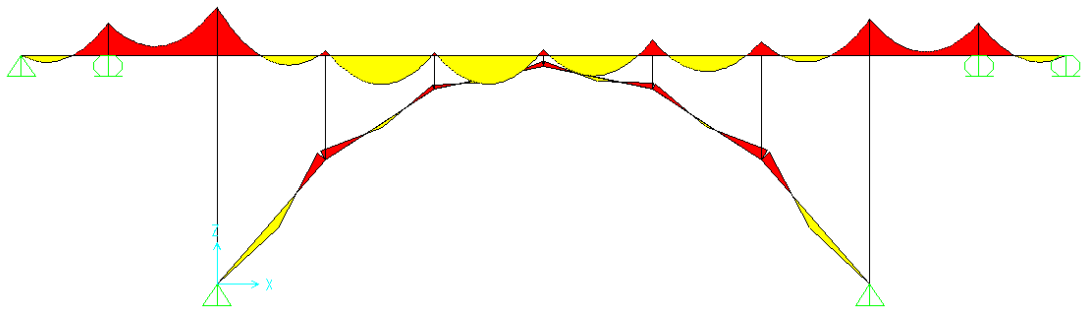


Fig. 4-49 – Arco 120 x 40, l/f 3, momentos flectores, carregamento anti-simétrico e cargas permanentes

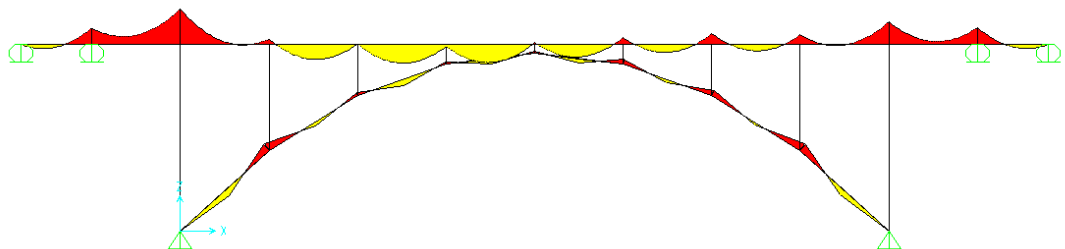


Fig. 4-47 – Arco 160 x 40, l/f 4, momentos flectores, carregamento anti-simétrico e cargas permanentes

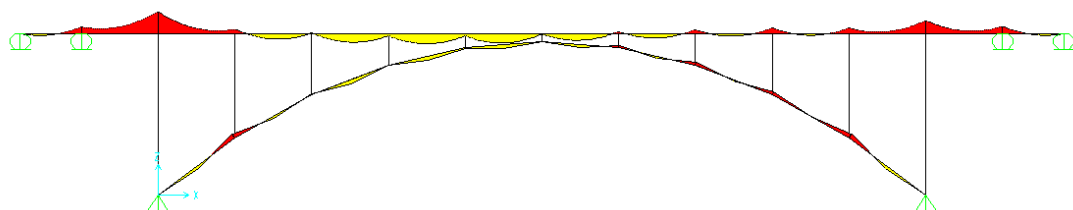


Fig. 4-52 – Arco 200 x 40, l/f 5, momentos flectores, carregamento anti-simétrico e cargas permanentes

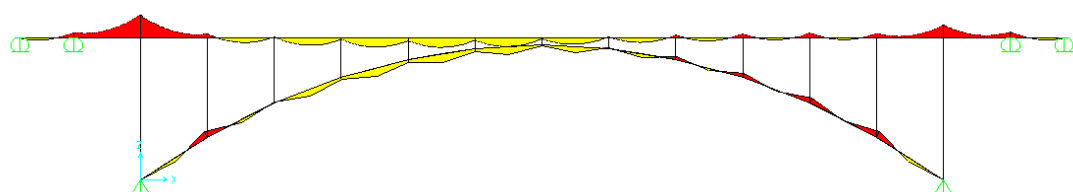


Fig. 4-51 – Arco 240 x 40, l/f 6, momentos flectores, carregamento anti-simétrico e cargas permanentes

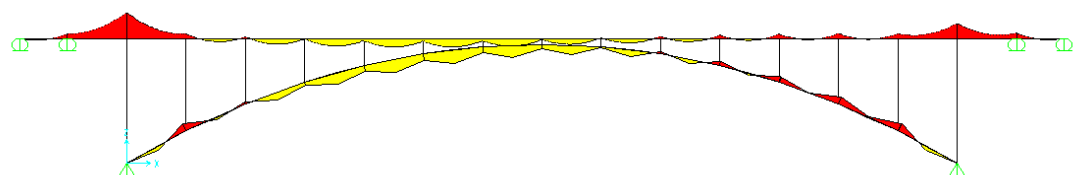


Fig. 4-50 – Arco 280 x 40, l/f 7, momentos flectores, carregamento anti-simétrico e cargas permanentes

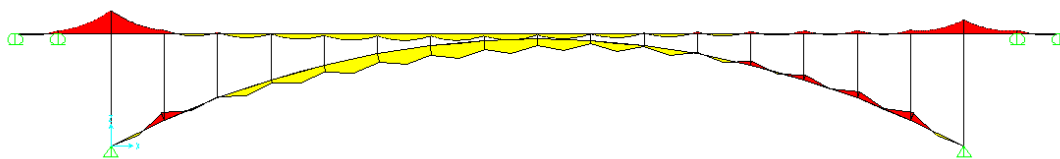


Fig. 4-54 – Arco 320 x 40, l/f 8, momentos flectores, carregamento anti-simétrico e cargas permanentes

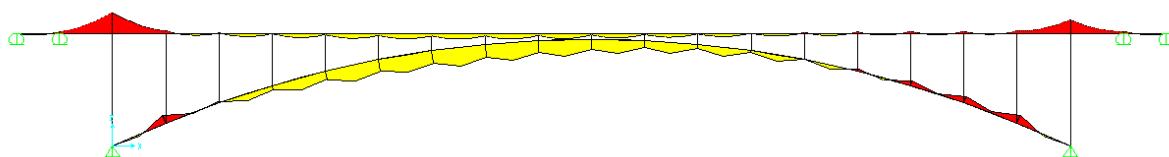


Fig. 4-55 – Arco 360 x 40, l/f 9, momentos flectores, carregamento anti-simétrico e cargas permanentes

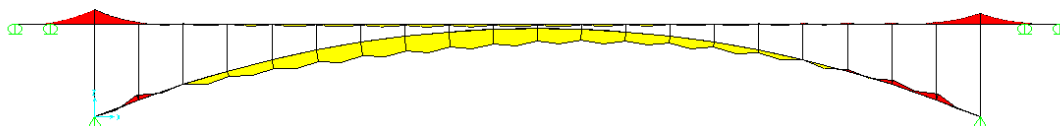


Fig. 4-53 – Arco 400 x 40, l/f 10, momentos flectores, carregamento anti-simétrico e cargas permanentes

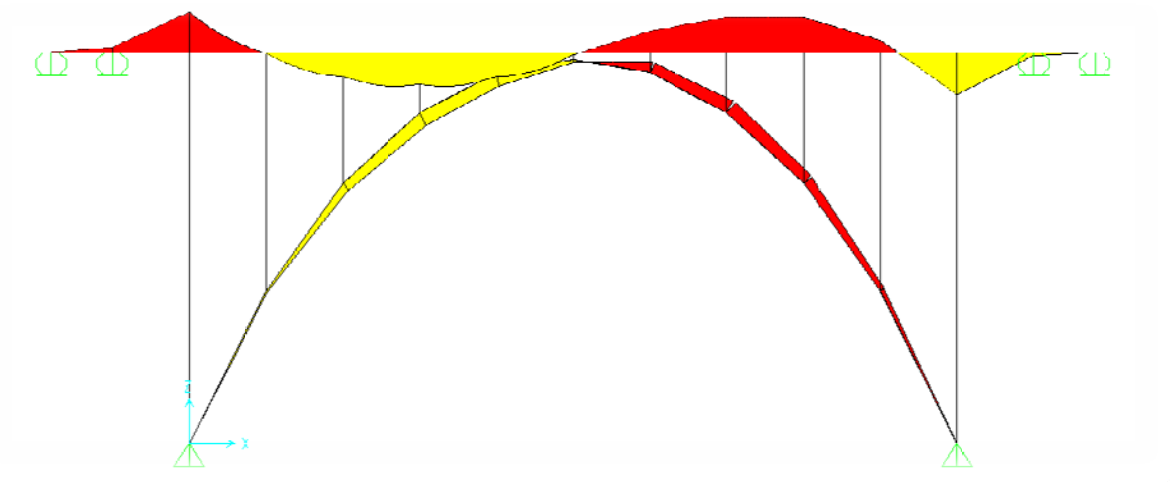


Fig. 4-56 – Arco 200 x 100, l/f 2, momentos flectores, carregamento anti-simétrico

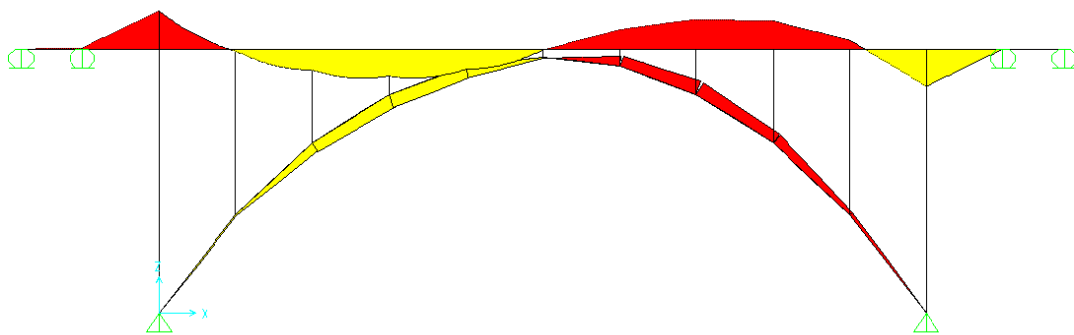


Fig. 4-58 – Arco 200 x 66, l/f 3, momentos flectores, carregamento anti-simétrico

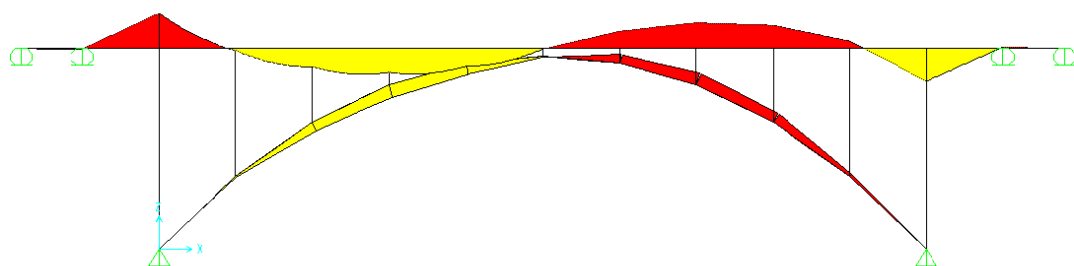


Fig. 4-57 – Arco 200 x 50, l/f 4, momentos flectores, carregamento anti-simétrico

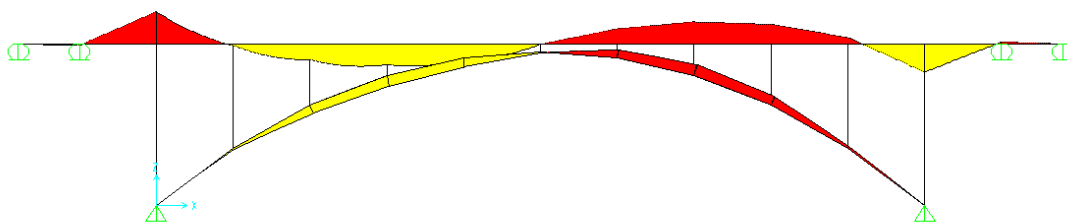


Fig. 4-61 – Arco 200 x 40, l/f 5, momentos flectores, carregamento anti-simétrico

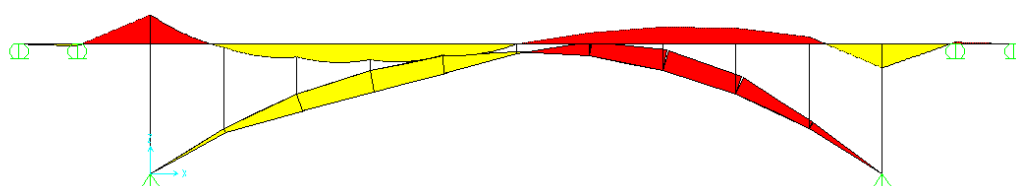


Fig. 4-60 – Arco 200 x 33, l/f 6, momentos flectores, carregamento anti-simétrico

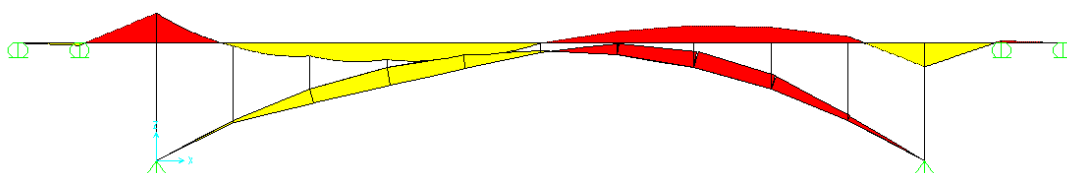


Fig. 4-59 – Arco 200 x 28, l/f 7, momentos flectores, carregamento anti-simétrico

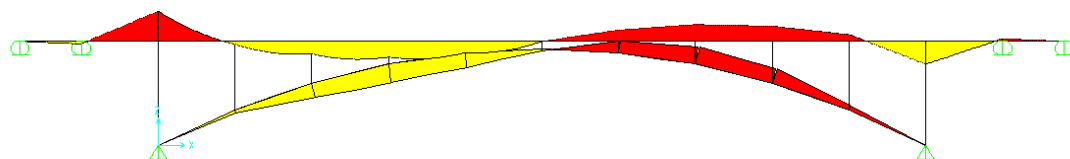


Fig. 4-62 – Arco 200 x 25, l/f 8, momentos flectores, carregamento anti-simétrico

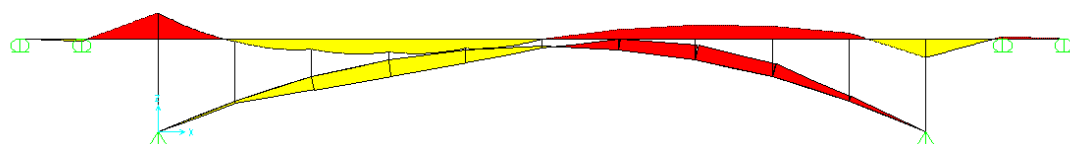


Fig. 4-64 – Arco 200 x 22, l/f 9, momentos flectores, carregamento anti-simétrico

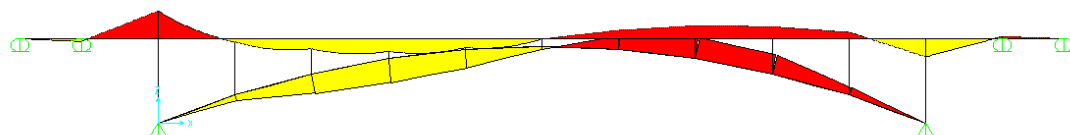


Fig. 4-63 Arco 200 x 20, l/f 10, momentos flectores, carregamento anti-simétrico

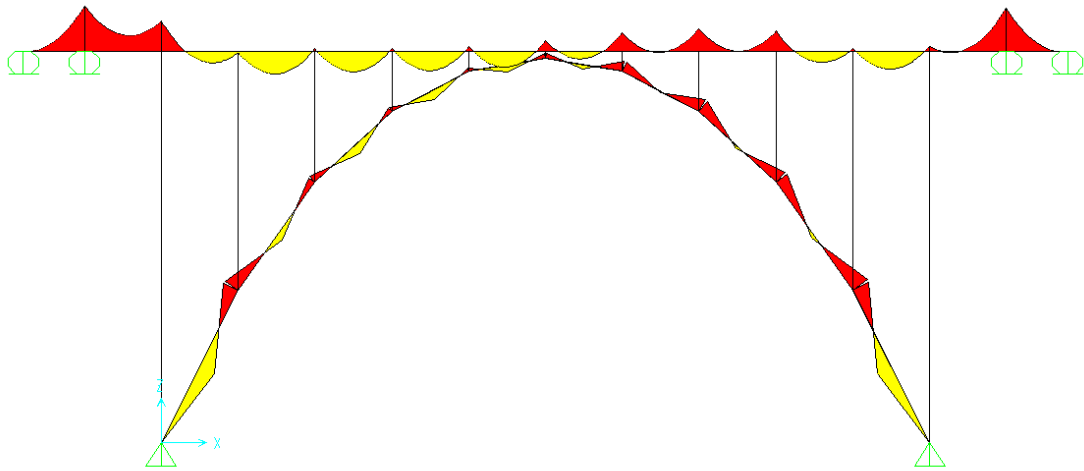


Fig. 4-66 – Arco 200 x 100, l/f 2, momentos flectores, carregamento anti-simétrico e cargas permanentes

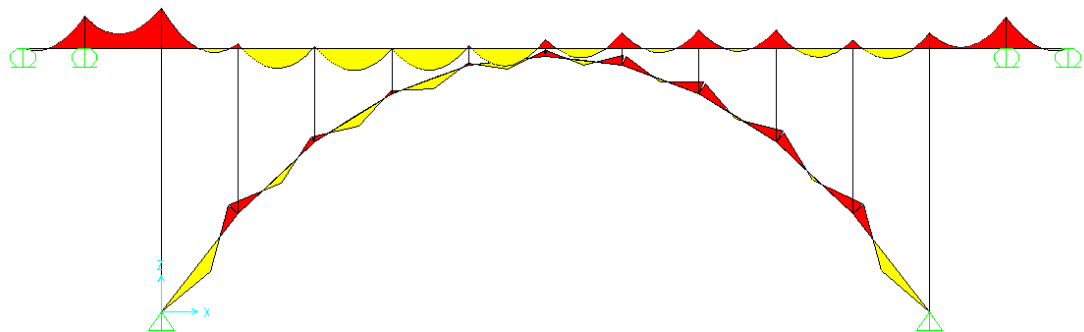


Fig. 4-67 – Arco 200 x 66, l/f 3, momentos flectores, carregamento anti-simétrico e cargas permanentes

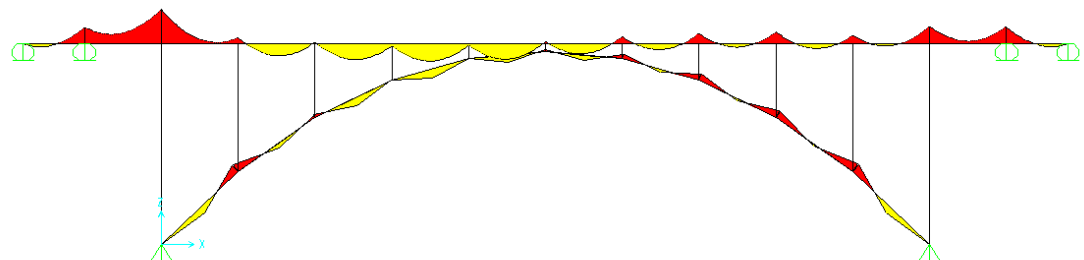


Fig. 4-65 – Arco 200 x 50, l/f 4, momentos flectores, carregamento anti-simétrico e cargas permanentes

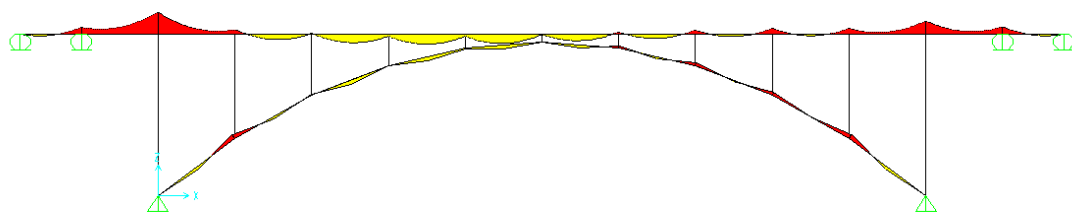


Fig. 4-68 – Arco 200 x 28, l/f 7, momentos flectores, carregamento anti-simétrico e cargas permanentes

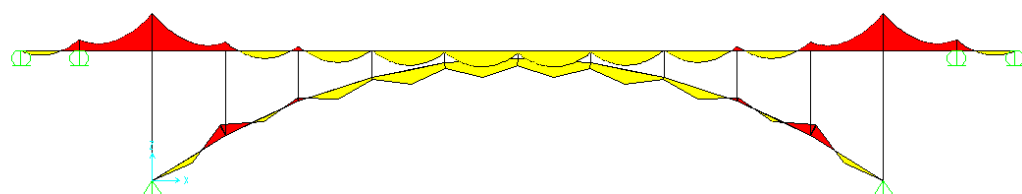


Fig. 4-70 – Arco 200 x 33, l/f 6, momentos flectores, carregamento anti-simétrico e cargas permanentes

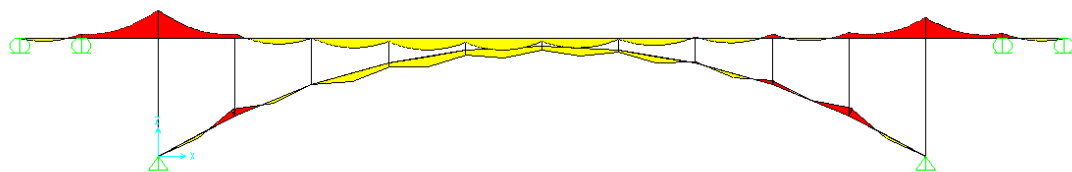


Fig. 4-69 – Arco 200 x 40, l/f 5, momentos flectores, carregamento anti-simétrico e cargas permanentes

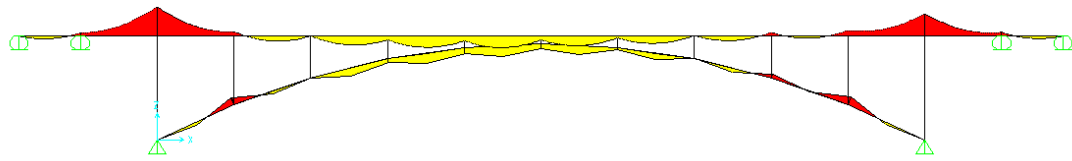


Fig. 4-71 – Arco 200 x 25, l/f 8, momentos flectores, carregamento anti-simétrico e cargas permanentes

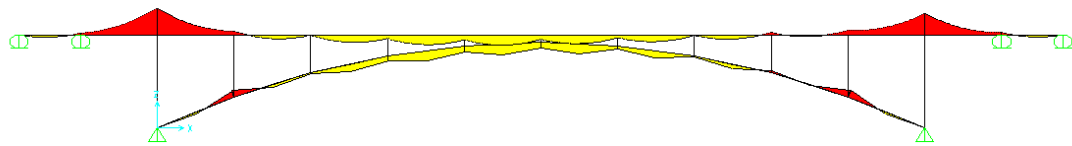


Fig. 4-73 – Arco 200 x 22, l/f 9, momentos flectores, carregamento anti-simétrico e cargas permanentes

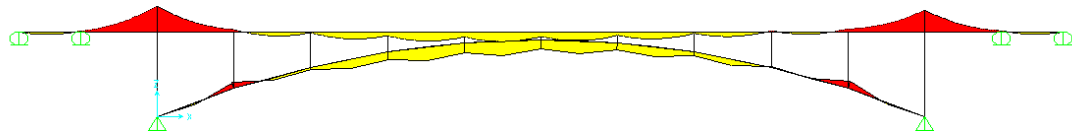


Fig. 4-72 – Arco 200 x 20, l/f 10, momentos flectores, carregamento anti-simétrico e cargas permanentes

Numericamente comparando as tabelas 4-6 e 4-7, verifica-se que o acréscimo de esforços axiais, embora existente, é pouco significativo, assumindo alguma importância nos pilares, embora pouco relevante, pois estes possuem uma secção muito superior ao necessário, por serem condicionados pelas dimensões das restantes peças e não pela dimensão associada a uma resistência limite admitida; já no arco os esforços axiais gerados por cargas anti-simétricas correspondem a percentagens muito baixas, por volta dos 2%, o que não é tido como relevante.

No entanto, o mesmo não se pode dizer dos momentos flectores: esta sobrecarga, comparativamente com a carga permanente instalada é muito baixa, no entanto, é altamente instabilizadora, pois o arco é concebido para resolver cargas simétricas. Logo, apesar de baixas, produzem esforços desta natureza com alguma importância.

Embora esse facto não seja de descartar, antes de uma análise mais profunda convém equacionar outro fenómeno: comparam-se as rectas, flecha variável e vão variável, dos gráficos dos resultados anti-simétricos (figuras 4-28, 4-29, 4-32, 4-33), onde se apura que os momentos flectores são praticamente constantes quando variada a flecha, tanto no arco como no tabuleiro, sendo crescentes para vãos variáveis. Assim sendo, para uma flecha variável esta sobrecarga tem um efeito tanto menor quanto maior o abatimento; já para vão variável os esforços criados escalam conforme a dimensão do vão.

Cruzando estes valores com a sua dispersão, observe-se agora todas as figuras deste subcapítulo em particular o global da sobrecarga anti-simétrica versus a sua conjugação com as cargas permanentes: percebe-se que nem todos estes momentos flectores são prejudiciais. Sobrepondo a localização dos picos negativos e positivos de momentos flectores com a mesma localização no subcapítulo anterior, afere-se que apenas os momentos negativos no tabuleiro e os positivos no arco coincidem, sendo que os primeiros são exactamente a mesma localização e os segundos bastante próximos. Mais uma vez, a rigidez do primeiro montante assume particular importância.

Ainda respeitante aos momentos flectores, comparando entre si tanto as figuras apenas correspondentes à sobrecarga como as colunas que englobam estes esforços na tabela 4-6 e 4-7, percebe-se que o arco se assume como dominante à medida que o abatimento dos arcos aumenta, embora isto se deva principalmente ao aumento de secção, dado que o esforço é constante para flecha variável e consequente aumento de rigidez relativo ao tabuleiro.

Não obstante a existência de esforço, a sobrecarga tem menor efeito relativo quanto maior a relação l/f , ilustrado pela evolução das figuras correspondentes à sobrecarga + carga permanente.

4.5. RETRACÇÃO E FLUÊNCIA

Nesta análise diminui-se a gama de relações l/f estudadas. Isto porque estes fenómenos apresentaram-se com uma magnitude relativamente baixa comparativamente às restantes cargas, tal como é apresentado pelos dados expostos em seguida:

Tabela 4-8 – Esforços resultantes, retracção e fluência

			Tabuleiro		Pilar	Arco			
			M+	M-	Nmax	Nmax	Nmin	M+	M-
l/f	Vão	Flecha	MN.m	MN.m	MN	MN	MN	MN	MN
2	80	40	1,9	0,0	0,4	0,0	0,0	0,0	0,0
4	160	40	1,6	-0,2	0,2	0,1	0,1	0,4	0,0
6	240	40	1,8	-2,0	0,1	0,2	0,1	1,8	-0,3
2	200	100	4,8	-0,1	0,9	-0,1	0,0	0,4	0,0
4	200	50	1,2	0,0	0,3	0,0	0,0	0,6	0,0
6	200	33	2,1	-2,7	0,1	0,3	0,2	2,7	-0,1
Retracção e fluência + Carga permanente									
2	80	40	15	-16	-12	-18	-10	4	-5
4	160	40	18	-33	-13	-65	-47	7	-9
6	240	40	22	-54	-15	-161	-135	21	-18
2	200	100	18	-10	-16	-79	-34	14	-14
4	200	50	16	-33	-14	-89	-64	9	-11
6	200	33	24	-54	-14	-120	-101	25	-16

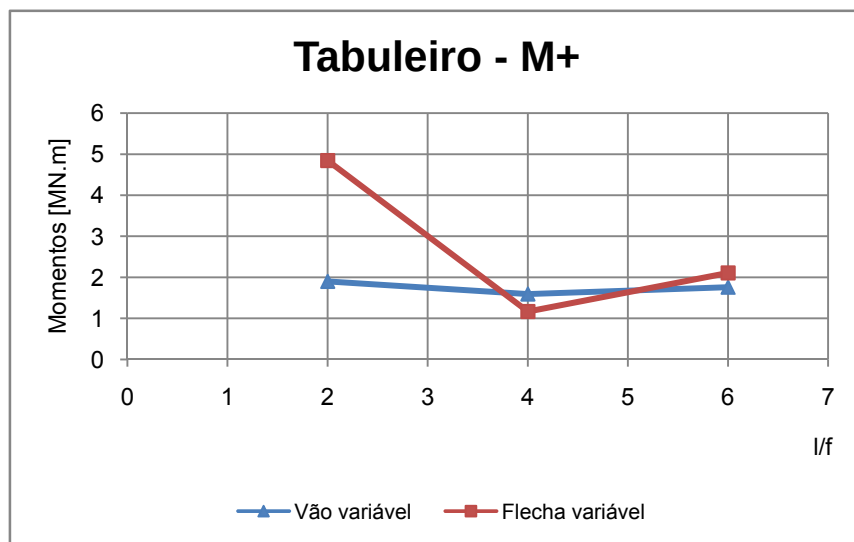


Fig. 4-74 – Momentos flectores positivos, tabuleiro, retracção e fluência

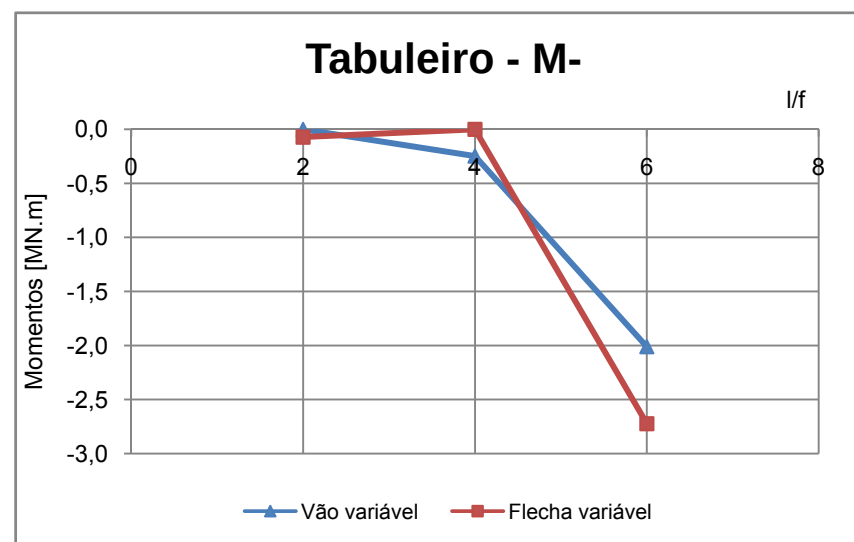


Fig. 4-75 – Momentos flectores positivos, tabuleiro, retracção e fluência

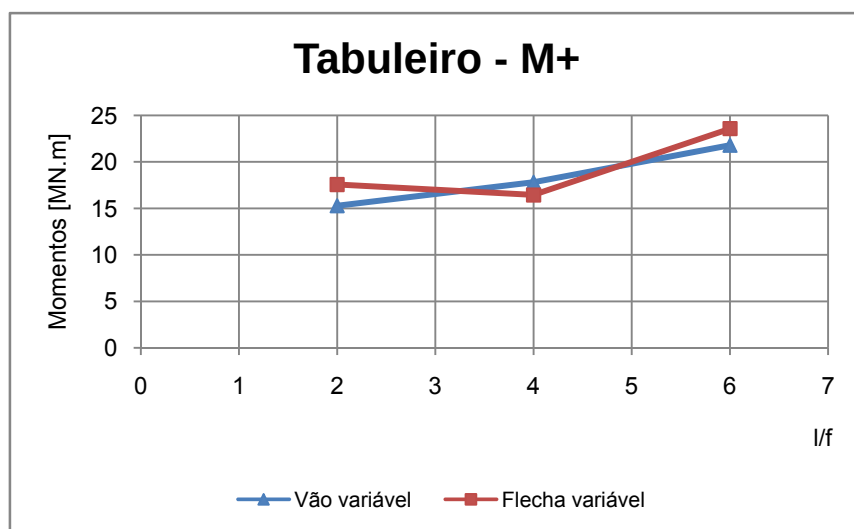


Fig. 4-77 – Momentos flectores positivos, tabuleiro, retracção e fluência e peso próprio

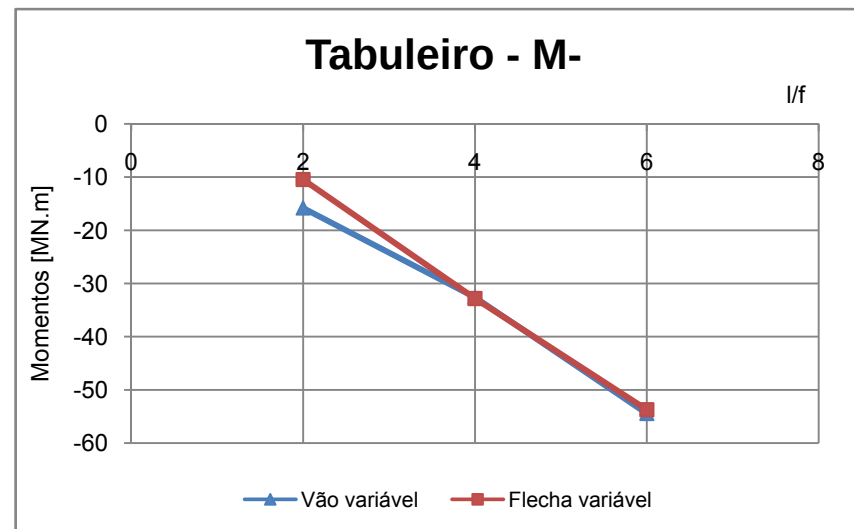


Fig. 4-76 – Momentos flectores negativos, tabuleiro, retracção e fluência e peso próprio

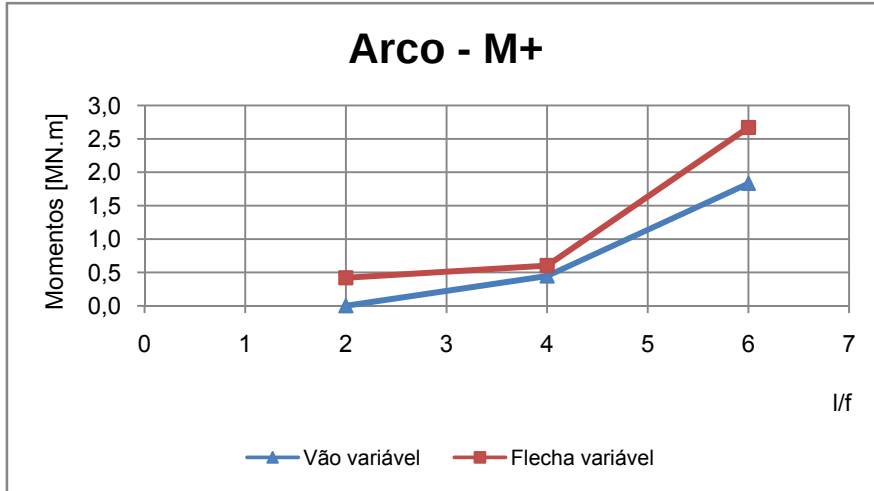


Fig. 4-81 – Momentos flectores positivos, arco, retracção e fluência

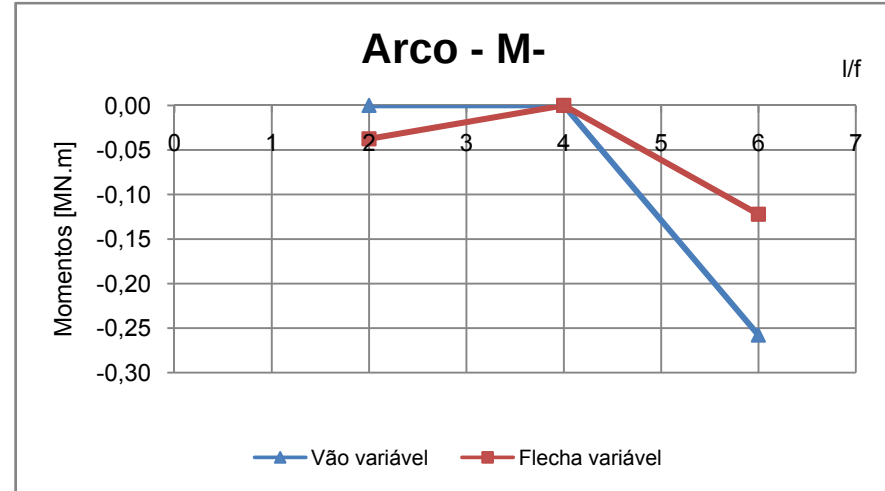


Fig. 4-78 – Momentos flectores negativos, arco, retracção e fluência

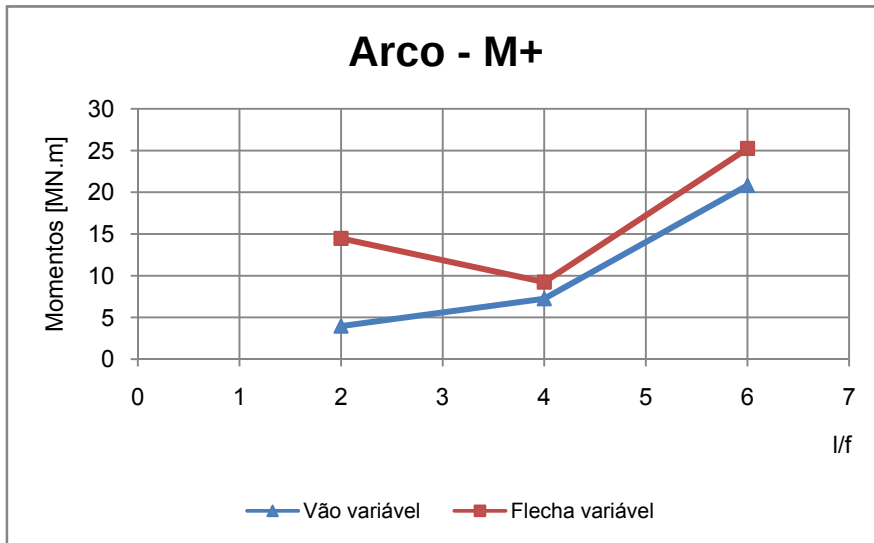


Fig. 4-79 – Momentos flectores positivos, arco, retracção e fluência e peso próprio

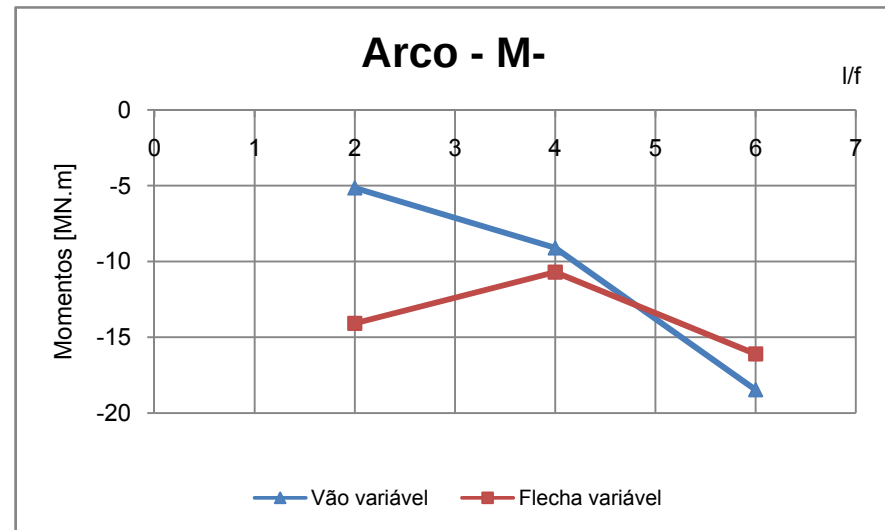


Fig. 4-80 – Momentos flectores negativos, arco, retracção e fluência e peso próprio

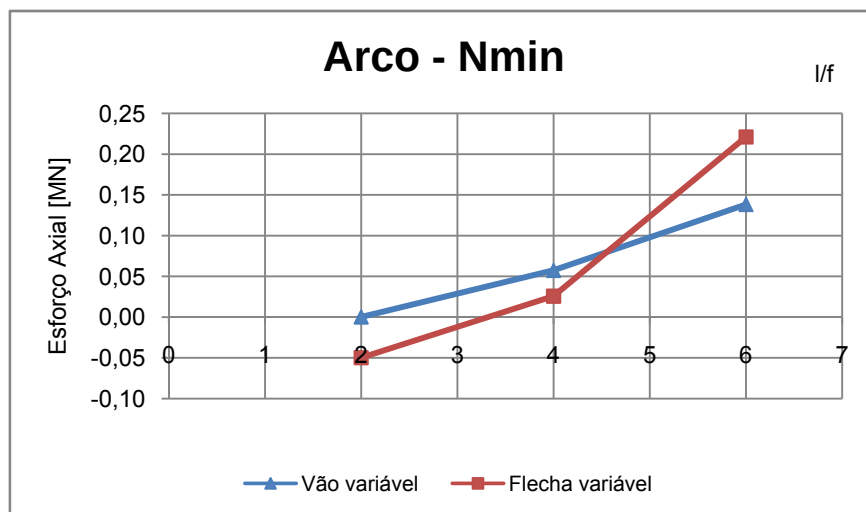


Fig. 4-84 – Esforço axial mínimo, arco, retracção e fluência

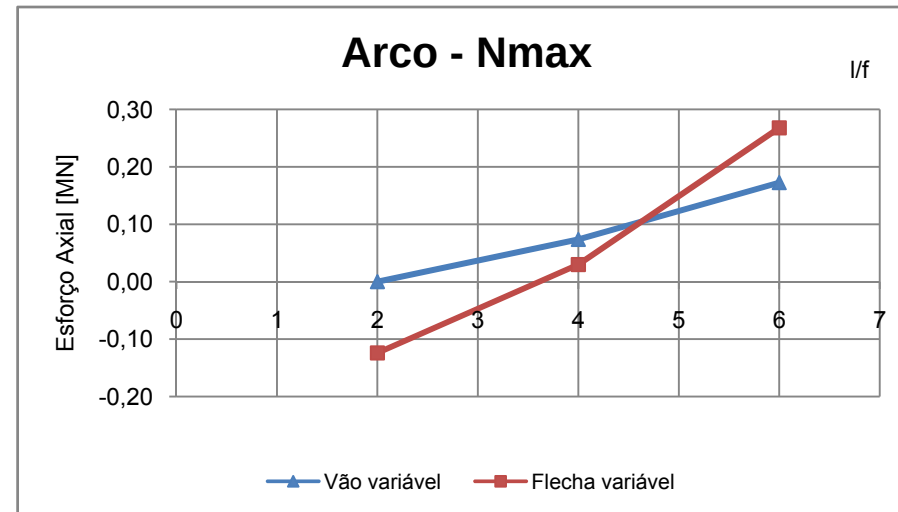


Fig. 4-83 – Esforço axial máximo, arco, retracção e fluência

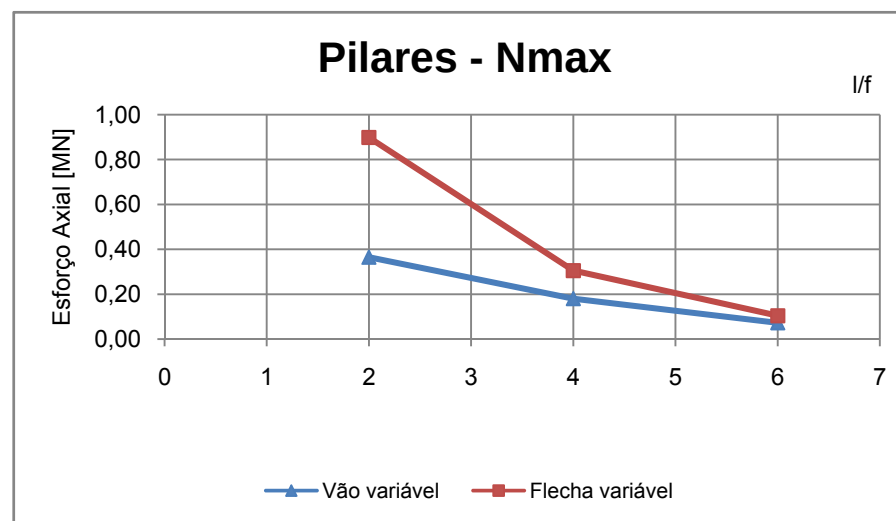


Fig. 4-82 – Esforço axial máximo, pilares, retracção e fluência

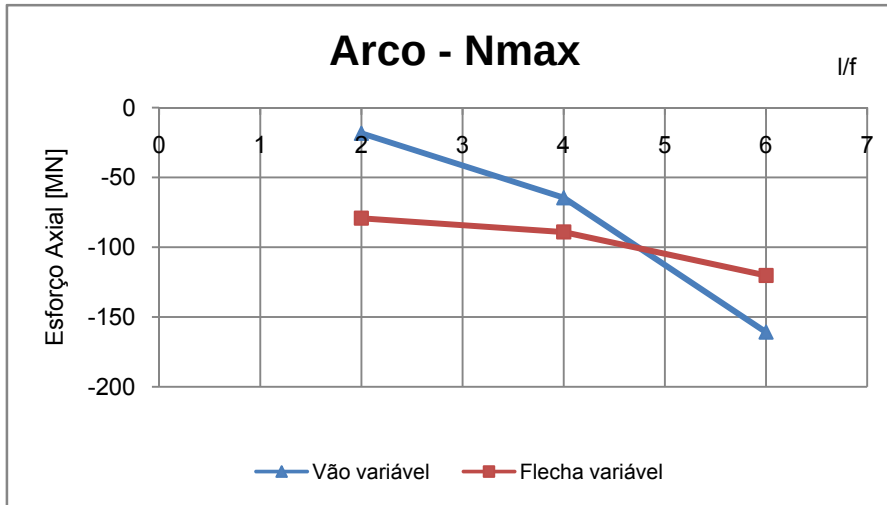


Fig. 4-87 – Esforço axial máximo, arco, retracção e fluência e cargas permanentes

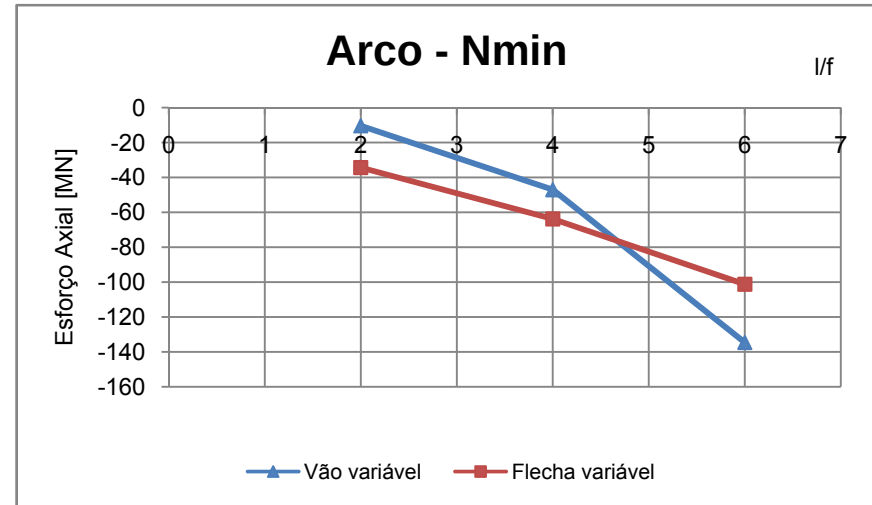


Fig. 4-86 – Esforço axial mínimo, arco, retracção e fluência e cargas permanentes

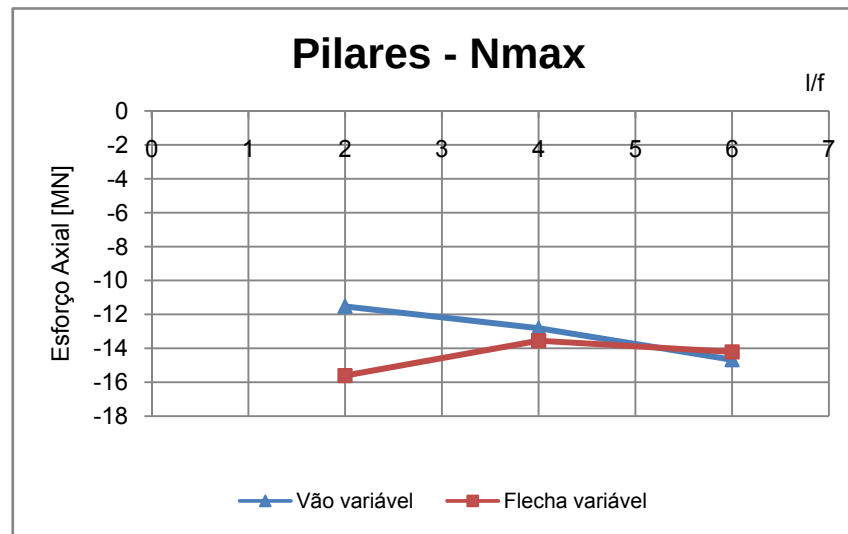


Fig. 4-85 – Esforço axial máximo, pilares, retracção e fluência e cargas permanentes

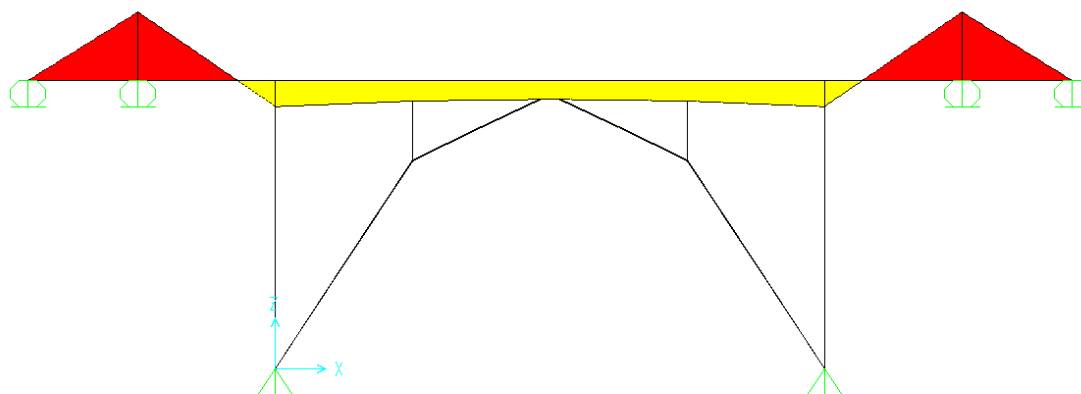


Fig. 4-90 – Arco 80 x 40, l/f 2, momentos flectores, retracção e fluência

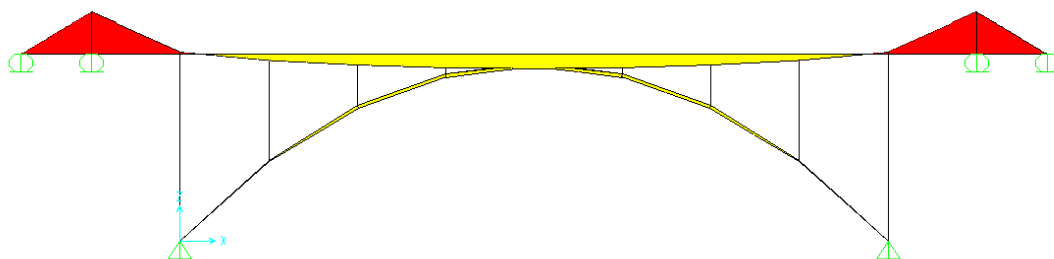


Fig. 4-89 – Arco 160 x 40, l/f 4, momentos flectores, retracção e fluência

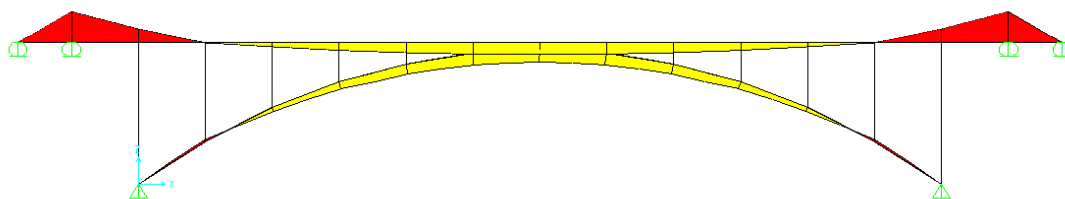


Fig. 4-88 – Arco 240 x 40, l/f 6, momentos flectores, retracção e fluência

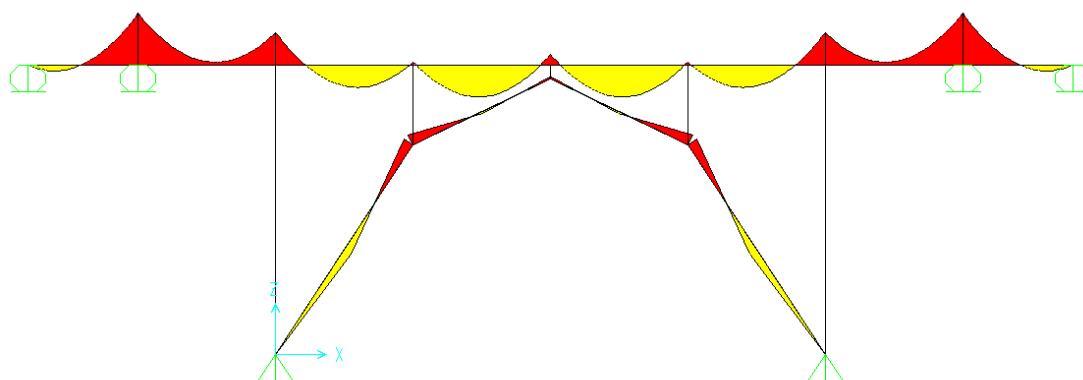


Fig. 4-91 – Arco 80 x 40, l/f 2, momentos flectores, retracção e fluência e cargas permanentes

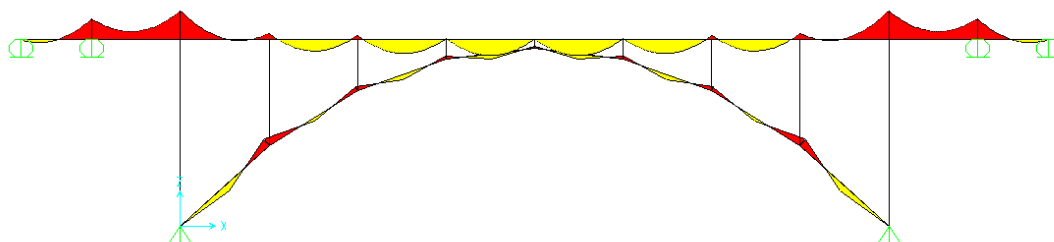


Fig. 4-93 – Arco 160 x 40, l/f 4, momentos flectores, retracção e fluência e cargas permanentes

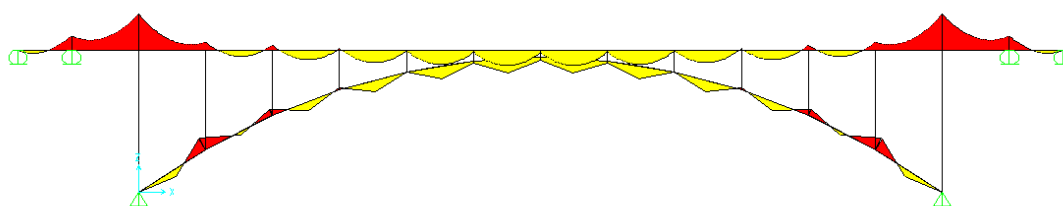


Fig. 4-92 – Arco 240 x 40, l/f 6, momentos flectores, retracção e fluência e cargas permanentes

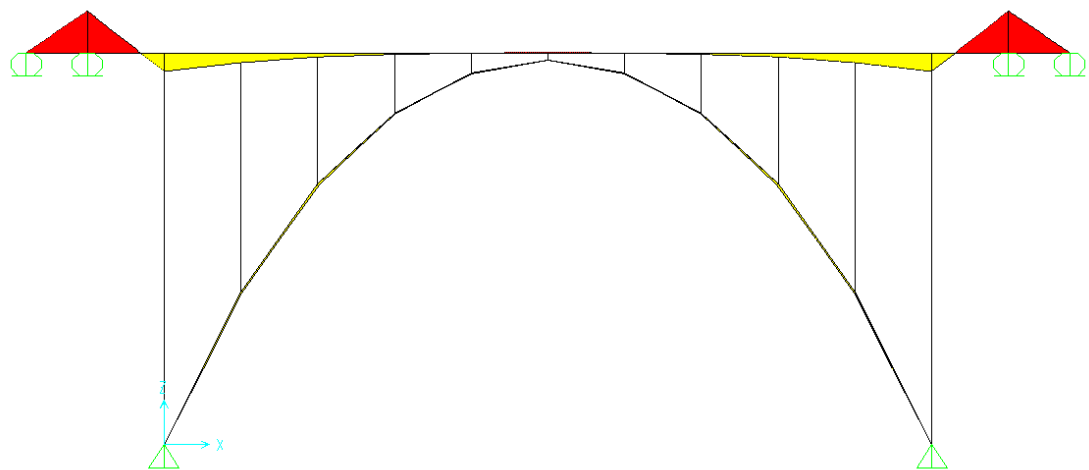


Fig. 4-95 – Arco 200 x 100, l/f 2, momentos flectores, retracção e fluência

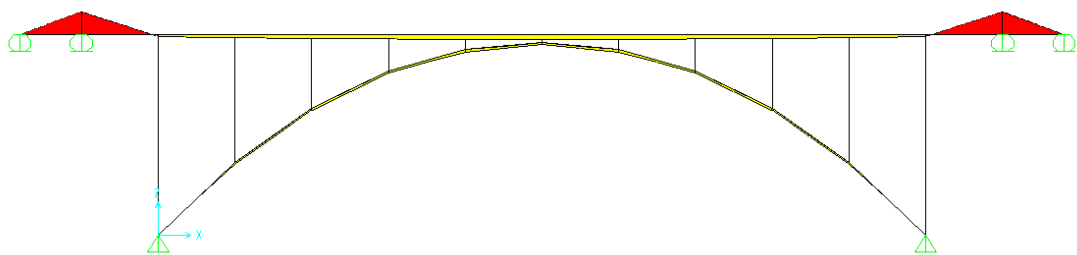


Fig. 4-96 – Arco 200 x 50, l/f 4, momentos flectores, retracção e fluência

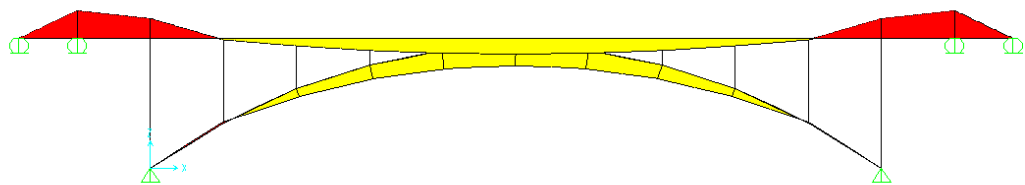


Fig. 4-94 – Arco 200 x 33, l/f 6, momentos flectores, retracção e fluência

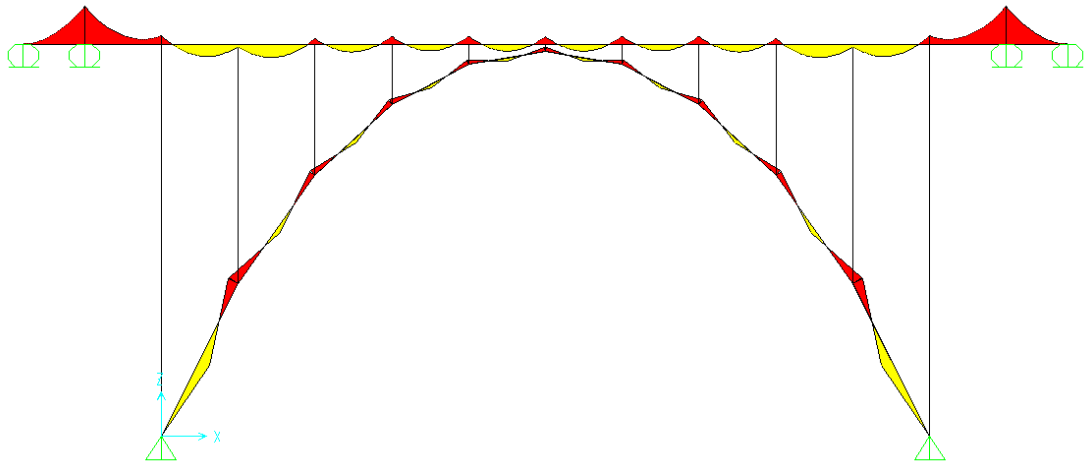


Fig. 4-99 – Arco 200 x 100, l/f 2, momentos flectores, retracção e fluência e cargas permanentes

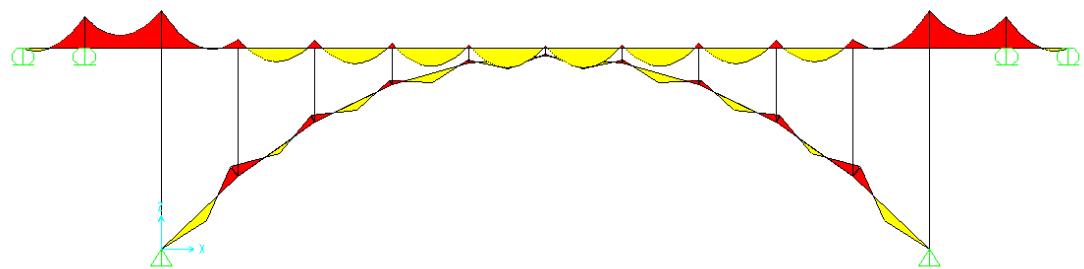


Fig. 4-98 – Arco 200 x 50, l/f 4, momentos flectores, retracção e fluência e cargas permanentes

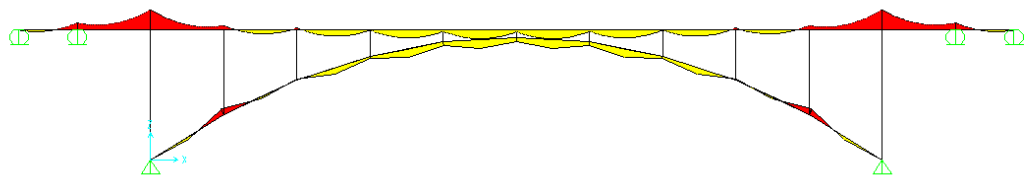


Fig. 4-97 – Arco 200 x 33, l/f 6, momentos flectores, retracção e fluência e cargas permanentes

Um primeiro olhar na tabela 4-8 demonstra rapidamente que para este tipo de estruturas, arcos bi-articulados, os esforços gerados são baixos, pois é permitido ao arco rodar sobre o apoio rearranjando-se para o seu novo comprimento: os efeitos da retracção e fluência são muito baixos quando comparado com as cargas permanentes, visto que da gama de esforços analisados só os momentos positivos no arco e positivos e negativos no tabuleiro são superiores a 1%.

Sendo que os positivos no tabuleiro são maiores para abatimentos inferiores, e se verificarem sobre o primeiro montante, são benéficos, logo irrelevantes. À medida que o abatimento cresce, este passa a ser a meio vão, agravando em cerca de 10% o já instalado. Para relações l/f superiores a 4 aparecem momentos flectores negativos sobre o primeiro montante do arco, que, embora agravantes, são pouco significativos face ao instalado pelas cargas permanentes.

O ponto mais crítico causado pela retracção é um ponto até agora não analisado, tal como demonstram as figuras da retracção, que é o primeiro apoio, na lateral do arco, do tabuleiro. Entretanto, os valores para esse ponto são apresentados no seguinte quadro:

Tabela 4-9 - Esforços no apoio, retracção

			Apoio
			M-
l/f	Vão	Flecha	MN.m
2	80	40	-5,0
4	160	40	-4,8
6	240	40	-4,6
2	200	100	-10,9
4	200	50	-6,0
6	200	33	-3,8
Retracção + Carga permanente			
2	80	40	-25
4	160	40	-24
6	240	40	-22
2	200	100	-49
4	200	50	-28
6	200	33	-19

Destes valores e da configuração dos diagramas se percebe que, mais uma vez, a rigidez relativa arco-tabuleiro desenrola um papel muito importante, pois à medida que o tabuleiro perde para o arco, deixa de ser o tabuleiro a “puxar” o arco, solicitando menos os apoios laterais do arco, verificando-se que esta solicitação assume cada vez menos importância com um abatimento maior.

4.6. ASSENTAMENTO DE APOIO

Pelos mesmos motivos do subcapítulo anterior, a gama de relações l/f analisada para esta sobrecarga foi diminuída. Seguidamente, podem observar-se os dados recolhidos:

Tabela 4-10 – Esforços resultantes, assentamento de apoio

			Tabuleiro		Pilar	Arco			
			M+	M-	Nmax	Nmax	Nmin	M+	M-
l/f	Vão	Flecha	MN.m	MN.m	MN	MN	MN	MN	MN
2	80	40	20,3	-4,3	2,9	-0,5	-0,3	0,2	-0,2
4	160	40	14,6	-2,3	2,3	-0,4	-0,2	1,7	-0,6
6	240	40	13,4	-1,4	2,2	-0,4	-0,2	4,5	-1,4
2	200	100	11,1	-1,6	1,8	-0,2	-0,1	1,1	-0,6
4	200	50	4,6	-0,6	0,7	-0,1	-0,1	0,8	-0,3
6	200	33	15,5	-1,5	2,5	-0,5	-0,3	5,6	-1,8
Assentamento de apoio + Carga permanente									
2	80	40	22	-20	-12	-19	-11	4	-5
4	160	40	17	-31	-13	-65	-47	8	-9
6	240	40	20	-51	-15	-161	-135	18	-18
2	200	100	21	-14	-15	-79	-34	15	-15
4	200	50	15	-33	-13	-89	-64	10	-11
6	200	33	21	-50	-14	-121	-102	22	-17

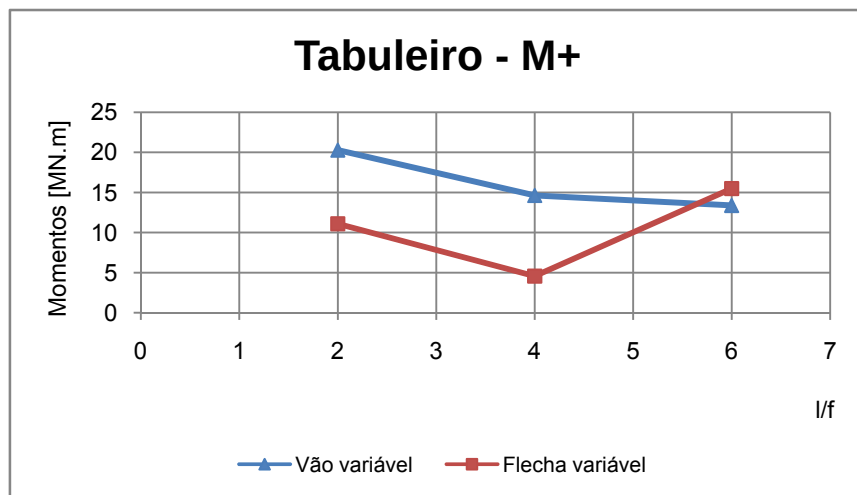


Fig. 4-103 – Momentos flectores positivos, tabuleiro, assentamento de apoio

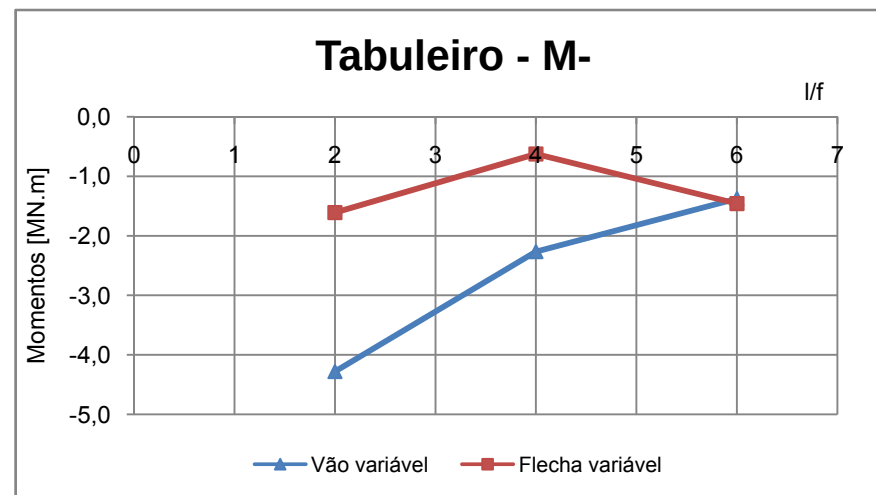


Fig. 4-102 – Momentos flectores positivos, tabuleiro, assentamento de apoio

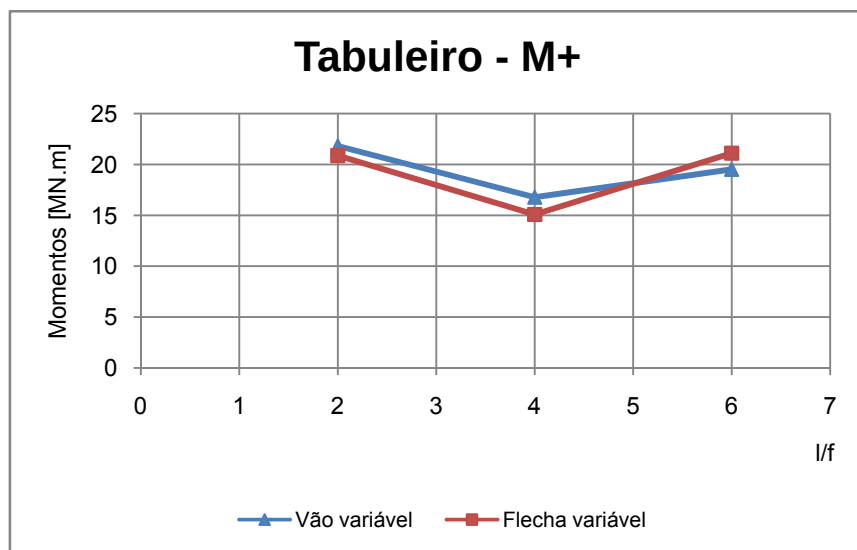


Fig. 4-101 – Momentos flectores positivos, tabuleiro, assentamento de apoio e cargas permanentes

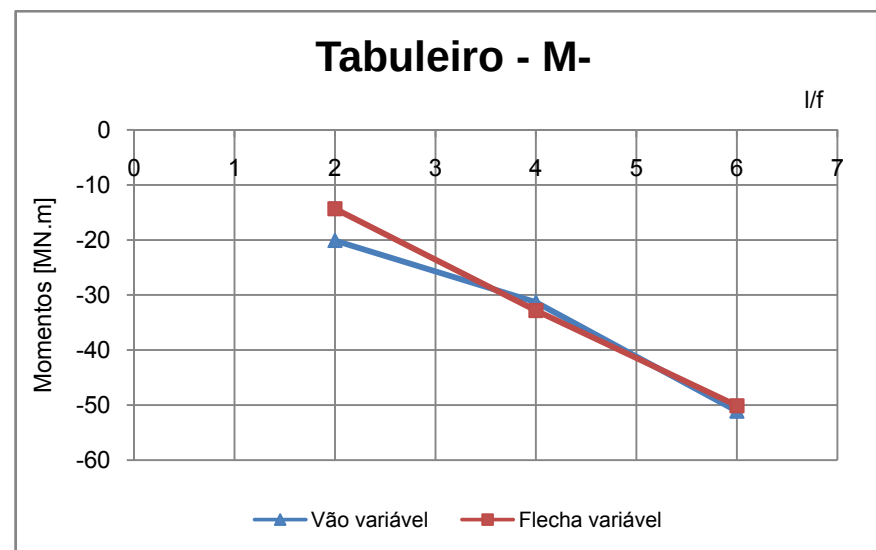


Fig. 4-100 – Momentos flectores positivos, tabuleiro, assentamento de apoio e cargas permanentes

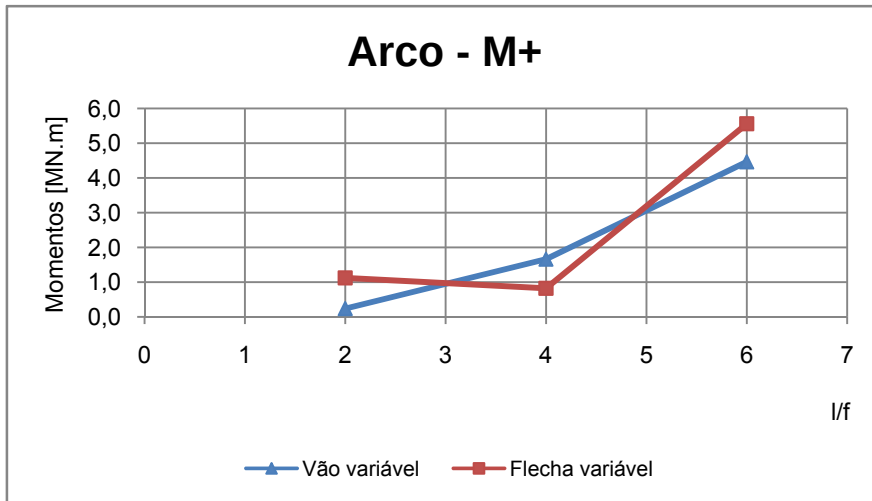


Fig. 4-107 – Momentos flectores positivos, arco, assentamento de apoio

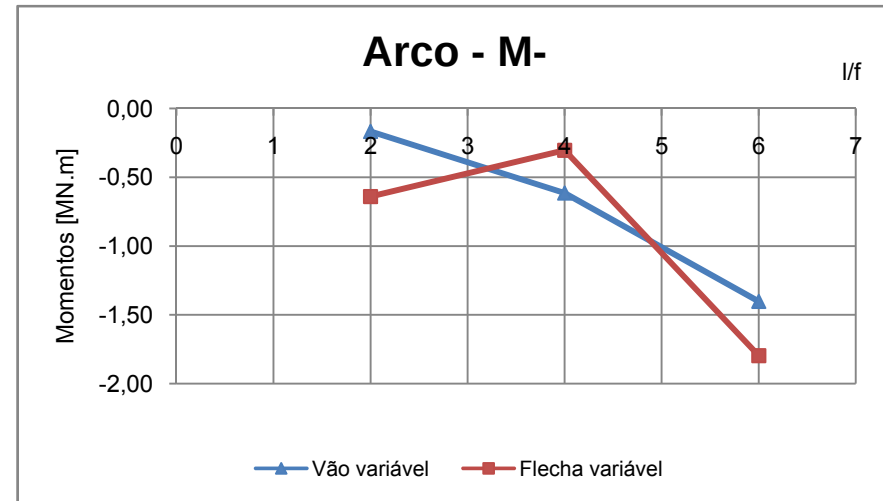


Fig. 4-104 – Momentos flectores negativos, arco, assentamento de apoio

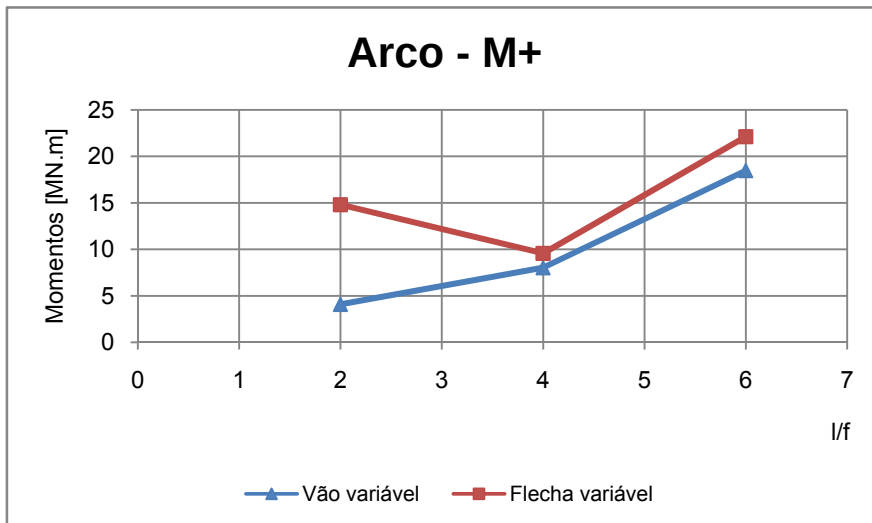


Fig. 4-106– Momentos flectores positivos, arco, assentamento de apoio e cargas permanentes

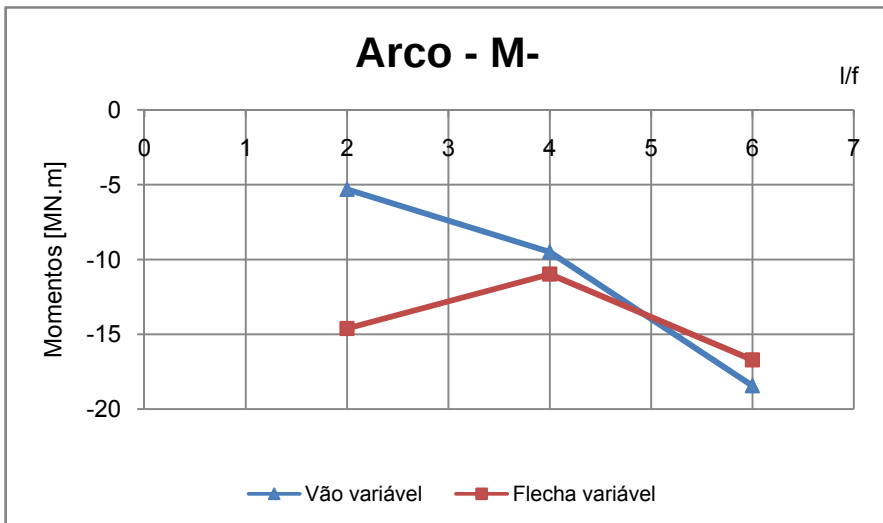


Fig. 4-105– Momentos flectores negativos, arco, assentamento de apoio e cargas permanentes

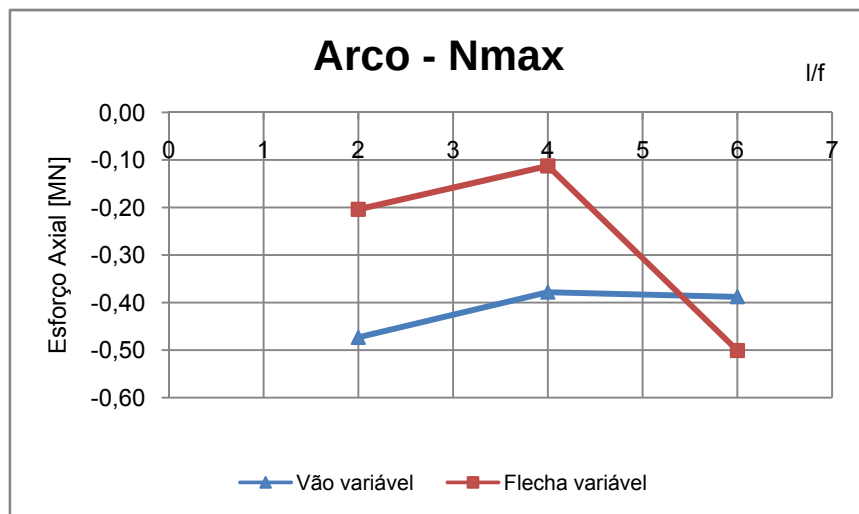


Fig. 4-110 – Esforços axiais máximos, arco, assentamento de apoio

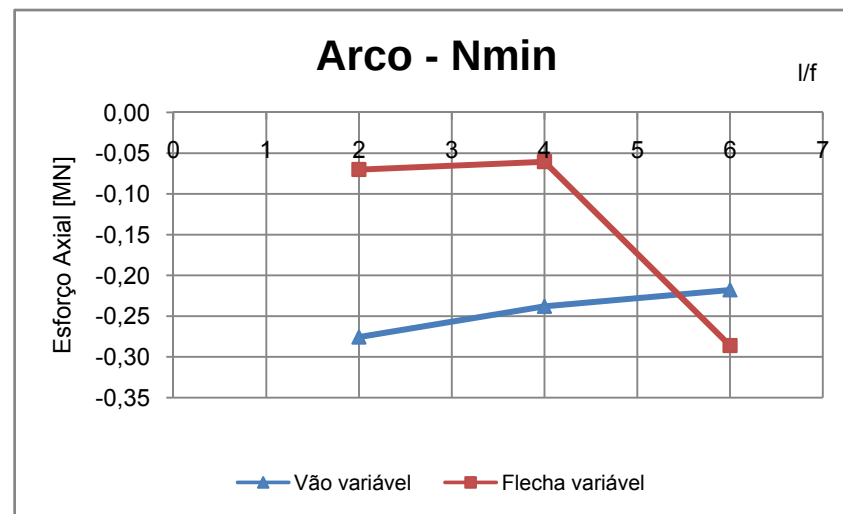


Fig. 4-109 – Esforços axiais mínimos, arco, assentamento de apoio

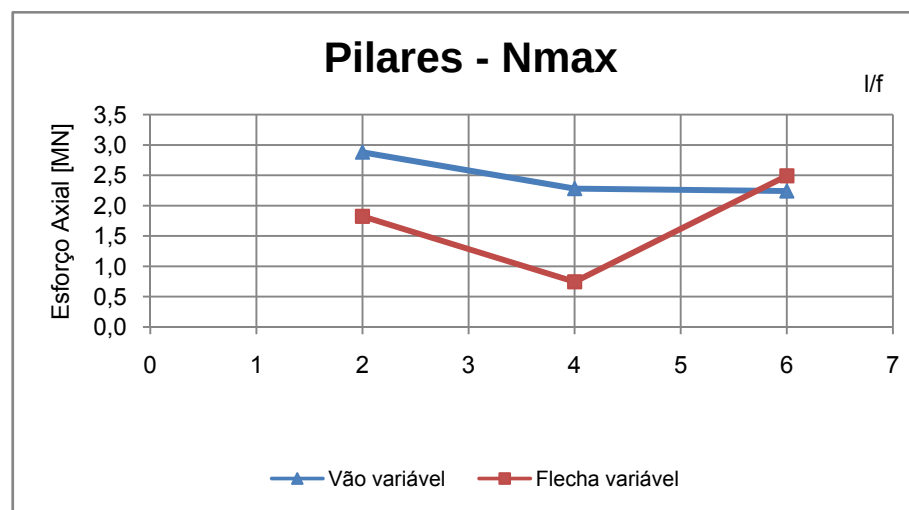


Fig. 4-108 – Esforços axiais máximos, pilares, assentamento de apoio

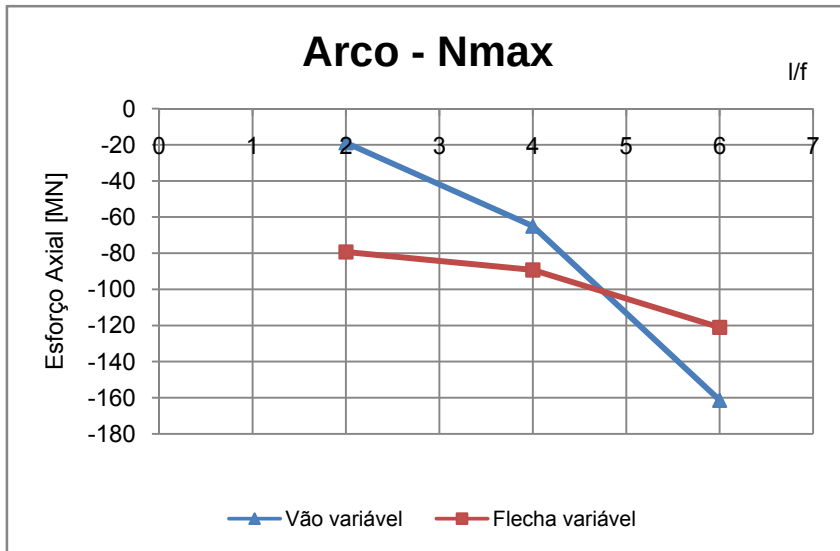


Fig. 4-112 – Esforços axiais máximos, arco, assentamento de apoio e cargas permanentes

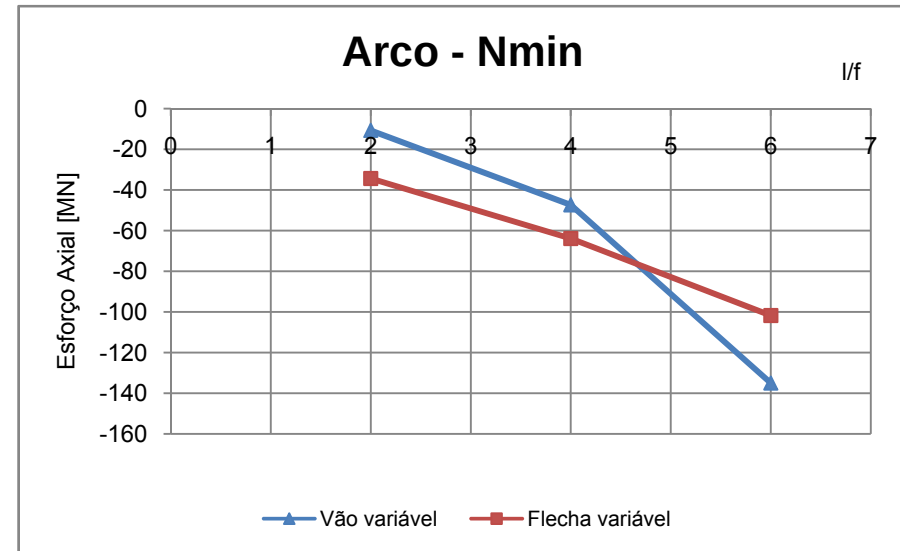


Fig. 4-113 – Esforços axiais máximos, arco, assentamento de apoio e cargas permanentes

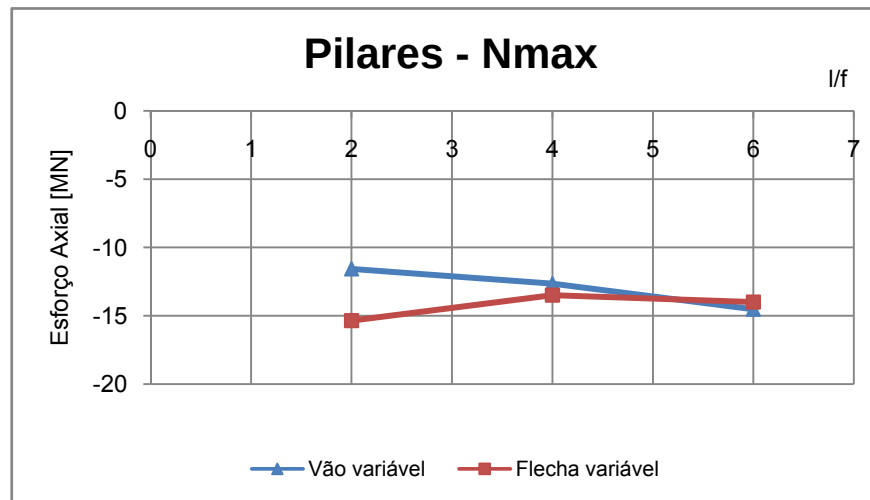


Fig. 4-111– Esforços axiais máximos, arco, assentamento de apoio e cargas permanentes

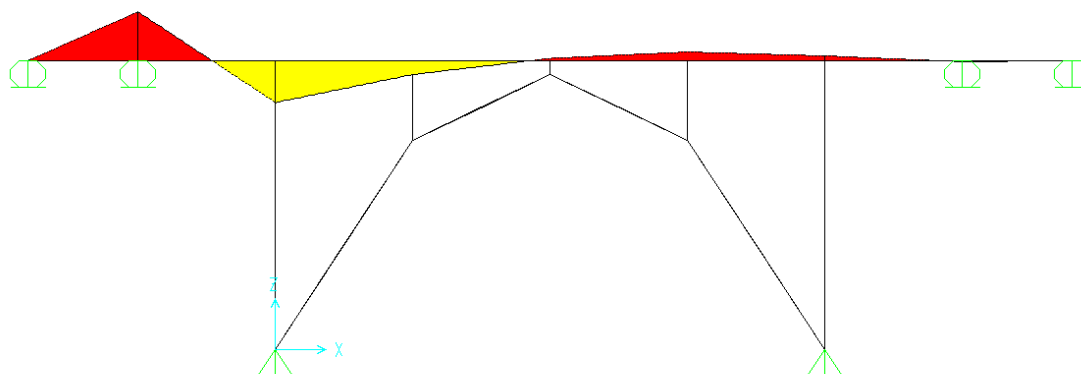


Fig. 4-114 – Arco 80 x 40, l/f 2, momentos flectores, assentamento de apoio

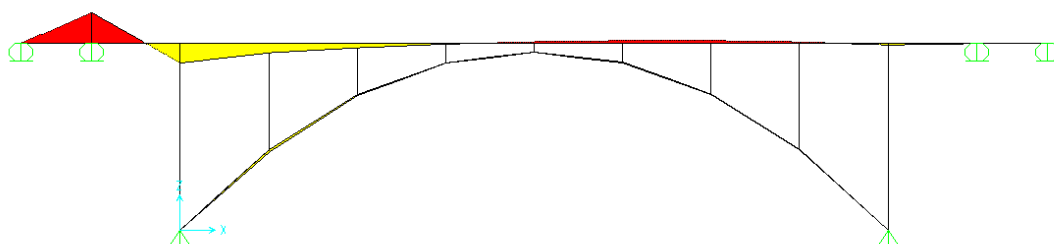


Fig. 4-115 – Arco 160 x 40, l/f 4, momentos flectores, assentamento de apoio

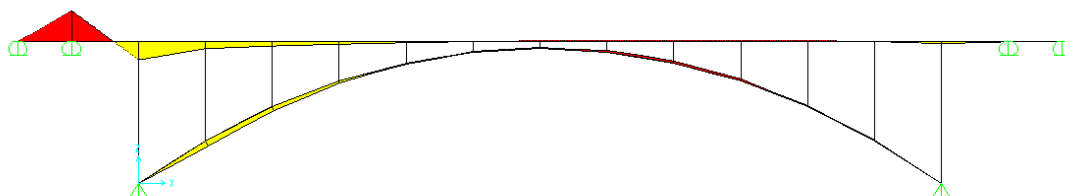


Fig. 4-116 – Arco 240 x 40, l/f 6, momentos flectores, assentamento de apoio

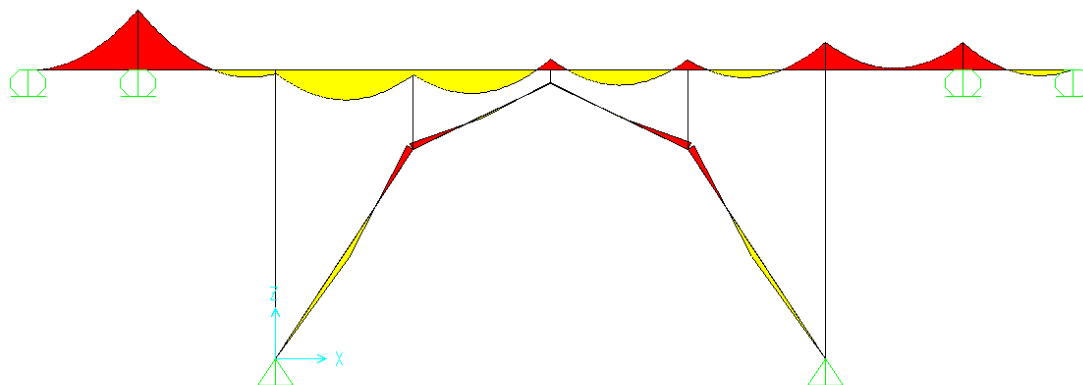


Fig. 4-117 – Arco 80 x 40, l/f 2, momentos flectores, assentamento de apoio e cargas permanentes

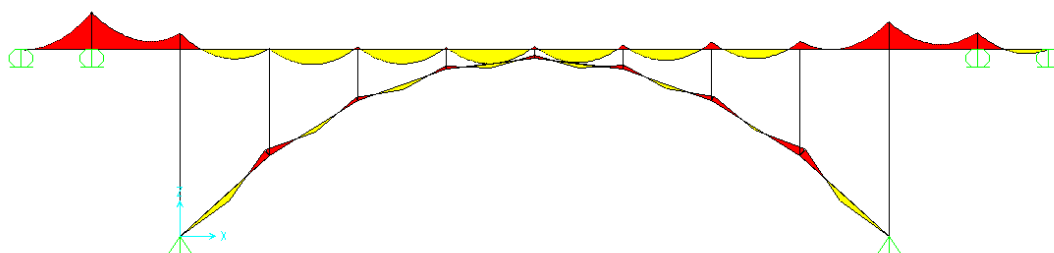


Fig. 4-119 – Arco 160 x 40, l/f 4, momentos flectores, assentamento de apoio e cargas permanentes

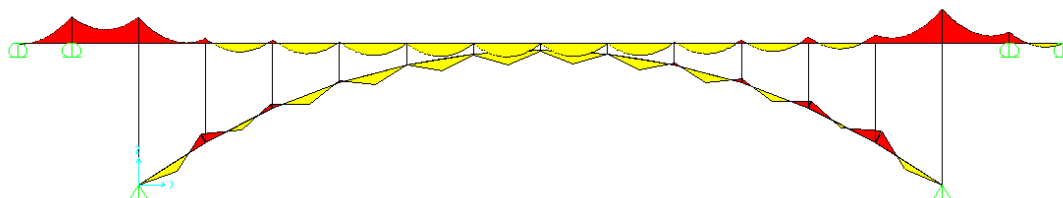


Fig. 4-118 – Arco 240 x 40, l/f 6, momentos flectores, assentamento de apoio e cargas permanentes

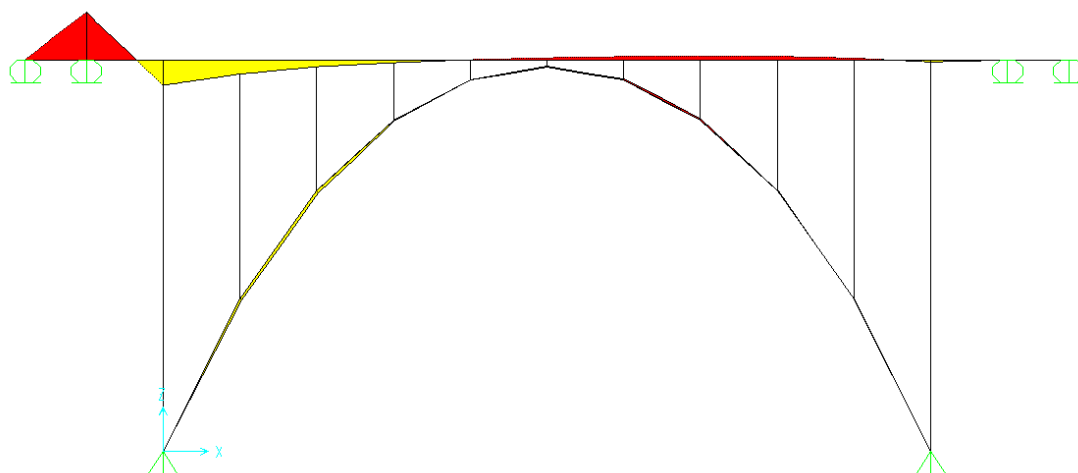


Fig. 4-121 – Arco 200 x 100, l/f 2, momentos flectores, assentamento de apoio

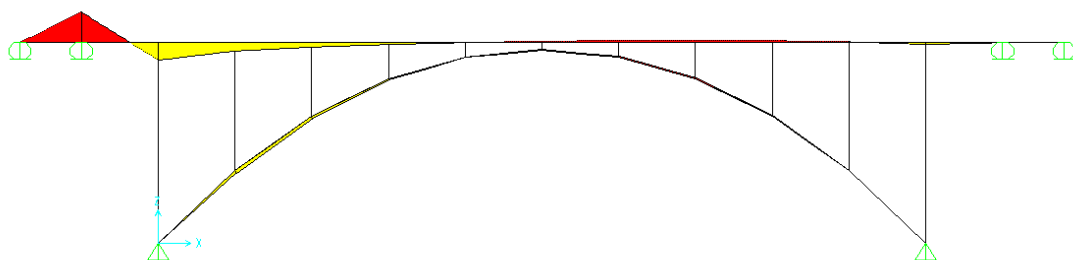


Fig. 4-122 – Arco 200 x 50, l/f 4, momentos flectores, assentamento de apoio

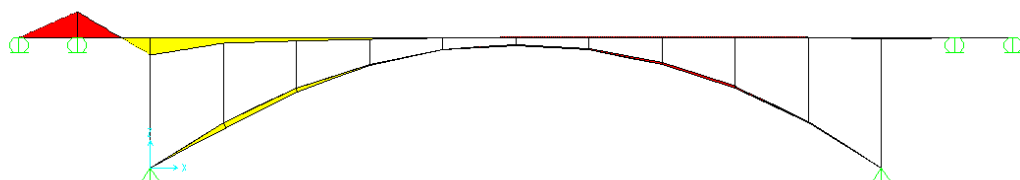


Fig. 4-120 – Arco 200 x 33, l/f 6, momentos flectores, assentamento de apoio

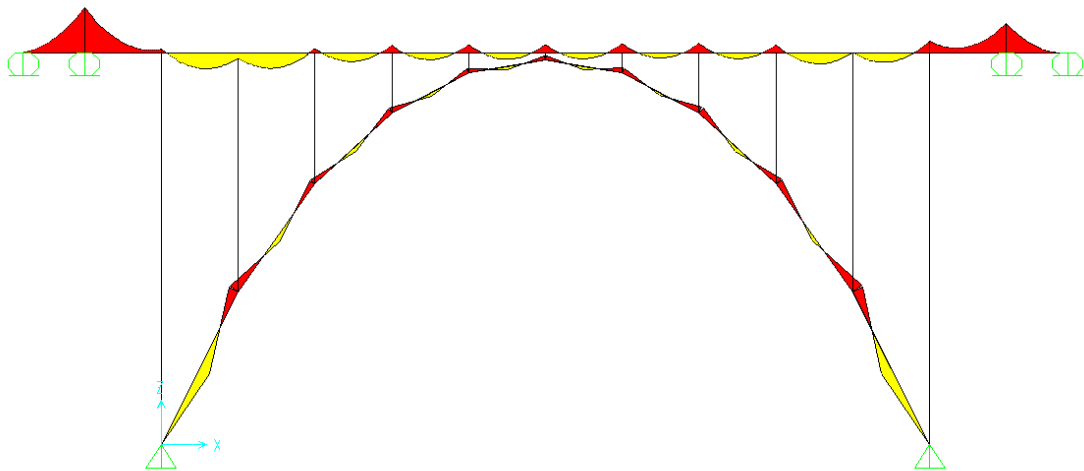


Fig. 4-123 – Arco 200 x 100, l/f 2, momentos flectores, assentamento de apoio e cargas permanentes

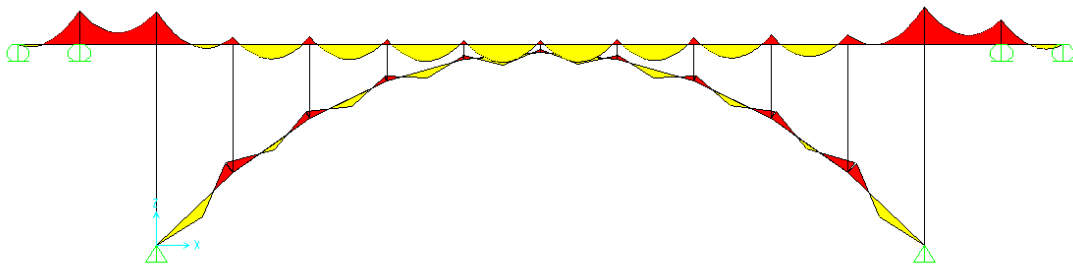


Fig. 4-125 – Arco 200 x 50, l/f 4, momentos flectores, assentamento de apoio e cargas permanentes

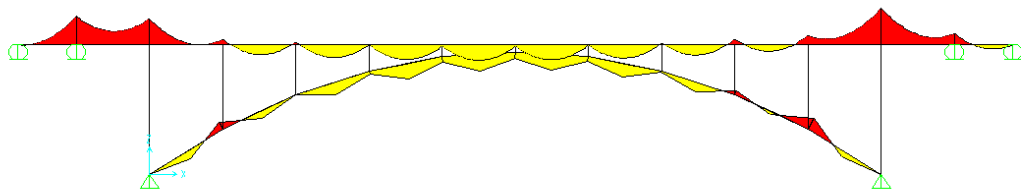


Fig. 4-124 – Arco 200 x 33, l/f 6, momentos flectores, assentamento de apoio e cargas permanentes

Em primeiro lugar, compara-se quantitativamente os valores obtidos para o assentamento de apoio, com a conjugação deste com as cargas permanentes (tabela 4-10), verificando-se de imediato que não existem quaisquer esforços axiais significativos, no arco estes são uma percentagem muito baixa, crescentemente nula até, e nos montantes gera-se tracção em pequena quantidade, ou seja, não só é o oposto do já instalado, logo benéfico, como demonstram valores baixos, não se revelando importantes.

Para os momentos flectores, estes valores já assumem quantias consideráveis. No entanto, após correlacionar esta informação com a posição destes valores, isto é, observando as figuras 4-114 a 4-124, verifica-se que o seu posicionamento é antagónico à posição dos picos de esforços quando analisado o peso próprio, ou seja, os picos continuam relativamente os mesmos, pois como o assentamento solicita maioritariamente uma metade da estrutura, a outra metade apresenta-se aproximadamente igual, tal como ilustrado pelo desenrolar dos diagramas de momentos flectores.

Mais uma vez, a secção mais solicitada para este tipo de esforços é o apoio lateral do tabuleiro onde se registam os seguintes valores:

Tabela 4-11 – Esforços no apoio, assentamento de apoio

			Apoio
			M-
I/f	Vão	Flecha	MN.m
2	80	40	-23,7
4	160	40	-23,3
6	240	40	-23,1
2	200	100	-20,5
4	200	50	-7,9
6	200	33	-23,6
Assentamento de apoio + Peso Próprio			
2	80	40	-44
4	160	40	-42
6	240	40	-40
2	200	100	-59
4	200	50	-30
6	200	33	-39

Verifica-se, portanto, que para uma flecha semelhante, o arco solicita este apoio de modo semelhante, sendo o máximo positivo registado sobre o primeiro montante amenizado pelo aumento do vão. Dado que existe um ponto de inflexão na deformada, sensivelmente a meio vão, logo toda a parte positiva se espalha por metade do vão. Consequentemente, quanto maior o vão, menor o valor deste momento.

O valor do pico negativo é tanto ou mais influente quanto for este valor para o carregamento permanente, ou seja, quando o primeiro montante apresenta grande deformabilidade, o tabuleiro “pendura-se” neste apoio, duplicando o valor; quando a deformabilidade é alta, o tabuleiro “pendura-se” sobre este montante, surgindo um equilíbrio progressivo entre este ponto e o apoio à medida que o abatimento cresce.

5

CONCLUSÕES E DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

5.1. CONCLUSÕES

No âmbito da presente dissertação pretendeu-se quantificar, o mais correctamente possível, as consequências das variações de vão e flecha em pontes em arco. No ponto de partida deste presente trabalho, apenas existiam em mente umas linhas gerais do que seria previsível encontrar, linhas essas, aliás, de aprovação geral na literatura sobre o assunto.

Estudados diversos modelos, com diferentes casos de carga, foi possível identificar alguns fenómenos, que não só permitiram isolar algumas causas como consequências.

Em primeiro plano, surgem os resultados do caso de carga principal de pontes em arco, cargas permanentes, que deixaram bem explícito que um arco se agrava, acima de tudo, com o seu abatimento; por outro lado, um aumento de vão implica um agravamento superior a uma diminuição de flecha, fenómeno que se fica a dever à percentagem de aumento da estrutura provocada pelo aumento de vão.

Em seguida, a cuidadosa análise dos diversos dados recolhidos evidenciou a relevância de diversas causas, onde se destaca a não aplicação de uma contra-flecha ao arco de modo a que o seu peso o leve a tomar a posição óptima, anti-funicular. Ficou ainda patente a importância do controlo da rigidez acentuada num nó, quando presente um montante que descarrega directamente no apoio.

Estas causas revelaram-se, contudo, passíveis de controlo por um adequado processo construtivo, evidenciando-se, assim, a importância deste na optimização de uma estrutura, particularmente para abatimentos elevados.

Evidente ficou também a importância da relação de rigidez entre o arco e o tabuleiro, a qual é responsável por grande parte do funcionamento estrutural, sendo uma importante ferramenta quando se pretende ajustar uma ponte em arco a um sítio específico, isto é, não apenas existe uma melhor solução em termos de relação vão/flecha, mas também em termos de rigidez tabuleiro/arco.

O autor tentou ainda estudar de entre os possíveis casos de sobrecarga, aqueles que mais significado teriam, bem como as suas respectivas consequências. Embora se tenha percebido que a estrutura

por si já resolvia grande parte destes, dado que o seu grau de hiperestaticidade é baixo, mesmo assim foi possível apontar o caminho para outras estruturas.

Os fenómenos de retracção, fluência e assentamento de apoio revelaram-se pouco significativos, ainda que simultaneamente demonstrando que podem ter uma palavra a dizer quanto ao resultado final.

Por sua vez um carregamento anti-simétrico acentuou a importância do montante que descarrega sobre o arco, assim como da rigidez relativa entre arco e tabuleiro. Curiosamente este fenómeno apresentou-se parcialmente desligado da relação vão/flecha.

Em suma, apesar de não conclusivo, este estudo, abre caminhos para determinações específicas dos vários fenómenos envolvidos num arco, ficando bem patente que apenas o estudo isolado de cada um, permite uma conclusão global das relações vão/flecha. Simultaneamente, verifica-se que a gama de relações vão/flecha 4 a 6 responde com esforços de resolução pacífica, com dimensões medianas.

5.2. DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

Realizado o presente estudo, surgiram não só diversas ideias de desenvolvimento como algumas questões a merecer atenção, que o autor entende pertinente salientar.

Logo à partida, o cruzamento deste modelo com um processo construtivo adequado ao abatimento do arco que permita a optimização da estrutura e, assim, possibilite uma comparação mais eficaz entre diferentes relações vão/flecha, aproximando o máximo possível a posição do arco à posição anti-funicular, através da introdução de contra-flechas, e posicionando o tabuleiro de acordo com a deformada existente, sem admitir que o tabuleiro sofra o deslocamento total do arco. Dado que este é colocado posteriormente, esse objectivo seria quase obrigatório na continuação deste estudo.

Noutra fase, seria interessante repetir o mesmo estudo, mas para arcos bi-encastados, dando maior importância aos casos de sobrecarga do que seria dado ao caso bi-articulado, dado que se aproximariam os resultados às soluções mais correntes de pontes em arco, consequentemente, mais úteis a nível prático.

Com ambos estudos realizados, seria possível concluir mais facilmente a importância de um erro introduzido nesta dissertação, que foi a construção de troços rectos do arco entre montantes, permitindo a conclusão daqui resultante justificar o acréscimo de dificuldade construtiva para arcos curvilíneos face ao ganho de desempenho estrutural.

Embora resultasse possivelmente num estudo paralelo, a relação rigidez arco/tabuleiro revelou-se importante para relações vão/flecha altas. Assim sendo, o estudo de diversas soluções de rigidez, arco dominante, tabuleiro dominante, etc., seriam pertinentes, procurando, assim, avaliar a adequação da rigidez dos elementos ao abatimento do arco.

Como finalização, seria ainda sugerido o interesse de um estudo económico das diversas soluções, que permitisse um uso de mercado desse estudo.

BIBLIOGRAFIA

Manterola Armisen, Javier (2000), *Puentes: apuntes para su diseño, cálculo y construcción*, Colegio de Ingenieros de caminos, canales y puertos

Fernandez Troyano, Leonardo (2004), *Tierra sobre el agua: visión histórica universal de los puentes*, Colegio de Ingenieros de Caminos Canales y Puertos, Madrid

Costa, Pedro Miguel Quintela Marques da (2007), *Análise da construção e do comportamento duma ponte de pedra*, Dissertação de mestrado, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto

Favre, R., de Castro San Román, J.(2001), *The arch: enduring and endearing*, Structural concrete 2001, 2, No.4

Menn, Christian, *Prestressed concrete bridges*, Birkhauser Verlag, Basel

Franco e Abreu, António (1953), *Evolução na construção de pontes na obra da J.A.E.*, Ministério das Obras Públicas

Sinopoli, Anna (1998), *Arch bridges: history, analysis, assessment, maintenance and repair: proceedings*, A. Balkema, Rotterdam

Regulamento de estruturas de betão armado e pré-esforçado (1980), LNEC, Lisboa

Regulamento de segurança e acções para estruturas de edifícios e pontes (2000), Porto Editora, Porto

Eurocódigo2: projecto de estruturas de betão (2000), Monte da Caparica