

Métodos Construtivos de Pontes

Diogo de Vasconcelos Marinho

Dissertação para obtenção de Grau de Mestre em
Engenharia Civil – Ramo de Construções

Orientador: Professor José Carlos de Almeida Gouveia Lello

ISEP – 17 de Outubro de 2012

“Sem dúvida que em muitos aspectos a história da construção de pontes é a história da civilização. Através dela podemos medir uma parte importante do progresso de um povo.”

Franklin D. Roosevelt

AGRADECIMENTOS

Com a realização desta dissertação agradeço a todos os que me apoiaram na sua realização.

Ao Professor José Carlos de Almeida Gouveia Lello, agradeço a sua disponibilidade, as sugestões para a melhor realização da dissertação e esclarecimento de dúvidas.

Ao Professor José Oliveira Pedro do Instituto Superior Técnico pela sua disponibilidade para facultar documentos.

RESUMO

Para a construção de uma estrutura há diversos factores que influenciam a sua concepção, tais como o vão, a topografia do local, acessibilidades, os possíveis acidentes do terreno, como cursos de água ou a sua função. É de ressaltar ainda que o enquadramento paisagístico cada vez mais é tido em conta, embora não seja determinante para a sua função ou dimensionamento.

Na construção de pontes existe uma grande variedade de métodos construtivos a usar variando estes com a dimensão da obra ou com a disponibilidade de equipamento por parte do empreiteiro. Cada vez mais deverá ser bem analisado o sistema a usar, uma vez que o custo do processo construtivo constitui uma percentagem elevada do valor final da obra, podendo ser reduzidos os custos pela escolha acertada do método.

Com a presente dissertação pretende-se analisar os diferentes métodos construtivos existentes no mercado, sendo estes distinguidos entre sistemas com aplicação de pré-fabricação ou com betonagem in-situ, e ainda o processo a usar em função do vão a vencer.

PALAVRAS-CHAVE: Métodos Construtivos, Pontes, Pré-Fabricação, Betonagem In-Situ

ABSTRACT

To build a bridge there are several factors influencing the design, such as the total length, the local topography, accessibility, possible terrain features such as water courses or its function. It must be pointed out that even the landscaping is increasingly being taken into account, although it is not critical for its function or design.

In bridge construction, a wide variety of construction methods can be used, depending its choice on the dimension of the work or on the contractor's equipment availability. More and more, the system to be used must be analysed, once that this project stage constitutes a high percentage of the final project cost, which can be reduced by choosing the right method.

It is the aim of this dissertation to analyse the different construction methods available in the market, these being distinguished between prefabricated systems and in situ concreting, and also the process to use according to the span.

KEYWORDS: Constructive Methods, Bridges, Prefabrication, In situ Concreting

AVANT PROPOS

Pour construire une structure il y a plusieurs facteurs qui peuvent influencer sa conception, comme la longueur, la topographie locale, les accessibilités, les éventuelles caractéristiques du terrain, tels que les cours d'eau ou sa fonction. Il faut aussi souligner que l'aménagement paysager est de plus en plus pris en compte, même s'il n'est pas déterminant pour sa fonction ou son dimensionnement.

Pour la construction de ponts, il y a une grande diversité de méthodes qui peuvent être utilisées, tenant en compte la dimension de la construction ou la disponibilité de l'équipement de l'entrepreneur. De plus en plus, les moyens utilisés doivent être bien analysés, du fait que cette partie de la construction constitue un pourcentage élevé de la valeur finale de l'ouvrage, pouvant les coûts être réduits par le bon choix de la méthode.

Avec cette dissertation, on prétend analyser les différentes méthodes de construction qui existent sur le marché, qui se distinguent entre les systèmes pré-fabriqués ou avec du béton coulé sur place, et aussi le procédé à utiliser selon la longueur à vaincre.

MOTS CLÉ: Méthodes Constructives, Ponts, Pré-production, Le bétonnage coulé sur place

ÍNDICE GERAL

1. Introdução.....	1
1.1. Objectivos e Justificações.....	1
1.2. Estrutura da Dissertação.....	2
2. Estado da Arte	3
2.1. Introdução	3
2.2. Pontes Romanas	5
2.3. Pontes da Idade Média.....	6
2.4. Pontes Renascentistas	7
2.4.1. Pontes com Arco em Pedra	7
2.4.2. Pontes de Madeira em Treliça.....	9
2.5. A Revolução Industrial.....	11
2.5.1. Ferro.....	11
2.5.2. Pontes ferroviárias.....	12
2.6. Pontes Suspensas	15
2.7. Os Nossos dias.....	22
2.7.1. Betão Armado	22
2.7.2. Betão Pré-Esforçado	26
2.7.3. Alumínio.....	32
3. A Escolha do Processo Construtivo.....	35
3.1. Introdução	35
3.2. Obras de Arte Correntes	35
3.2.1. Métodos Construtivos com Pré-Fabricação.....	36
3.2.2. Cimbres ao Solo	36
3.2.3. Mistas.....	36
3.3. Obras de Arte Especiais	37
3.3.1. Métodos Construtivos com Pré-Fabricação.....	37
3.3.2. Avanços Sucessivos.....	37
3.3.3. Lançamento Incremental	37
3.3.4. Viga de Lançamento ou Cimbra Auto-Lançável.....	38
3.3.5. Pré-Esforço Orgânico.....	38
3.3.6. Cimbra ao solo.....	38
4. A Aplicação da Pré-Fabricação.....	41
4.1. Introdução	41
4.2. Aduelas Pré-Fabricadas	47
4.2.1. Construção por aduelas pré-fabricadas tramo a tramo.....	48
4.2.2. Construção com aduelas pré-fabricadas por avanço sucessivos.....	50

4.2.3. Construção com aduelas pré-fabricadas com tirantes	52
4.3. Pré-Fabricação das aduelas	55
4.4. Juntas de ligação entre aduelas	56
4.4.1. Juntas de primeira geração	56
4.4.2. Juntas de segunda geração	57
4.5. Sistema de pré-esforço longitudinal	60
5. Processos Construtivos de Obras de Arte Correntes	63
5.1. Passagens superiores	63
5.2. Passagens inferiores	64
5.3. Passagens hidráulicas	66
5.4. Cimbres ao Solo	69
5.5. Estruturas Mistas	74
6. Processos Construtivos de Obras de Arte Especiais	79
6.1. Avanços Sucessivos	79
6.1.1. Vantagens da construção por avanços sucessivos	84
6.1.2. Construção simétrica e assimétrica	85
6.1.3. Betonagem “In-Situ” vs Pré-Fabricação	86
6.2. Lançamento Incremental	86
6.2.1. Nariz Metálico	92
6.2.2. Dispositivos de Escorregamento e Translação	93
6.2.3. Ciclo de Construção	95
6.3. Viga de Lançamento ou Cimbra Autolanzável	96
6.3.1. Vantagens da Viga de Lançamento	97
6.3.2. Vigas de Lançamento Superior	98
6.3.3. Vigas de Lançamento Inferior	99
6.3.4. Vigas de Lançamento de Assemblagem	100
6.4. Pré-Esforço Orgânico	101
6.5. Estaiadas	104
6.6. Suspensas	109
7. Possíveis Causas da Queda de uma Estrutura	115
7.1. Falha durante a construção	116
7.2. Falha em serviço sem acções externas	123
7.3. Falha devido ao impacto de navios	125
7.4. Falha devido ao impacto de tráfego sob a ponte	127
7.5. Falha devido ao impacto de tráfego na ponte	128
7.6. Falha devido a inundações, gelo e furacões	129
7.7. Falha devido a incêndios ou explosões	131
7.8. Falha devido a actividade sísmica	133

7.9. Falha do cembre	134
8. Considerações Finais	141
9. Bibliografia	144

ÍNDICE FIGURAS

Figura 1 – Ponte Fabricius em Roma, Itália.....	5
Figura 2 – Ponte com arco ogival.....	6
Figura 3 – Antiga ponte de Londres.....	7
Figura 4 – Ponte Santa Trinitá em Florença, Itália.....	8
Figura 5 – Ponte Rialto em Veneza, Itália.....	8
Figura 6 - Ponte de la Concorde em Paris, França.....	9
Figura 7 – Desenho de ponte em treliça.....	10
Figura 8 – Lattice Truss, Minnesota.....	10
Figura 9 – Coadbrokdale, Inglaterra.....	11
Figura 10 – Ponte Britannia, País de Gales.....	12
Figura 11 – Ponte Royal Albert, Reino Unido.....	13
Figura 12 - Viaduto de Rouzat, França.....	14
Figura 13 – Apoios do viaduto de Rouzat.....	14
Figura 14 – Ponte Maria Pia no Porto, Portugal.....	15
Figura 15 – Viaduto Gabarit, França.....	15
Figura 16 – Exemplo de uma Ponte Suspensa.....	16
Figura 17 – Ponte Hell Gate em Nova Iorque, Estados Unidos da América.....	17
Figura 18 – Ponte Eads, EUA.....	17
Figura 19 – Ponte Forth, Escócia.....	18
Figura 20 – Ponte Williamsburg, EUA.....	19
Figura 21 – Ponte de Manhattan, EUA.....	20
Figura 22 – Ponte Ambassador em Detroit, EUA.....	21
Figura 23 – Ponte Vienne River, França.....	22
Figura 24 – Ponte Vauvray, França.....	23
Figura 25 – Ponte Plougastel em Brest, França.....	24
Figura 26 – Ponte Zuoz, Suíça.....	24
Figura 27 - Ponte Salginatobel em Schiers, Suíça.....	25
Figura 28 – Ponte Schwandbach, Suíça.....	26
Figura 29 – Ponte La Veudre, França.....	26
Figura 30 – Ponte Luzancy, França.....	27
Figura 31 – Ponte Walnut Lane, EUA.....	28
Figura 32 – Ponte Bendorf, Alemanha.....	28
Figura 33 – Ponte Mangfall em Munique, Alemanha.....	29
Figura 34 – Ponte Reichenau, Alemanha.....	30
Figura 35 – Ponte Ganger.....	30
Figura 36 – Passagem em alumínio.....	33
Figura 37 – Gráfico do método construtivo em função do vão.....	39

Figura 38 – Vigas tipo pré-fabricadas	42
Figura 39 – Vigas pré-fabricadas	42
Figura 40 – Viga em caixão	43
Figura 41 – Pilares de vigas de uma ponte pré-fabricados.....	43
Figura 42 – Solução de escoras pré-fabricadas	44
Figura 43 – Corte de uma ponte com vigas em I e outra com viga caixão	45
Figura 44 – Vista em planta do Viaduto da Praça do Relógio	45
Figura 45 – Vista do Viaduto da Praça do Relógio	46
Figura 46 – Solução de vigas em I usada na auto-estrada da Beira Interior.....	46
Figura 47 - Solução de vigas em I usada na auto-estrada da Beira Interior	47
Figura 48 – Lançadeira para colocação das aduelas pré-fabricadas	48
Figura 49 – Guindaste para colocação das aduelas pré-fabricadas.....	49
Figura 50 – Colocação das aduelas pré-fabricadas sobre o cimbri.....	49
Figura 51 – Colocação de aduelas na posição final com auxílio de gruas.....	50
Figura 52 - Colocação de aduelas na posição final com auxílio de guinchos de elevação	51
Figura 53 - Colocação de aduelas na posição final com auxílio de uma lançadeira de aduelas	51
Figura 54 – Colocação de tirantes com auxílio de torres provisórias	52
Figura 55 - Ponte Sunshine Skyway em construção, EUA	53
Figura 56 - Ponte Sunshine Skyway, EUA	54
Figura 57 – Ponte Europa, Coimbra.....	54
Figura 58 - Estaleiro de aduelas pré-fabricadas	55
Figura 59 - Chave de ligação entre aduelas	56
Figura 60 - Comparação entre o sistema de primeira geração e de segunda geração.....	57
Figura 61 - Ponte Saint-Andre-de-Cubzac, França.....	58
Figura 62 - Bangkok Second Stage Expressway.....	59
Figura 63 - Pré-esforço exterior	61
Figura 64 – Vigas pré-fabricadas em I e em U.....	64
Figura 65 – Passagem superior de peões	64
Figura 66 – Passagem inferior de peões	65
Figura 67 – Passagem inferior de veículos	65
Figura 68 – Box-Culvert	66
Figura 69 – Duas peças em U, Box Culvert.....	67
Figura 70 – Aplicação do Box-Culvert.....	67
Figura 71 – Esquema do sistema Matière	68
Figura 72 – Aplicação do sistema Matière	68
Figura 73 – Sistema Matière.....	68
Figura 74 – Solução de cimbri ao solo.....	70
Figura 75 – Prumos	71
Figura 76 – Sistema de cimbri.....	71

Figura 77 – Cimbres modular.....	71
Figura 78 – Queda de um cimbres	72
Figura 79 – Acção do vento (a azul) numa estrutura (a vermelho).....	73
Figura 80 – Comparação entre uma estrutura mista e não mista.....	74
Figura 81 – Pormenor da ligação entre as vigas metálicas e o tabuleiro de betão	75
Figura 82 – Conectores tipo “Stud”	75
Figura 83 – Estrutura mista	77
Figura 84 – Estação do Metro – Parque da Maia	77
Figura 85 – Pormenor da estrutura	78
Figura 86 – Funcionamento do método de avanços sucessivos	79
Figura 87 – Ponte do Freixo, Porto.....	81
Figura 88 – Ponte sobre o rio Guadiana, Castro Marim.....	81
Figura 89 – Ponte sobre o Rio Arade, Portimão.....	82
Figura 90 – Avanços Sucessivos em viga	83
Figura 91 – Avanços Sucessivos em estrutura porticada	83
Figura 92 – Avanços Sucessivos em arco	84
Figura 93 – Avanços Sucessivos com tirantes	84
Figura 94 – Acções actuantes na estrutura	85
Figura 95 – Sistema de lançamento incremental.....	87
Figura 96 – Secção de uma viga em caixão.....	89
Figura 97 – Pormenor do apoio da viga no pilar	90
Figura 98 – Diagrama de momentos durante o lançamento da viga.....	91
Figura 99 – Nariz metálico.....	92
Figura 100 – Funcionamento do sistema de lançamento incremental	94
Figura 101 - Construção da ponte sobre o rio Águeda.....	96
Figura 102 – Viga de lançamento	97
Figura 103 – Viga de lançamento superior.....	99
Figura 104 – Viga de lançamento inferior	99
Figura 105 – Viga de lançamento de assemblagem	100
Figura 106 – Funcionamento do sistema de pré-esforço orgânico	101
Figura 107 – Exemplo de estrutura construída com sistema OPS	102
Figura 108 – Ponte na Eslováquia com sistema de pré-esforço orgânico	103
Figura 109 – Tipo de disposição dos cabos	104
Figura 110 – Distribuição de tensões na estrutura.....	105
Figura 111 – Processo construtivo das pontes atirantadas	106
Figura 112 – Construção da ponte Salgueiro Maia, Santarém	107
Figura 113 – Ponte Salgueiro Maia, Santarém.....	107
Figura 114 – Ponte atirantada.....	108
Figura 115 – Ponte Vasco da Gama, Lisboa.....	108

Figura 116 – Ponte do Guadiana	109
Figura 117 – Pormenor da Ponte do Guadiana	109
Figura 118 – Ponte suspensa.....	109
Figura 119 – Ponte de Brooklyn, EUA	111
Figura 120 – Ponte Golden Gate, EUA	111
Figura 121 – Construção da ponte 25 de Abril, Lisboa.....	112
Figura 122 – Ponte 25 de Abril, Lisboa	112
Figura 123 – Pilares de apoio da ponte D. Maria II	113
Figura 124 – Ponte D. Maria II	113
Figura 125 – Queda da estrutura em treliça da Ponte sobre o rio St. Lawrence	116
Figura 126 – Ponte rodoviária Lauterbach com falha nas vigas inferiores.....	117
Figura 127 – Esquema estrutural da ponte rodoviária Lauterbach.....	118
Figura 128 – Viga metálica em caixão	119
Figura 129 – 4ª Ponte sobre o Danúbio após ocorrer a falha.....	120
Figura 130 – Colapso da Ponte Cleddau.....	120
Figura 131 – Queda das consolas do Viaduto Cannavino	121
Figura 132 – Ponte Valagin depois do colapso.....	122
Figura 133 – Rotura frágil de uma viga metálica	124
Figura 134 – Estrutura da Silver Bridge.....	124
Figura 135 – Ligação dos pilares ao maciço de suporte	125
Figura 136 – Pormenor do maciço após o colapso	125
Figura 137 – Colisão de navio com ponte	126
Figura 138 – Comparação entre os dois tipos de estrutura.....	126
Figura 139 – Choque de camião com ponte	127
Figura 140 – Falha ocorrida pelo choque entre dois camiões	128
Figura 141 – Sequência da queda de uma ponte por inundação	130
Figura 142 – Queda de uma ponte por acção de um furacão.....	131
Figura 143 – Ponte Britannia antes do incêndio.....	132
Figura 144 – Ponte Britannia reconstruída depois do incêndio	132
Figura 145 – Queda de estrutura por acção sísmica	133
Figura 146 – Danificação de um pilar por acção sísmica	134
Figura 147 – Queda de estrutura por falha no cimbri.....	135
Figura 148 – Colapso do viaduto sobre o vale Laubach.....	136
Figura 149 – Vigas que provocaram o colapso da estrutura	137
Figura 150 – Oscilação da estrutura por ressonância.....	138
Figura 151 – Colapso da ponte Tacoma	139
Figura 152 – Ponte Volgograd em ressonância	139

1. Introdução

1.1. Objectivos e Justificações

No presente trabalho é de referir que por ponte entende-se uma obra de arte especial que faz a ligação entre dois pontos, atravessando vales ou cursos de água. Este tipo de obras de arte distingue-se das obras de arte correntes pelo vão a vencer e pelo facto de este obstáculo ser condicionante para o tipo de obra a executar.

Uma obra de arte especial é uma estrutura realizada de determinada forma, requerendo uma maior especialização em relação às obras correntes.

A dissertação de seguida apresentada tem como principal objectivo a análise dos vários métodos construtivos com vista a uma melhor selecção do método a usar em cada construção, aumentando a sua eficiência, sendo elaborada uma análise de todos os que estão disponíveis no mercado.

Para avaliar a qualidade de uma ponte são usados indicadores que analisam se os requisitos mínimos, como a funcionalidade, esquema estrutural, economia e sentido estético, são atingidos.

Neste trabalho será relacionado o sistema construtivo ideal para cada solução de forma clara, analisando os princípios básicos, tais como a segurança, prazos, custos e qualidade.

Durante a dissertação será essencialmente estudada a fase construtiva, sendo esta uma das fases críticas da construção de uma estrutura.

Em alguns casos, o projecto de uma ponte está condicionado ao método construtivo, sendo influenciado por alguns parâmetros, como o desenvolvimento da estrutura, profundidade do rio, capacidade portante do terreno, entre outros.

Com a realização deste trabalho serão necessários atingir os seguintes objectivos:

- Estudos das diversas soluções em hipótese;
- Escolha em função do vão;
- Estudo das soluções disponíveis para a realização de pequenas passagens;
- Análise das possíveis causas que levam à queda de uma estrutura.

1.2. Estrutura da Dissertação

O presente capítulo é o primeiro de nove que constituem esta dissertação, onde está representado o enquadramento do trabalho realizado.

No capítulo II será apresentado o estado da arte, onde é descrita a evolução das pontes ao longo dos anos, desde os romanos até à actualidade. Ao longo deste capítulo é feita uma breve referência aos materiais usados em cada época, assim como à classificação das pontes quanto ao seu tipo e uso.

O capítulo III destina-se à escolha do processo construtivo, onde são apresentadas as soluções disponíveis em função do vão a vencer, tornando assim a sua construção o mais económica possível.

No capítulo IV são analisados os sistemas construtivos pré-fabricados sendo feita uma análise mais aprofundada às aduelas pré-fabricadas, assim como ao seu fabrico e à aplicação do pré-esforço.

O capítulo V é destinado à análise dos processos construtivos de obras de arte correntes, onde estão incluídas as passagens superiores, inferiores e hidráulicas, sendo referidos os sistemas que podem ser aplicados neste tipo de estrutura.

No capítulo VI são abordados os métodos construtivos de obras de arte especiais.

No capítulo VII serão analisadas as possíveis causas que poderão levar à queda de uma estrutura.

No capítulo VIII apresentam-se as conclusões obtidas pela análise dos objectivos apresentados no ponto anterior, enquanto que o último capítulo se destina à bibliografia.

2. Estado da Arte

2.1. Introdução

De um modo geral, por ponte entende-se como uma via de comunicação ou canalização que permite a interligação entre pontos não acessíveis, normalmente separados por obstáculos naturais ou artificiais.

Esta palavra deriva do latim *Pons*, que por sua vez deriva do Etrusco *Pont* significando este estrada.

Estas são construídas com o intuito de permitir a passagem de pessoas, veículos ou água. No entanto, a corrente denominação de ponte aplica-se a obras que atravessam correntes de água. Se as obras atravessam vales secos designam-se por viadutos, ou no caso de atravessar outra via de comunicação chama-se passagem superior. Para a passagem de cursos de água são denominadas por aquedutos ou pontes canais.

Desde as comunidades mais primitivas que o Homem sentiu necessidade de construir pontes para procurar abrigo e comida, sendo que as primeiras foram construídas de forma natural pela queda de árvores ou grandes pedras que caíram e entalaram as margens, servindo de base para o seu futuro desenvolvimento, resultando estas de obras do acaso.

A construção de pontes atravessou diversas eras, evoluindo tanto na forma como nos materiais utilizados, devido à necessidade de estas obras serem resistentes e terem uma vida útil superior ao corrente.

Inicialmente eram construídas com simples pranchas de madeira para travessia de peões até que por volta de 2560 a. C. há referência do surgimento na Mesopotâmia e Egipto as primeiras ponte em arco, construídas em pedra.

A mais antiga que há notícia histórica, e não simples menção, está localizada na Babilónia.

Para a classificação das pontes pode admitir-se a seguinte divisão:

- Pontes de Estrada, dando passagem a uma estrada;
- Pontes de Caminho de Ferro, que dão passagem a vias férreas;
- Passarelas e Pontes de Serviço, normalmente em situações provisórias ou de pequenas cargas.

Uma ponte é constituída por duas partes fundamentais: a infraestrutura, composta pelos apoios e fundações, e a superestrutura, onde consta o tabuleiro, com arcos e vigas, aparelhos de apoio.

Por norma, a estrutura de uma ponte pode ser distinguida em dois tipos, segundo o material a usar. Quando esta é formada por um arco os materiais usados podem ser a alvenaria, metal ou betão, armado ou não, enquanto que quando a estrutura é formada por vigas ou arcos invertidos, são geralmente obras metálicas, betão armado ou madeira.

Existem diversas obras que, pela necessidade de passagem de embarcações, têm que ser móveis, como é o caso das pontes giratórias, cuja superestrutura gira em torno de um eixo vertical. Outros casos de pontes móveis são as pontes levadiças, girando em torno de um eixo horizontal fixo ou variável, e as pontes transbordadoras, em que existe uma translação horizontal.

A infraestrutura de uma ponte é constituída por vários elementos. Aos apoios extremos chama-se encontros. Os apoios intermédios sendo realizados em alvenaria ou betão armado denominam-se pilares, mas se estes forem de estrutura metálica são pegões.

O vão de uma ponte é a distância entre apoios consecutivos medidos numa linha paralela ao eixo da via, sendo este vão chamado de vão prático. Por vão teórico entende-se como a distância entre o eixo dos dois apoios referidos.

2.2. Pontes Romanas

As pontes romanas foram as primeiras pontes a ser construídas de forma resistente e duradoura, assim como com vãos de maior dimensão.

A sua resistência deve-se ao facto de na sua estrutura estar presente a pedra, mas também à sua forma.

No que diz respeito a esta, neste período foi usado o arco como a estrutura básica, sendo esta forma descrita de seguida.

O arco por norma tem uma forma semicircular, sendo no entanto usados arcos segmentados, ou seja, um arco inferior a um semicírculo.

O arco é influenciado pela antiga noção da forma ideal do círculo, onde muitas vezes é usado, sendo completado o restante semicírculo no subsolo.

Nesta altura, a vantagem do uso deste tipo de pontes foi a passagem da água por baixo da estrutura, fazendo com que esta não fosse destruída aquando de inundações, assim como a redução do peso da estrutura.

Para formar o arco são usadas pedras em forma de cunha, todas com o mesmo tamanho e forma.

Uma das mais antigas pontes romanas em arco ainda se mantém transitável na actualidade, sendo esta a Pons Fabricius localizada na cidade italiana de Roma, datada de 62 a.C.



Figura 1 – Ponte Fabricius em Roma, Itália

Os “engenheiros” romanos foram os principais a construir pontes em pedra. A parte externa destas era revestida com tijolo ou cantaria.

2.3. Pontes da Idade Média

Desde a queda do império romano que a construção de pontes diminuiu consideravelmente até ao período renascentista.

A principal característica destas pontes é o seu arco ogival, tendo este como principal função a redução do impulso horizontal nos pilares. Com o seu desenvolvimento começaram a ser construídas capelas e lojas sobre elas ou ainda torres e muralhas.



Figura 2 – Ponte com arco ogival

Nesta altura foi introduzida a ponte levadiça, sendo um tipo de ponte móvel associada a uma entrada de um castelo. Este termo é usado também para descrever diferentes tipos de pontes móveis, como pontes basculantes ou pontes que sobem para a passagem de embarcações.

A ponte mais famosa desta época é a Ponte de Londres, construída em 1209, mas que acabou por ser demolida já que a qualidade de construção irregular levava a uma necessidade frequente de reparação, embora esta tenha sobrevivido por 600 anos.



Figura 3 – Antiga ponte de Londres

2.4. Pontes Renascentistas

2.4.1. Pontes com Arco em Pedra

Durante o período renascentista foi assumido o princípio da treliça, por parte do arquitecto Andrea Palladio, anteriormente assumido em coberturas, sendo introduzido em pontes de madeira com vãos até 30 metros. Porém pontes com maiores vãos eram construídas em pedra.

Outro arquitecto italiano, Bartolommeo Ammannati, introduziu uma variante do arco ogival proveniente do período medieval, escondendo o ângulo na coroa e fazendo com que se forme uma elipse. Esta forma elíptica do arco, com uma relação entre largura e altura de 7:1, foi amplamente adoptada desde então. Uma das grande obras de Ammannati foi a Ponte de Santa Trinitá em Florença, construída em 1569, com dois arcos elípticos e que foi destruída na Segunda Guerra Mundial sendo reconstruída posteriormente com os materiais recuperados a partir do leito do rio.



Figura 4 – Ponte Santa Trinitá em Florença, Itália

Também dentro deste período existiu outra variante, projectada por António da Ponte, construindo uma ponte com dois segmentos, ornamentada e com uma extensão de 27 metros. Procedeu a um melhoramento do solo através da colocação de 6000 estacas de madeira em cada pilar sobre o qual foi colocada a alvenaria de tal forma que os encontros dos vãos se apoiam perpendicularmente à linha de impulsão do arco. Esta técnica ainda é utilizada.



Figura 5 – Ponte Rialto em Veneza, Itália

No início do século XVIII foi atingido o expoente máximo das pontes em alvenaria. Começaram a ser desenvolvidas pontes com arcos cada vez mais planos apoiados em pilares muito esbeltos, principalmente por Jean-Rudolphe Perronet, como é o caso da Pont de la Concorde datada de 1791.



Figura 6 - Ponte de la Concorde em Paris, França

2.4.2. Pontes de Madeira em Treliça

Com o auge das pontes em alvenaria começaram a surgir as pontes de madeira em treliça. Em 1755 um construtor suíço Hans Grubenmann usou treliças para suportar uma ponte de madeira coberta com vãos de 51 e 58 metros sobre o Reno, em Schaffhausen, sendo no entanto a maior parte das pontes em madeira construídas nos Estados Unidos.

Um dos melhores exemplares deste tipo de ponte foi desenvolvido por Theodore Burr tendo como base um desenho de Palladio, apresentando uma armação reforçada com um arco.

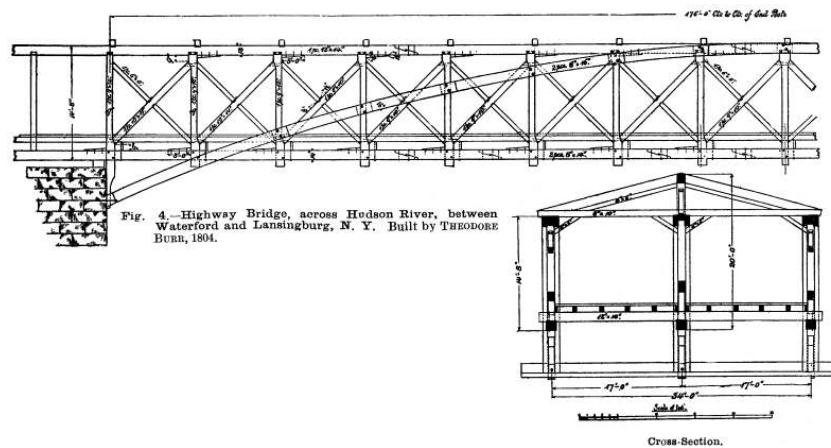


Figura 7 – Desenho de ponte em treliça

Outro projecto bem sucedido foi o “Lattice truss”, patenteado por Itiel Town em 1820, que consiste na ligação do topo e da base através de uma rede de travessas diagonais.

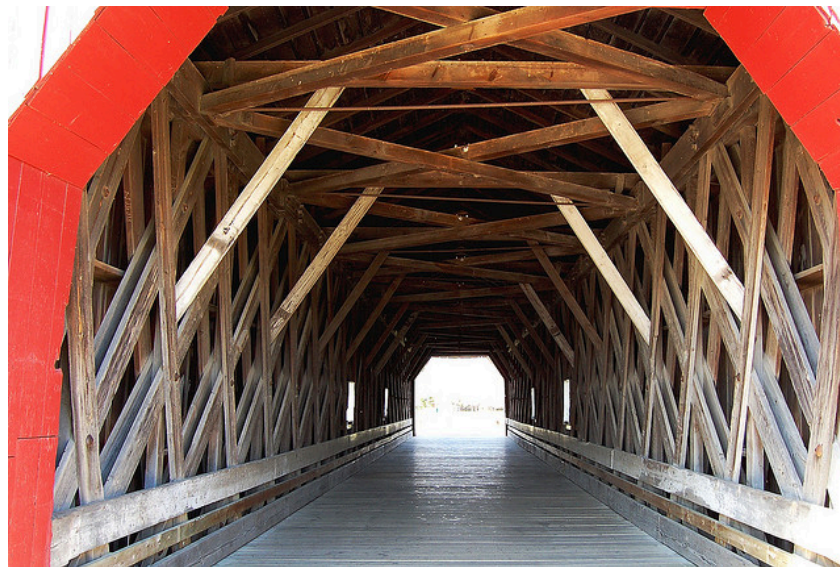


Figura 8 – Lattice Truss, Minnesota

Inicialmente as treliças foram construídas sem um conhecimento exato de como as cargas eram transferidas, sendo que o primeiro engenheiro a analisar corretamente as tensões numa treliça foi o americano Squire Whipple. Este engenheiro projetou centenas de pequenas pontes de treliças acabando por publicar as suas teorias em 1869.

Com a teoria de como as cargas são transmitidas foi possível reduzir a quantidade de material a usar.

2.5. A Revolução Industrial

Os principais materiais usados até esta altura foram a madeira e a pedra. A madeira é um material com baixa resistência tanto à compressão com à tracção, mas existe amplamente disponível e a baixo custo. Tem sido usada de forma eficaz para pequenas pontes com cargas baixas, tais como pontes pedonais. Hoje em dia são incorporadas nas pontes vigas e arcos com laminados de madeira.

Em comparação com a madeira, a pedra é altamente resistente a compressões, mas tem uma baixa resistência a tracções. A sua principal aplicação é em arcos e pilares.

2.5.1. Ferro

Durante a revolução industrial o uso da madeira e alvenaria foi substituído pelo ferro, apresentando maior resistência que a pedra e, por norma, economicamente mais viável.

A primeira ponte construída totalmente em ferro atravessou o rio Severn (Coadbrookdale, Inglaterra), sendo desenhada por Thomas Pritchard e construída por Abraham Darby em 1779. É constituída por peças de ferro fundido, formando um arco quase semicircular de 30 metros de extensão semelhante à construção em pedra, explorando assim a resistência do ferro a forças de compressão.



Figura 9 – Coadbrookdale, Inglaterra

Devido a inundações catastróficas que ocorreram na localidade onde se situava esta ponte, em 1795 foi observado que ao contrário das grandes superfícies planas das outras estruturas, esta deixava a água seguir o seu curso natural sem causar danos na estrutura. Esta foi uma das poucas estruturas que resistiu começando por isso a ser desenvolvidas pontes em ferro com mais regularidade.

2.5.2. Pontes ferroviárias

Durante o século XIX a locomotiva começou a ser um meio de transporte bastante utilizado levando a que fosse necessária a construção de novas pontes e com diversas formas condicionadas pelas cargas dinâmicas e pelo peso dos comboios. A ponte com maior importância para o sistema ferroviário foi a ponte Britannia, projectada por Robert Stephenson sobre o estremo de Menai. Concluído em 1850, este foi o primeiro projecto a empregar uma viga de caixa oca, tendo esta como função dar uma rigidez extra, tornando-se também mais fácil de construir e reduzindo o material utilizado.



Figura 10 – Ponte Britannia, País de Gales

As caixas de ferro fundido onde circulavam os comboios eram para ser inicialmente suportadas por cabos de suspensão, mas, durante a fase de construção, através de testes e estudos teóricos, estes não foram colocados, inutilizando as torres de suporte.

Na Royal Albert Bridge, construída em 1859 para fazer a travessia sobre o rio Tamar em Saltash, foi usada uma combinação de arco tubular e cabo de corrente.



Figura 11 – Ponte Royal Albert, Reino Unido

Esta ponte tem dois vãos, tendo na sua extensão total um comprimento de 136,50 metros. De entre as pontes mais importantes desta época destacavam-se as de Gustave Eiffel. Entre 1867 e 1869 Eiffel construiu quatro viadutos com viga-treliçada ao longo da linha ferroviária entre Gannat e Commentry, em França. No viaduto de Rouzat, foram usadas torres de ferro forjado pela primeira vez, por forma a aumentar a rigidez lateral para contrabalançar a influência das cargas introduzidas na estrutura pelo vento. Esta rigidez foi conseguida curvando as torres para fora na base, onde se encontram as fundações em alvenaria, resultando então na inspiração para a Torre Eiffel de Paris, construída em 1889.

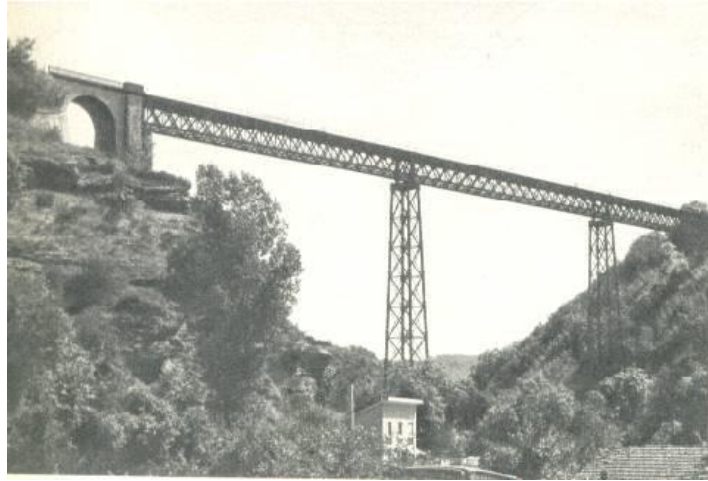


Figura 12 - Viaduto de Rouzat, França



Figura 13 – Apoios do viaduto de Rouzat

Outras duas grandes obras de Eiffel foram a ponte sobre o rio Douro, Ponte Maria Pia, e o viaduto Garabit sobre o rio Truyère em França, consideradas na altura as estruturas em arco com maior vão.

A ponte Maria Pia, construída em 1877, com um vão de 352 metros, tem um arco de 157 metros de comprimento e uma altura crescente até 42 metros na coroa. Mais uma vez, a ampla divulgação dos arcos na sua base dá uma maior rigidez lateral à estrutura. A altura a partir do nível da água é de 61 metros.



Figura 14 – Ponte Maria Pia no Porto, Portugal

Ao contrário da anterior, no viaduto Garabit o arco é separado visualmente da viga horizontal fina. O projecto articulado teve como objectivo facilitar a construção e também produzir uma imagem visual poderosa, objectivo pretendido por Eiffel.

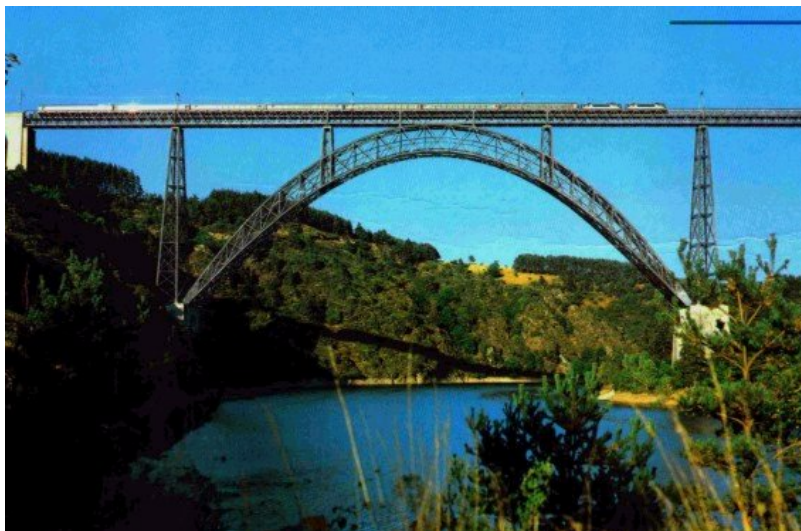


Figura 15 – Viaduto Garabit, França

2.6. Pontes Suspensas

Nos Estados Unidos, o engenheiro John Roebling fundou uma fábrica em 1841 para fazer corda de fios de ferro, que inicialmente era vendido para substituir a corda de cânhamo usada para elevar os carros nas estações de caminho de ferro na Pensilvânia. Mais tarde,

usou os cabos de aço como cabos de suspensão de pontes, desenvolvendo uma técnica para a fiação dos cabos no local, evitando assim a sua pré-fabricação, em que era necessário erguer no local. Em 1855 completou uma ponte de caminho de ferro com 246 metros de extensão sobre o rio Niagara. Não tinham sido consideradas as cargas do vento no desenvolvimento teórico, mas Roebling sentiu necessidade de evitar as oscilações verticais, acrescentando assim uma teia de fios numerosa que se estendia em várias direcções a partir do convés até ao vale atravessado e às torres de suporte.

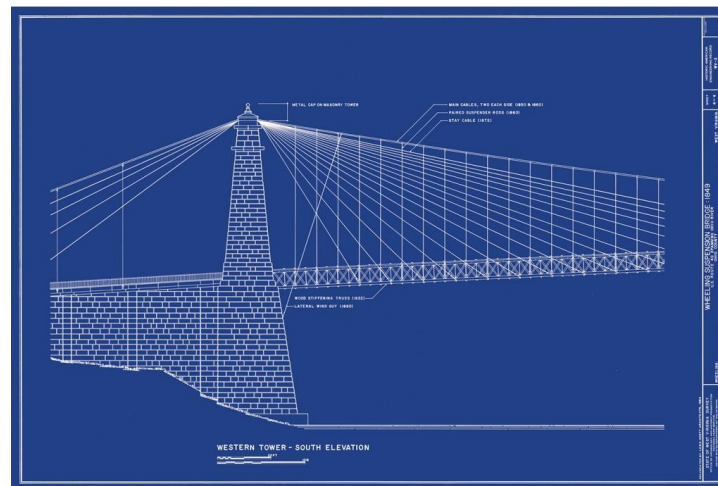


Figura 16 – Exemplo de uma Ponte Suspensa

Entre a Guerra Civil Americana e a Primeira Guerra Mundial as linhas ferroviárias atingiram o seu pico máximo em diversos locais, aumentando a necessidade de pontes que resistissem a cargas mais elevadas. Os novos processos de produção do aço deu origem a muitas pontes importantes, como é o caso da Ponte Eads sobre o rio Mississippi em St. Louis, a Ponte Forth na Escócia ou ainda a Ponte Hell Gate em Nova Iorque.



Figura 17 – Ponte Hell Gate em Nova Iorque, Estados Unidos da América

A Ponte Eads foi a primeira grande ponte construída inteiramente em aço, à exceção dos pilares. Esta ponte tem três arcos com vãos de 151 m e 156 m, para os extremos e central, respectivamente.

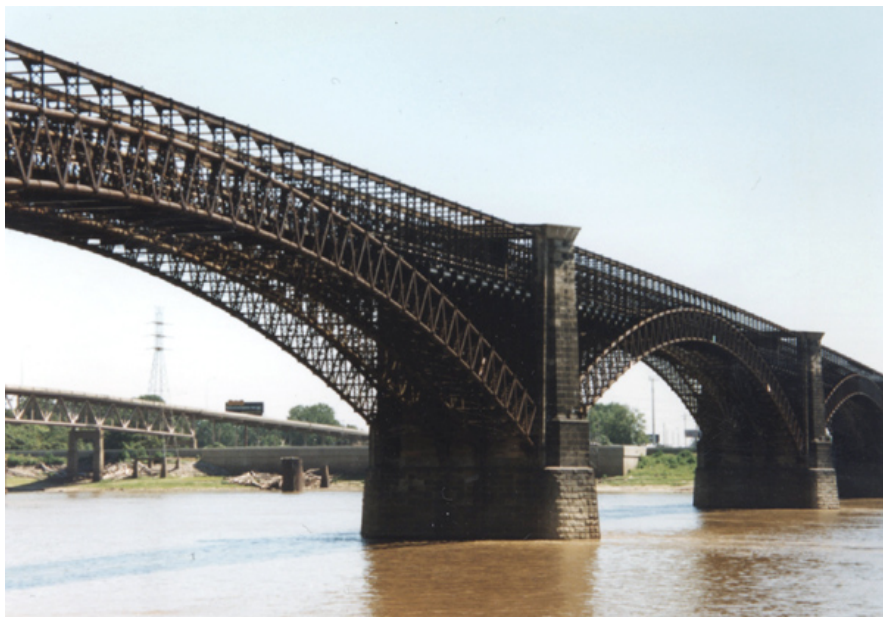


Figura 18 – Ponte Eads, EUA

Os arcos são suportados por cabos fixos nas torres temporárias, que são retirados quando os arcos se tornam auto-sustentáveis.

A ponte Forth na Escócia, desenhada por Benjamin Baker, concluída em 1890 tem dois vãos de 513 metros, tornando-a na até à data a mais longa ponte do mundo. A estrutura de aço pela qual é constituída tem uma altura de 103 metros acima dos pilares de alvenaria. Embora a sua estrutura visualmente se torne densa e maciça, é de uma leveza surpreendente.



Figura 19 – Ponte Forth, Escócia

Uma ponte com o mesmo sistema da Ponte Hell Gate é a Ponte Bayonne, situada em Staten Island. Embora seja mais longa que a primeira tem um peso inferior. Para o vão principal da Hell Gate foram necessários 39 milhões de Kg de aço, enquanto que para a Ponte Bayonne apenas foram 17 milhões de Kg. Este deve-se ao facto de as cargas variáveis serem mais baixas. A Hell Gate foi dimensionada para um comboio com 36 toneladas por metro de comprimento de ponte enquanto para a Beyonne a carga automóvel é de 10 toneladas por metro de comprimento da estrutura.

Em 1869 deu-se o início da construção da ponte de Brooklyn, tendo sido superados muitos obstáculos através da colocação de caixotes pneumáticos enormes, em que o ar comprimido era bombeado de forma a que os trabalhadores conseguissem realizar o trabalho a seco. Embora a solução anterior fosse de grande importância, a mais importante foram os fios de aço usados para os cabos. Cada fio foi galvanizado para proteger contra a corrosão e foram construídos 4 cabos com quase 40 cm de diâmetro. A construção dos 479 metros de extensão da ponte foi concluída em 1883 depois de atravessar muitas dificuldades políticas e pelo menos 27 acidentes fatais. Foi de tal forma importante a construção desta ponte que em 24 horas cerca de 250 mil pessoas fizeram a sua travessia.

Nos fins do século XIX, como a passagem sobre o rio East, de Manhattan para Brooklyn, estava cada vez mais movimentada foi necessária o planeamento da construção a longo prazo de mais duas pontes, a ponte Williamsburg e a ponte de Manhattan.

A ponte Williamsburg, com uma extensão superior a 480 metros, foi projectada por Buck LL, tornando-se na mais longa ponte suspensa por cabos após a sua construção em 1903.



Figura 20 – Ponte Williamsburg, EUA

A sua estrutura longitudinal é uma treliça volumosa com uma profundidade de 12 metros sendo as duas torres construídas em aço.

A ponte de Manhattan por sua vez tem uma extensão de 441 metros, tendo os seus pilares uma expansão lateral na base em que são fixos.



Figura 21 – Ponte de Manhattan, EUA

A principal inovação nestas pontes foi o uso da teoria da deformação, durante o seu cálculo, de como a plataforma e os cabos interagiam entre si com a acção das cargas.

A “Teoria da Deformação” foi expressa numa série de fórmulas matemáticas. O seu princípio declarou que as treliças de reforço não eram necessárias. Isto porque o peso da plataforma, cabos principais e cabos secundários por si só davam a resistência necessária à estrutura para resistir aos esforços do vento e tráfego. Por outras palavras, o vento como força aerodinâmica, era apenas um carga que poderia mover a ponte lateralmente. Com os cabos a estrutura ganhava uma rigidez acrescida, tornando-a mais leve e resistente. Esta teoria influenciou o desenho das pontes a partir desta altura levando a uma tentativa de redução da relação entre a altura da viga e o seu comprimento. Até 1930 nenhuma ponte tinha uma relação referida anteriormente superior a 1:84.

A ponte que liga Filadélfia a Camden, actualmente chamada Ponte Benjamin Franklin, é outra ponte em que foram usados fios de aço em forma de cabo, sendo esta recorde neste

sistema com 525 metros de comprimento durante 3 anos, altura em que foi construída a ponte Ambassador em 1929 apresentando um vão de 560 metros.

Devido ao elevado tráfego no rio Detroit, atravessado pela ponte Ambassador, era necessário um elevado espaço livre para a circulação de barcos.



Figura 22 – Ponte Ambassador em Detroit, EUA

O projecto da ponte Ambassador foi originalmente concebido para a utilização de fios de aço termicamente tratados para a formação de cabos. Por norma os fios eram estirados, sendo este um processo de conformação pelo qual, por tracção, se reduz a secção transversal do fio, “puxando-se” a peça através de uma ferramenta própria denominada feira, calibrada e com forma de canal convergente. Testes laboratoriais mostraram que fios extensos tratados termicamente têm uma resistência final ligeiramente superior. Durante a construção da ponte Ambassador vários cabos quebraram, sendo substituídos por arame estirado.

O primeiro tipo de ferro usado durante a Revolução Industrial foi o ferro fundido, que é forte em compressão mas fraco à tracção. O ferro forjado, por outro lado, é também forte à compressão, mas a sua resistência à tracção é bastante superior.

O aço é um refinamento adicional do ferro e tem uma resistência ainda superior a qualquer ferro, tanto em compressão como tracção. O aço pode ser obtido de diversas formas, sendo algumas ligas cinco vezes mais fortes que outras, sendo denominados aços de alta resistência.

2.7. Os Nossos dias

2.7.1. Betão Armado

No início do século XIX, aquando da invenção do cimento de Portland, começou a ser desenvolvido o betão armado. Em 1867, Joseph Monier patenteou um método de reforço do betão com uma malha de arame de ferro em vasos, que viria mais tarde a ser implementado em edifícios e pontes. Em 1879, François Hennebique, desenvolveu uma casa para resistir ao fogo com estrutura metálica, em que o betão envolvia as vigas de ferro resistindo estas às tracções enquanto que o betão resistia à compressão. Até ao final do século o betão armado tornou-se um substituto economicamente viável comparado com a pedra. Outra das vantagens residia no facto de o betão armado poder ser moldado, permitindo uma grande diversidade estética, sem aumentar significativamente os custos.

Os primeiros projectistas a usar betão armado nas suas estruturas foram Hennebique e o engenheiro alemão GA Wayss, sendo que este último comprou as patentes a Monier.

A estrutura com um arco mais longo em betão armado no século XIX foi a ponte Vienne River em França.



Figura 23 – Ponte Vienne River, França

Construída muito próxima ao rio, típico de pontes de betão armado em que não há passagem de barcos de grande porte, é constituída por três arcos, tendo o arco central um vão de cerca de 48 metros.

O maior vão em arco realizado em betão armado foi conseguido na ponte sobre o Sena, em 1920. Com uma distância entre apoios de 131.8 metros e uma altura no arco que chega a 25 metros, tem o tabuleiro suportado por travessas.



Figura 24 – Ponte Vauvray, França

A ponte foi destruída durante a Segunda Guerra Mundial sendo reconstruída em 1946 com o mesmo esquema estrutural.

Em 1930, Freyssinet completou a sua principal obra, a ponte Plougastel perto de Brest, França. Esta ponte apresenta três vãos de 176 metros cada, com uma viga em caixão, tornando-se na estrutura mais longa em betão armado do mundo. Devido à sua extensão o projectista estudou a sua deformação levando este estudo à idealização do pré-esforço, como será abordado mais à frente.



Figura 25 – Ponte Plougastel em Brest, França

Um dos principais engenheiros a usar o betão armado foi Robert Maillart, a partir de 1901, efectuando uma revolução na arte estrutural. Maillart foi quem rompeu completamente a tradição de alvenaria na Suíça, usando o betão armado com formas visualmente inovadoras. Uma das suas obras é a ponte sobre o rio Inn em Zuoz, usando um arco ligado a uma estrada plana por paredes longitudinais, que transformavam a sua estrutura numa viga caixão, com uma extensão de 37,50 metros, sendo esta a primeira caixa de betão a ser construída.



Figura 26 – Ponte Zuoz, Suíça

O arco tem uma base alargada e todas as cargas dos pilares levam a esta zona. Em 1905 foi construída outra ponte, embora tenha uma ligeira diferença. As paredes laterais que se encontravam na ponte em Zuoz não estão presentes nesta, melhorando a estética da estrutura.

A visão técnica de Maillart revelou o conhecimento profundo de como trabalhar o betão armado, culminando numa série de obras que começou com a ponte Salginatobel em 1930.



Figura 27 - Ponte Salginatobel em Schiers, Suíça

A forma da ponte Salginatobel é semelhante à Tavanasa, sendo apenas modificada para assegurar um vão de 89 metros. Com uma caixa oca, este não foi só o projecto menos oneroso entre os 19 propostos, mas também foi considerado o mais elegante. Os pilares de pedra presentes nas anteriores pontes foram dispensadas, transferindo as cargas directamente para as paredes do desfiladeiro.

Outras pontes notáveis de Maillart são a ponte sobre o rio Thur em Felsegg (1933), a ponte Schwandbach perto de Hinterfultigen (1933) e a ponte sobre o rio Töss em Wülflingen (1934). A ponte Felsegg tem um extensão de 68 metros e recorre pela primeira vez a dois arcos paralelos.

O verdadeiro carácter de uma ponte de betão armado é mais visível na ponte Schwandbach, como o bordo interior da laje-arco segue a estrada, enquanto que o bordo exterior do arco é recto.



Figura 28 – Ponte Schwandbach, Suíça

A grande contribuição de Maillart para o projecto de pontes foi que, enquanto continuava dentro da tradicional engenharia sempre se preocupou por usar o menos material possível e obter os custos mais baixos, tendo como horizonte a máxima expressão estética.

2.7.2. Betão Pré-Esforçado

A ideia do betão pré-esforçado foi aplicada pela primeira vez por Freyssinet para evitar o colapso da ponte Le Veudre sobre o rio Allier. Um ano após o final da sua construção, em 1910, foi verificado que a ponte de três arcos se estava a movimentar no sentido descendente a um ritmo alarmante.



Figura 29 – Ponte La Veudre, França

Um arco de betão achatado, sob a acção da sua carga permanente gera grandes esforços de compressão que faz com que a estrutura encurte com o tempo e se mova para baixo, sendo este processo denominado por fluência. Este fenómeno pode provocar o colapso do arco.

A solução de Freyssinet foi separar os semi-arcs na coroa, levantar o arco e colocar betão adicional em compressão contra os pilares e, em seguida, betonar o espaço na coroa. Em 1928, a experiência retirada desta situação levou à proposta de um método mais comum de pré-esforço, usando cabos de aço de alta resistência para comprimir o betão.

Foram construídas diversas obras em betão pré-esforçado logo após a Segunda Guerra Mundial. Um dos exemplos é a ponte Luzancy, com uma extensão de 54 metros em que é caracterizada pela sua leveza conseguida através do betão pré-esforçado, numa ponte com viga simplesmente apoiada.



Figura 30 – Ponte Luzancy, França

A primeira ponte de betão pré-esforçado construída nos Estados Unidos da América, a Ponte Walnut Lane (1950), foi projectada por Gustave Magnel e possui três vãos de vigas simplesmente apoiadas com um vão central de 48 metros e dois vãos extremos com 22 metros de comprimento.



Figura 31 – Ponte Walnut Lane, EUA

Durante os anos posteriores à Segunda Guerra Mundial, um engenheiro alemão desenvolveu o método de construção em consola com betão pré-esforçado. A ponte Bendorf, projectada por Ulrich Finsterwalder, foi construída em 1962 com pilares finos e um vão central de 202 metros, em que foi aplicado o método anterior. Com este método foi possível reduzir o custo da obra através pela ausência de andaimes na água e permitindo a redução das dimensões da viga, minorando consequentemente o material usado.

A viga resultante tem a aparência de um arco muito raso e elegante em perfil.



Figura 32 – Ponte Bendorf, Alemanha

Outra ponte do mesmo projectista da anterior é a ponte Mangfall (1959) no sul de Munique, com um vão central de 106 metros e os vãos laterais com 89 metros cada.



Figura 33 – Ponte Mangfall em Munique, Alemanha

Esta ponte tem uma plataforma de duas camadas, permitindo a travessia de peões inferior à plataforma.

Com esta solução, Finsterwalder procurou mostrar que o betão pré-esforçado poderia competir com o aço, não só em custos, como também na redução das dimensões das secções.

As possibilidades técnicas e estéticas do betão pré-esforçado foram amplamente aproveitadas na Suíça, com as pontes de Christian Menn. O arco usado nas pontes foi influenciado por Maillart mas com uma vertente de pré-esforço, que poderia ser explorada para vãos superiores e novas formas de tabuleiro.

Um dos exemplos é a ponte Reichenau (1964) sobre o Reno, em que o arco rígido com uma extensão de 98 metros mostra o uso característico de uma ampla laje de pavimento pré-esforçada.



Figura 34 – Ponte Reichenau, Alemanha

Uma das mais impressionantes é a ponte curva Ganger, construída em 1980, sendo tanto estaiada como com pré-esforço em consola e com pilares com cerca de 148 metros de altura. O seu vão central apresenta uma extensão de 171 metros. As suas lajes finas e com os cabos dispostos de uma maneira plana, faz parecer-se com uma ponte Maillart mas invertida.



Figura 35 – Ponte Ganger

Neste tipo de estruturas são usados, como foi descrito ao longo de todo o capítulo, dois materiais principais, o betão armado e o betão pré-esforçado, sendo de seguida apresentada uma breve descrição.

Por betão armado entende-se como a combinação entre o betão e o aço, conjugados para resistir a esforços de flexão. O betão tem capacidade para resistir a compressões enquanto que o aço resiste às tracções, colocando assim os varões de aço na zona traccionada.

Um dos princípios básicos para que os dois materiais funcionem em conjunto é a aderência entre eles. Durante um largo período de tempo, os varões eram lisos, mas depois de se realizarem vários ensaios, chegou-se à conclusão que estes deveriam ser nervurados para aumentar a resistência do betão armado.

Existem duas soluções tradicionais do uso de betão armado, as vigas de alma cheia, que podem ser vigas em T unidas pelo topo, ou ainda vigas em caixão, para vencer vãos de maior dimensão.

O betão pré-esforçado começou a ser desenvolvido por Eugène Freyssinet em 1928, depois de algumas tentativas falhadas. Este desenvolvimento deve-se ao facto da baixa resistência que o betão tem para resistir a esforços de tracção e a necessidade de evitar que este atinja o seu valor máximo.

A diferença entre o betão pré-esforçado e o betão armado é que neste último a armadura é passiva, ou seja, só entra em carga quando as acções exteriores actuam sobre a estrutura, enquanto que no pré-esforçado a armadura é tensionada antes das cargas serem aplicadas, exercendo forças de compressão sobre o betão de forma que a estrutura não esteja sujeita a forças de tracção ou estas sejam mínimas.

A aplicação de aço pré-esforçado permite que sejam construídos pavimentos e pontes com vãos mais extensos do que seria possível apenas com betão armado.

O pré-esforço pode ser realizado de diversas formas:

Betão pré-esforçado: o betão é colocado sobre varões previamente tensionados;

Betão pós-esforçado: a tensão é aplicada só após o betão ganhar a resistência necessária, usando macacos hidráulicos que traccionam os varões, fixos posteriormente à estrutura com ancoragens próprias. Antes da betonagem da estrutura são colocadas bainhas metálicas onde serão introduzidos os cordões de pré-esforço.

O betão pré-esforçado não fez desaparecer o betão armado, sendo cada um usado na sua função específica. Podem ser os dois conjugados, sendo a armadura activa especialmente

usada para situações de estado limite de utilização, como a deformação e a fendilhação, concorrendo ambas para a resistência a estados limites últimos.

2.7.3. Alumínio

Começa ainda a ser usado um material na construção destas estruturas, principalmente em passagens pedonais, o alumínio.

É um material usado em várias áreas, desde a indústria electrónica e química até à aeronáutica. Na construção civil tem tido como principal aplicação as caixilharias com perfis extrudidos, ainda hoje fortemente utilizados.

As ligas de alumínio têm vindo a melhorar ao longo dos tempos, através das suas propriedades e características, mostrando ser um material estrutural a ter em conta, tal como o betão, aço, alvenaria e madeira.

Este material apresenta um peso específico cerca de um terço do valor do aço, 2700 Kg/m^3 variando conforme a liga utilizada. É um material com rápida e fácil trabalhabilidade, sendo os seus perfis obtidos por extrusão, podendo ser realizados nas mais variadas formas.

As ligas de alumínio podem ser unidas por soldadura, tal como no aço. A grande vantagem deste material é a sua elevada resistência à corrosão, por formação de uma película protectora na primeira oxidação quando está em contacto com o ar, evitando por isolamento, a oxidação seguinte.

O alumínio é também reciclável e apresenta como principal desvantagem o seu preço, embora este esteja cada vez mais a baixar.

O seu reduzido módulo de elasticidade ($\approx 70 \text{ GPa}$) pode levar a secções mais sujeitas a fenómenos de instabilidade, quando comparadas com a mesma secção em aço, tendo este um módulo de elasticidade três vezes superior.

O alumínio está sujeito a fenómenos de corrosão galvânica quando está em contacto com outros materiais, necessitando de uma protecção adequada nestas situações.

Pelas razões descritas anteriormente, as ligas de alumínio estão a ser cada vez mais usadas como material estrutural, quer em projectos novos, quer na reabilitação.



Figura 36 – Passagem em alumínio

3. A Escolha do Processo Construtivo

3.1. Introdução

Para a escolha do processo construtivo a usar em cada situação deve ter-se em conta diversos factores que a podem influenciar, tais como:

- Desenvolvimento da obra;
- Topografia;
- Acessibilidades;
- Acidentes do terreno;
- Função;
- Enquadramento paisagístico.

O desenvolvimento da estrutura irá influenciar a distância entre apoios, que por sua vez estará directamente ligado ao método a usar. Para vãos muito elevados poderá ser necessário recorrer a estruturas suspensas ou estaiadas, enquanto que para vãos com dimensão reduzida poderá usar-se outro dos métodos construtivos.

Já em relação à topografia do terreno poderá recorrer-se ao cimbreiro ao solo, caso o desnível seja baixo, ou uma ponte com estrutura em arco numa situação em que seja necessário vencer uma altura elevada.

Será necessário usar-se betonagem in-situ para casos em que as acessibilidades sejam fracas, não sendo viável efectuar o transporte de peças pré-fabricadas pela dimensão das mesmas.

Para locais em que existam cursos de água não será possível recorrer ao cimbreiro ao solo pela falta de suporte para a estrutura provisória, podendo usar-se o cimbreiro auto-lançável ou outro processo em que a plataforma de trabalho seja suspensa, libertando o espaço adjacente a esta.

3.2. Obras de Arte Correntes

Para a construção de obras de arte correntes são usadas estruturas com poucos vãos, como é o caso de passagens superiores em auto-estradas, em que é aplicado o sistema específico de cada empresa. Existem empresas que optam por quatro vãos com um apoio no

separador central, enquanto que outras dispensam este apoio, apresentando apenas três vãos.

Como se trata de uma construção com desenvolvimento entre os 30 e 50 metros não é necessário recorrer a métodos com equipamentos de elevada capacidade tornando a obra mais onerosa. Estes métodos consistem na estrutura pré-fabricada com vigas em I ou viga caixão, ou ainda o uso do cimbre ao solo, apresentados seguidamente.

3.2.1. Métodos Construtivos com Pré-Fabricação

Nas estruturas pré-fabricadas são usados vãos económicos entre os 10 e 40 metros, tendo sido no entanto realizadas estruturas com vãos que podem atingir 50 metros. Esta solução tem variantes, dependendo da solução a usar, abrangendo o uso de vigas em I ou U, ou ainda o caso de aduelas pré-fabricadas. Para as vigas em I poderão ser usadas dimensões entre 15 e 20 metros, enquanto que para as vigas em U são usados vãos até 40 metros.

3.2.2. Cimbre ao Solo

Este método apenas tem limitações ao nível da altura da estrutura condicionado pelo relevo da zona em questão. Por questões económicas e de instabilidade a altura do cimbre não deverá exceder os 20 m. O vão só é condicionado pela resistência que a estrutura apresenta quando é retirado o cimbre, não dependendo do método construtivo, porém o custo do cimbre é económico para valores de vão até 50 metros.

3.2.3. Mistas

Estas pontes tornam-se económicas entre os 20 e 50 metros de vão, sendo este valor resultante da determinação da resultante dos valores dos esforços entre o betão e o aço, tendo-se em conta a ligação solidária entre o tabuleiro e as vigas metálicas.

Neste sistema, além da ligação entre os dois componentes, deve ter-se em conta a resistência de cada material a trabalhar por si só, sendo o vão económico determinado pelas três condicionantes.

3.3. Obras de Arte Especiais

Para a construção de estruturas com vários vãos é necessário recorrer a métodos que apresentem viabilidade suficiente para realizar a operação. Os métodos para obras de arte correntes podem ser aplicados em algumas situações, porém não é normal usar-se o cimbre ao solo, por exemplo, numa estrutura com grande extensão pela necessidade de mover frequentemente o cimbre.

Estas obras de arte apresentam normalmente vãos elevados sendo necessário o uso de métodos com elevada capacidade que os outros não oferecem.

3.3.1. Métodos Construtivos com Pré-Fabricação

Para a aplicação de elementos pré-fabricados em obras de arte especiais, nomeadamente aduelas pré-fabricadas, devem ser estabelecidos vãos em função do método construtivo.

Enquanto que no caso da construção pré-fabricada de obras de arte correntes recorrendo a vigas estamos a referir o processo que será aplicado, nas obras de arte especiais é usado um elemento, as aduelas, que está associado a um processo construtivo.

3.3.2. Avanços Sucessivos

Este método construtivo tem como vão económico uma distância superior a 60 metros, resultante do comprimento das consolas que são construídas a partir dos apoios, até um máximo de 140 metros. Quanto maior for a consola, maior será o valor do momento no apoio, podendo resultar em esforços bastante elevados e que provocam fenómenos de instabilidade nestes.

3.3.3. Lançamento Incremental

Neste sistema construtivo são considerados como vãos económicos os que se situam entre 45 e 50 metros. É necessário, no entanto, aumentar o vão com o aumento da altura dos pilares por questões económicas. Segundo Octávio Martins (2009), estima-se que para uma obra que justifique a aplicação deste método deverá ter uma extensão de pelo menos 200m. Já para estruturas com extensão superior a 600 m, a quantidade de pré-esforço que

seria necessário colocar torna este método economicamente inviável, sendo necessário aplicar outro método construtivo. Note-se que, a afirmação anterior depende de vários factores, sendo referido por alguns autores que o comprimento total é económico desde 100 m até 1000 m.

3.3.4. Viga de Lançamento ou Cimbra Auto-Lançável

Para a viga de lançamento devem ser limitados os vãos a dimensões entre os 30 m a 60 m, podendo no entanto atingir 70 m. Devem ser criados apoios intermédios auxiliares para os vãos superiores, no caso de os vãos não serem todos com a mesma dimensão. Este método só se justifica com comprimentos acima dos 200 metros devido aos custos de operação de montagem/desmontagem.

3.3.5. Pré-Esforço Orgânico

Como este sistema ainda não tem uma expressividade suficiente no mercado, não existe ainda estabelecido um vão económico, porém é possível obter-se um valor em função das obras já executadas. É de notar que foram realizadas obras, como o lanço Guimarães – IP4/A4 da A1/IP9, com uma extensão total de 450 metros e vãos de 15 a 30 metros. Outra obra realizada com este método construtivo foi uma ponte na Eslováquia, conforme referido em ponto anterior, com vãos até 90 metros. Foi ainda construído um viaduto na Ásia com um vão de 72 metros.

Com os casos apresentados é de concluir que com este sistema construtivo atinge vãos desde 15 a 90 metros.

3.3.6. Cimbra ao solo

O cimbra ao solo, tal como nos processos construtivos de obras de arte correntes, poderá ser usado caso não exceda uma altura de 20 metros, usando-se para vãos até 80 metros.

No seguinte gráfico é apresentado um resumo do método construtivo em função do vão.

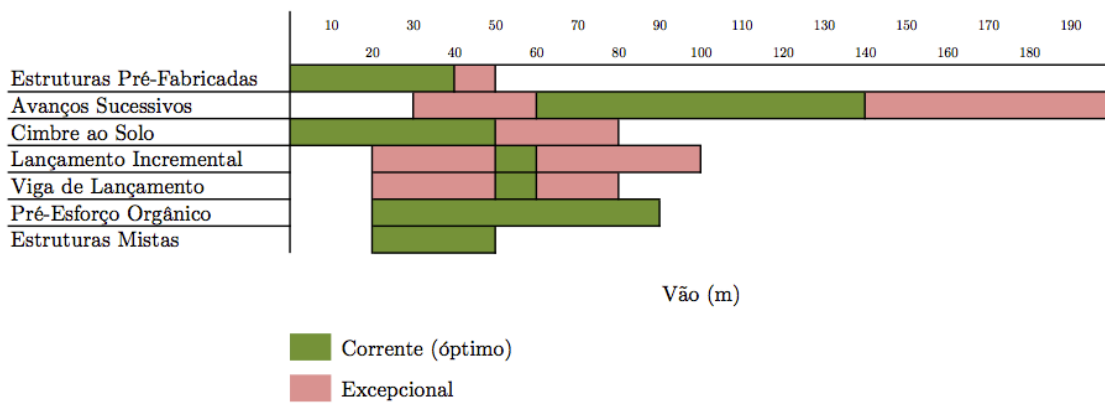


Figura 37 – Gráfico do método construtivo em função do vão

4. A Aplicação da Pré-Fabricação

4.1. Introdução

Para a construção de uma estrutura deve ter-se em conta quatro princípios fundamentais, consistindo na resistência/segurança, na funcionalidade, no sentido estético e na economia.

O principal uso de estruturas pré-fabricadas é devido à vertente económica, pela racionalização de meios, mas também a qualidade de execução, controlando os materiais com maior rigor, uma vez que são produzidos em fábrica com ambiente controlado.

Para as pontes, não deve ser esquecida a eficiência estrutural, devido à importância que estas têm para a sociedade.

Nas zonas de difícil acesso ou em que não haja possibilidade de realizar os trabalhos de forma livre, as estruturas pré-fabricadas ganham relevância devido à redução da dimensão de estaleiros, diminuindo possíveis constrangimentos. Embora tenha sido referido no capítulo anterior que são usados métodos betonados no local para locais de difícil acesso, esta afirmação também se verifica, devendo-se ao facto de poder ser condicionado o transporte das peças pré-fabricadas pela directriz da estrada.

As soluções pré-fabricadas em Portugal têm sido largamente utilizadas desde à quinze anos, aumentando a mão de obra experiente e diminuindo prazos de execução.

Hoje em dia, este tipo de estruturas tem sido utilizada em viadutos com grande extensão em que existe uma repetitividade de vãos ou em zonas urbanas, não sendo necessário o escoramento provisório. Irão ser usadas estruturas pré-fabricadas com maior frequência devido à necessidade de construção de grandes obras com um prazo reduzido, consistindo numa das grandes vantagens deste tipo de estrutura.

A adopção deste sistema depende, muitas vezes, da capacidade dos projectistas e construtores de realizar obras com sistemas pré-fabricados, que poderão ser de qualidade igual ou até superior, em relação às estruturas convencionais.

Durante muitos anos a pré-fabricação de estruturas esteve limitada a vigas de secção transversal com pouca esbelteza, semelhantes às conhecidas séries americanas AASHTO.

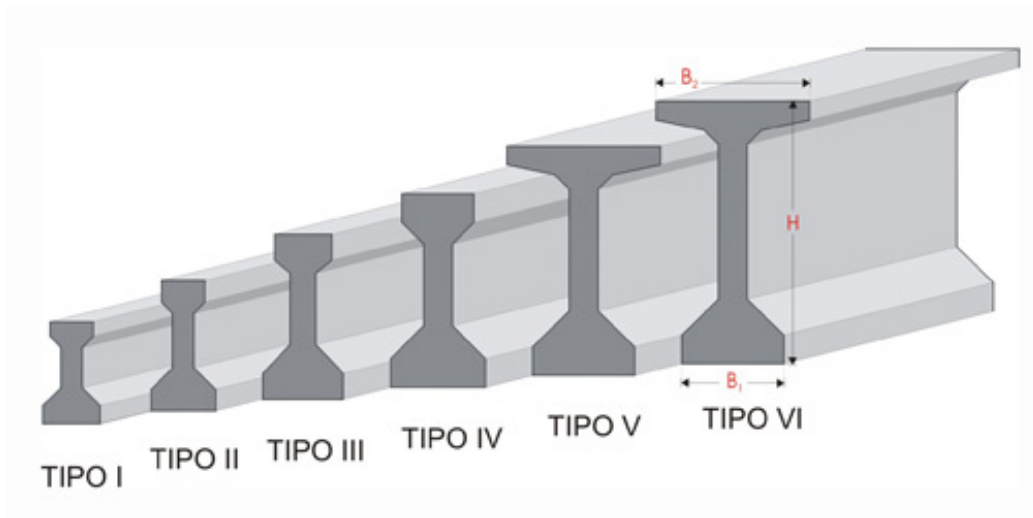


Figura 38 – Vigas tipo pré-fabricadas



Figura 39 – Vigas pré-fabricadas

Este tipo de viga pré-fabricada apenas se aplica para vãos com 15 a 20 metros e com cordões de pré-esforço. Na altura em que estas eram aplicadas, as classes de resistência que se conseguiam obter situavam-se entre 35 a 40 MPa e as dificuldades de transporte eram grandes, daí começarem a ser usadas soluções de vigas pré-fabricadas no estaleiro da obra, conseguindo-se assim vãos maiores.

Em Portugal começaram a ser concebidas vigas pré-esforçadas com parte de pré-esforço de continuidade, enquanto que em outros mercados eram usadas vigas simplesmente apoiadas com a laje de compressão contínua, conseguindo-se assim evitar a junta na via, mas não sendo assegurada a continuidade da estrutura. Esta opção tem certos inconvenientes, como

é o caso das acções horizontais, pois a transmissão das forças sísmicas do tabuleiro para os pilares não é eficiente.

A utilização de cordões de pré-esforço fez com que a aplicação do sistema pré-fabricado evoluísse mais rapidamente, devido à possibilidade do uso de vãos de comprimento superior.

Com o desenvolvimento das vigas pré-fabricadas em caixão, este tipo de estrutura tornou mais flexível a concepção das obras pré-fabricadas.



Figura 40 – Viga em caixão

Na actualidade, as estruturas para pontes e viadutos pode ser inteiramente realizadas por pré-fabricação, desde o tabuleiro, pilares e travessas, sendo no entanto necessário realizar no local a ligação entre os diversos elementos.



Figura 41 – Pilares de vigas de uma ponte pré-fabricados

Podem ser adoptadas diversas soluções de tabuleiro, consistindo na pré-fabricação de tramos completos, aduelas sucessivas em geral com juntas conjugadas, soluções usadas no viaduto central da Ponte Vasco da Gama, vigas isoladas em I ou U, lajes executadas “in-situ” com recurso a cimbre ou ainda pré-lajes colaborantes na resistência ou a servir unicamente para cofragem.

Uma solução inovadora foi usada recentemente em Espanha, consistindo na pré-fabricação de escoras apoiada nos pilares, onde foi possível vencer vãos de 60 a 70 metros com vigas pré-fabricadas em U de altura constante e com comprimentos inferiores a 40 metros.

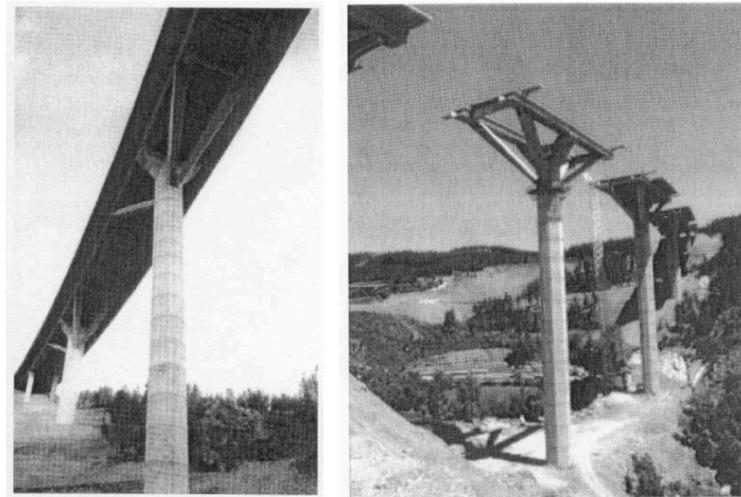


Figura 42 – Solução de escoras pré-fabricadas

Das soluções mais correntes têm vindo a ser padronizadas as vigas em I ou U com pré-laje apoiadas nas suas abas superiores e com posterior betonagem “in-situ” da laje de tabuleiro.

Das soluções de secção transversal apresentadas na imagem seguinte, a solução com vigas em caixão permite uma construção ligeiramente mais esbelta, uma vez que tem uma rigidez superior para a mesma altura devido à influência do banzo inferior.

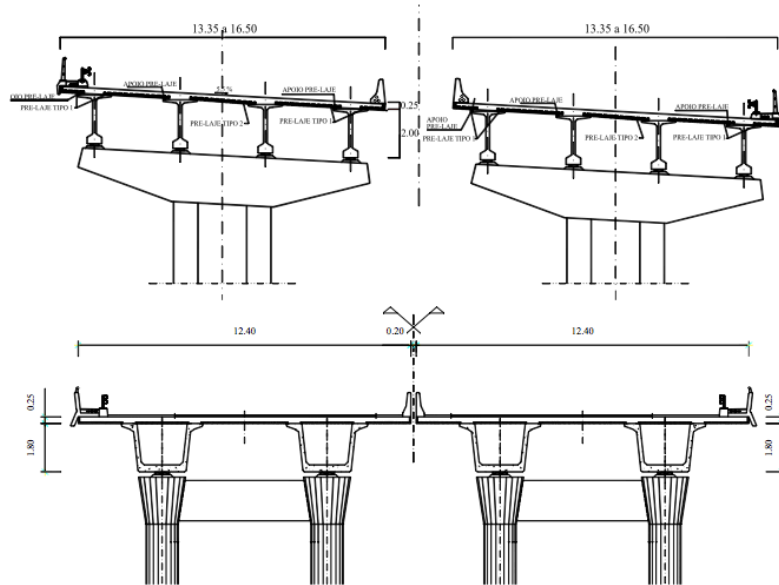


Figura 43 – Corte de uma ponte com vigas em I e outra com viga caixão

As vigas em I, quando estão posicionadas nas extremidades, conforme apresentado na imagem anterior, não são favoráveis esteticamente, mesmo tendo vantagens a nível construtivo, em que é necessário em algumas situações, alterar a configuração das vigas laterais para melhorar a sua inserção estética.

Um dos aspectos negativos nas obras pré-fabricadas é a obra em curva, por limitações da pré-fabricação, em particular da aplicação do pré-esforço por pré-tensão. Pode-se transpor este impacto negativo limitando o raio de curvatura, como por exemplo no viaduto da Praça do Relógio, nas imediações do aeroporto de Lisboa. No concurso, o projecto previa uma solução em curva, que pelas dificuldades de pré-fabricação e custo não foi executada.

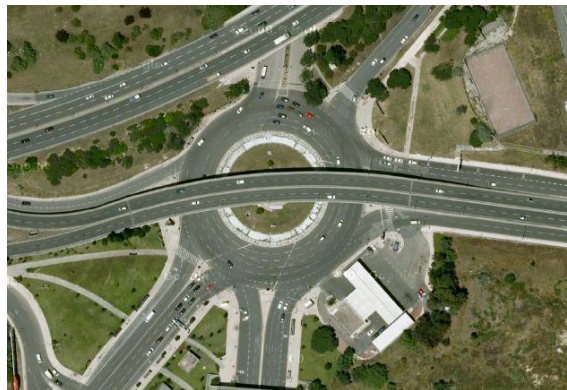


Figura 44 – Vista em planta do Viaduto da Praça do Relógio



Figura 45 – Vista do Viaduto da Praça do Relógio

Para o projecto da auto-estrada da Beira Interior, onde se previu a pré-fabricação da totalidade das passagens superiores com a solução de viga I, foram adoptadas duas soluções alternativas para os apoios, por forma a valorizar a estética da obra.

Nas figuras seguintes são apresentadas as propostas baseadas na existência de um apoio central, não sendo a solução com melhor aceitação estética. Foi no entanto encontrado um bom compromisso global em termos de eficiência estrutural, economia e estética.

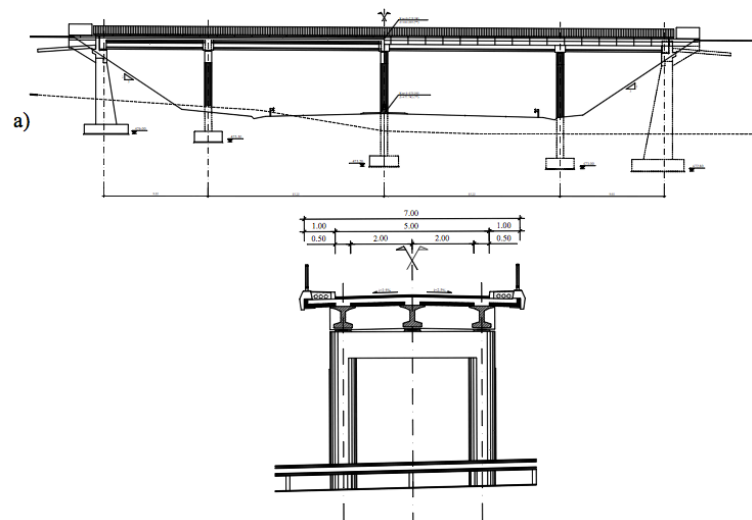


Figura 46 – Solução de vigas em I usada na auto-estrada da Beira Interior

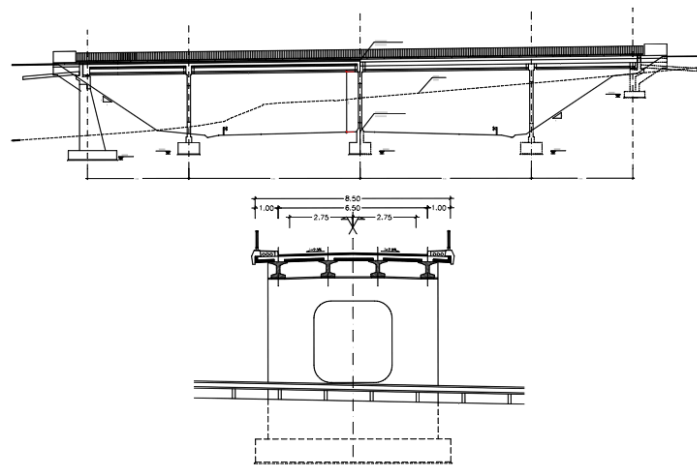


Figura 47 - Solução de vigas em I usada na auto-estrada da Beira Interior

4.2. Aduelas Pré-Fabricadas

Esta solução surge com a necessidade de utilizar métodos com elevada rentabilidade, mecanização e reduzida mão de obra, realizando assim grandes estruturas com tempos de construção mais baixos, assim como os custos.

Este sistema pode ainda ser aplicado em diversos ambientes, sendo uma mais valia a sua aplicação em meios fortemente urbanizados.

A solução em análise é na actualidade fortemente aplicada nos Estados Unidos da América e Ásia, recorrendo-se a outros métodos apenas no caso de este não ser possível de aplicar. No nosso país ainda é uma solução que não se aplica em grande escala, recorrendo-se principalmente a métodos em que é usada a betonagem no local.

No início dos anos sessenta, as aduelas pré-fabricadas evoluíram com maior intensidade, porém apenas nos últimos 15 anos têm sido usadas com maior regularidade.

Para a construção de uma ponte com aduelas pré-fabricadas existem diversas formas, muitas delas também possíveis com betonagem in-situ. De seguida serão descritos os vários sistemas construtivos.

4.2.1. Construção por aduelas pré-fabricadas tramo a tramo

Este sistema de construção de pontes associa-se a uma intensiva pré-fabricação de aduelas, devido à crescente exigência do aumento do vão destas estruturas e dos locais com difícil acesso, apresentando-se como uma solução eficiente.

O esquema construtivo deste tipo começa com a colocação das aduelas no local que ocuparão na fase final da obra suspensas por um cembre ou lançadeira, sendo de seguida aplicado o pré-esforço longitudinal unindo todas as aduelas, formando assim uma estrutura rígida. Dependendo do tipo de pré-esforço utilizado, a estrutura poderá ser contínua ou simplesmente apoiada.

A situação mais corrente da aplicação de aduelas pré-fabricadas tramo a tramo é através de uma lançadeira, superior à estrutura, apoiada nos pilares que delimitam o vão a realizar.

Na lançadeira apoia-se um guindaste, usado para elevar as aduelas até à sua posição final, onde aí ficarão suspensas até ser aplicado o pré-esforço, conforme referido anteriormente.

Após a realização de todo o processo, a lançadeira avança para o tramo seguinte, realizando novamente a operação.



Figura 48 – Lançadeira para colocação das aduelas pré-fabricadas



Figura 49 – Guindaste para colocação das aduelas pré-fabricadas

Outra solução também utilizada para este sistemas é o cimbra ao solo ou cimbra auto-portante. É aplicado quando não se prevê a amortização do valor da lançadeira por um número reduzido de vãos, sendo então mais vantajoso realizar o escoramento da estrutura.

Para a colocação das aduelas na estrutura de suporte são usadas gruas móveis.



Figura 50 – Colocação das aduelas pré-fabricadas sobre o cimbra

4.2.2. Construção com aduelas pré-fabricadas por avanço sucessivos

Este sistema é indicado para vãos com uma dimensão considerável, superiores a 50 metros, ou quando a geometria da secção é complexa, como no caso de os alinhamentos serem variáveis em planta ou na sua geometria.

O esquema construtivo consiste na colocação de aduelas pré-fabricadas a partir de um pilar de forma simétrica, ligando-as à estrutura por cabos de pré-esforço. As consolas resultantes deste processo são ligadas a meio vão pela betonagem de uma aduela de fecho, aplicando o pré-esforço de continuidade com o intuito de colocar a estrutura de uma forma monolítica.

Podem ser usadas três variantes desta solução construtiva, sendo elas o recurso a grua, guinchos de elevação ou ainda a lançadeira de aduelas.



Figura 51 – Colocação de aduelas na posição final com auxílio de gruas



Figura 52 - Colocação de aduelas na posição final com auxílio de guinchos de elevação



Figura 53 - Colocação de aduelas na posição final com auxílio de uma lançadeira de aduelas

4.2.3. Construção com aduelas pré-fabricadas com tirantes

O método a analisar de seguida baseia-se essencialmente na sua variante de betonagem in-situ, utilizando peças pré-fabricadas.

Pode ser dividido em duas áreas, consistindo em tirantes provisórios ou definitivos, conforme serão descritos seguidamente.

Tirantes Provisórios

Neste método são colocadas sucessivamente as aduelas por meio de uma grua ou de um guincho de elevação, sendo estas pré-esforçadas na sua posição final por meio de cabos de pré-esforço ancorados a uma torre provisória, construída na própria estrutura, conforme se demonstra na figura seguinte.



Figura 54 – Colocação de tirantes com auxílio de torres provisórias

Enquanto não se procede à solidarização da estrutura, as aduelas permanecem ligadas ao conjunto de cabos provisórios, aplicando seguidamente o pré-esforço definitivo.

Tirantes Definitivos

Com esta tecnologia é possível atingir grandes vãos, tendo como capacidade económica deste método entre 150 a 450 metros.

Os tirantes mobilizam parte da acção que actua sobre a estrutura para as torres de suporte, diminuindo assim as forças que actuaem sobre o tabuleiro, baseando-se o método neste modelo.

Na imagem seguinte é possível observar uma das maiores pontes pré-fabricadas com recurso a tirantes definitivos, a Sunshine Skyway Bridge.



Figura 55 - Ponte Sunshine Skyway em construção, EUA



Figura 56 - Ponte Sunshine Skyway, EUA

A primeira ponte em que foi introduzido este sistema em Portugal, está localizada em Coimbra e foi construída em 2004, tendo sido muito polémica pelos seus custos elevados, entre outros motivos. As aduelas desta ponte não eram constituídas apenas por betão, mas também por materiais compósitos.



Figura 57 – Ponte Europa, Coimbra

4.3. Pré-Fabricação das aduelas

Para o armazenamento das aduelas pré-fabricadas é necessário dispor de um estaleiro com dimensões suficientes para que não haja interrupções dos trabalhos devido à insuficiência de material, uma vez que a fabricação das aduelas ocupa um período superior em relação à sua colocação no local.



Figura 58 - Estaleiro de aduelas pré-fabricadas

O estaleiro deverá ser organizado para dar resposta às necessidades a que está sujeito, devendo ainda ser composto por suportes apropriados em que sejam diminuídas as distorções e não sejam danificados os elementos mais frágeis.

Para regularizar o terreno são usados, em grande parte das situações, apoios de madeira, uma vez que o tratamento do solo é economicamente dispendioso.

Para reduzir a dimensão do estaleiro são usadas fábricas externas ao construtor, embora os custos de transporte irão aumentar o valor final da obra, situando-se perto de linhas férreas e de outros meios de transporte, como barco ou camião.

Como vantagem das empresas de pré-fabricação em local fixo temos:

- Mão de obra qualificada;
- Produção em série;
- Menor susceptibilidade de atrasos;
- Produção otimizada.

4.4. Juntas de ligação entre aduelas

Além do rápido avanço do método construtivo por aduelas pré-fabricadas, devido à sua facilidade de construção, ainda necessita de bastantes investigações no que diz respeito à ligação entre as diversas aduelas, mais concretamente nas juntas de ligação.

As juntas estão associadas a pontos frágeis da estrutura, em que não existe armadura ordinária, podendo pôr em causa a integridade estrutural da obra.

Algum erro que possa surgir na fase de colocação das aduelas, como desvios ao nível da topografia, poderão levar à queda da estrutura. Deverá evitar-se a modificação da superfície de contacto da junta por aplicação de elevadas quantidades de resina epoxi, uma vez que levarão a espessuras bastante elevadas e colocam o funcionamento da estrutura em risco.

Para evitar estas situações foram criadas as chaves nas juntas, aumentando assim a precisão de ligação e transmitir os esforços entre as aduelas.

As juntas podem ser definidas de duas maneiras, sendo elas as juntas de primeira geração e de segunda geração, conforme são apresentadas de seguida.

4.4.1. Juntas de primeira geração

Para este sistema são usados sistema de chaves simples de grande dimensões no topo da aduela, apresentado seguidamente na figura .

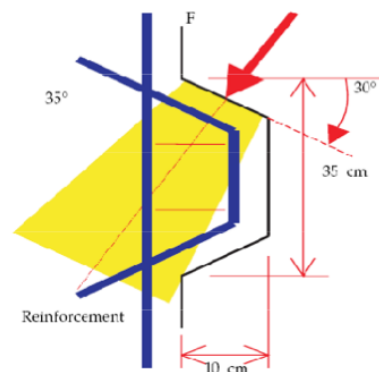


Figura 59 - Chave de ligação entre aduelas

Este sistema permite a ligação entre as aduelas e as ligações ao longo da alma permitem transferir os esforços enquanto a resina não apresenta a resistência necessária para que os esforços se transmitam de igual forma ao longo de toda a secção.

Foi colocado em causa este sistema, nos anos 70, devido às grandes profundidades da chave, que não apresentava um acréscimo de resistência ao esforço transversal. Este ensaio foi realizado com a resina num estado fluído em duas situações, com e sem armadura.

Outra das razões que colocou em causa este sistema é o fraco fabrico e aplicação das resinas epoxi, originando graves anomalias no comportamento da estrutura.

4.4.2. Juntas de segunda geração

Para este sistema são usadas diversas chaves ao longo de toda a secção transversal por forma a transferir da melhor forma os esforços actuantes na estrutura. Como secção principal temos uma chave com 3 cm de profundidade e 10 cm de altura, bastante inferiores às secções das juntas de primeira geração.

Com a redução das dimensões das chaves e o aumento dos pontos a ligar tornou-se o sistema mais eficiente, distribuindo os esforços de corte ao longo de toda a alma e não apenas num ponto único.

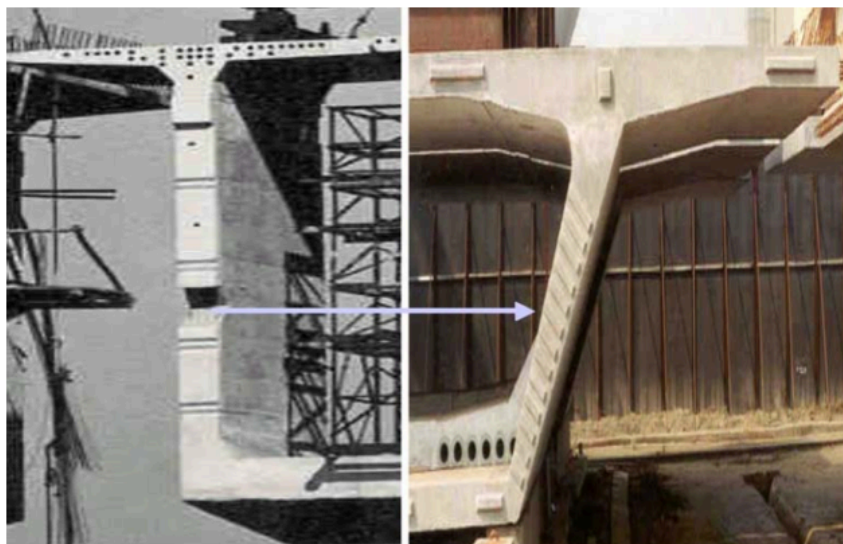


Figura 60 - Comparação entre o sistema de primeira geração e de segunda geração

Segundo Combault, a ligação entre aduelas com múltiplas chaves tornam a ligação mais resistente não sendo necessário o reforço com armadura.

Foi aplicado pela primeira vez em 1979 na construção da ponte Saint-Andre-de-Cubzac, sendo a partir desta altura fortemente usado em juntas de pontes pré-fabricadas.



Figura 61 - Ponte Saint-Andre-de-Cubzac, França

De entre inúmeras vantagens são de salientar as seguintes:

- Aumento da segurança estrutural;
- Facilidade de execução;
- Economia na resina epoxi, já que não é necessário que tenha uma função estrutural.

Devido ao facto referido anteriormente, em que a resina perde as suas características estruturais surgem duas soluções estruturais, as juntas coladas por uma camada fina de resina epoxi e as juntas secas.

Juntas secas

Cada vez mais é usado o sistema de junta seca, tendo como principal vantagem não necessitar de resinas epoxi para a solidarização das aduelas. Com esta solução simplifica-se o processo, podendo ainda não ser usado pré-esforço temporário, ou no caso de ser usado apenas ter função de posicionamento das aduelas pré-fabricadas.

O desuso das resinas epoxi resulta da necessidade de acelerar cada vez mais as construções, reduzindo assim os custos.

Deve no entanto ter-se algumas preocupações no que diz respeito à penetração da água na laje superior, devendo para isso ser desenvolvidas técnicas para a selagem destas, tais como colocar um tubo na ranhura ao longo de todo o comprimento da laje superior. No entanto este método tem-se mostrado ineficaz, desenvolvendo novas técnicas, sendo de referir a substituição do tubo por uma resina epoxi na laje superior.

Uma das características que levantou algumas dúvidas em relação ao funcionamento foi a sua exposição aos ciclos de gelo e degelo, sendo necessário aplicar alguns componentes para contrariar este fenómeno.

Segundo o PTI, Post Tensioning Institute, só são consideradas razoáveis estas juntas quando o local de construção não se situa numa zona exposta a ciclos de gelo/degelo nem serão usados produtos anti-gelo, para que seja possível conjugar com o pré-esforço externo.

Esta solução foi utilizada em grande escala na ponte Bangkok Second Stage Expressway em que foram usados vãos simplesmente apoiados.

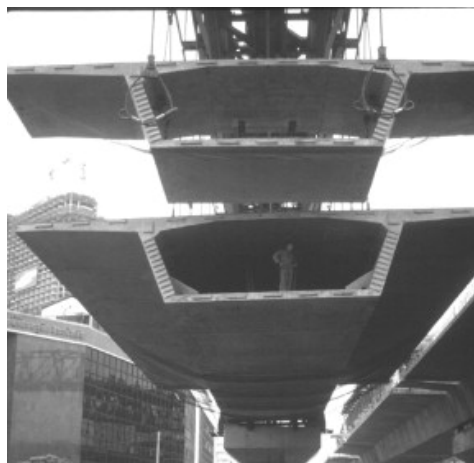


Figura 62 - Bangkok Second Stage Expressway

Juntas com camada de resina epoxi

A resina tem por objectivo a melhoria da impermeabilização da superestrutura, sendo necessário usar quando estamos numa situação de pré-esforço interior, evitando a corrosão dos cabos.

Quando é aplicada a resina, a ligação entre as duas aduelas é facilitada, uma vez que lubrifica as superfícies de contacto facilitando assim a precisão de ligação. Este material irá também impermeabilizar a junta já que forma uma camada impermeabilizante. Terá também como função a transmissão de esforços longitudinais. As dimensões destas situam-se entre 0,8 mm e 1,6 mm.

Segundo Bakhoun, um dos possíveis inconvenientes deste sistema é a transferência de esforços não uniforme devido à incorrecta colocação ou aplicação da resina. Outra situação a ter em conta são as condições ambientais a que a resina se encontra, uma vez que em temperaturas muito baixas a trabalhabilidade desta é dificultada, tornando o processo demorado.

Para que o processo de ligação entre aduelas seja concluído poderá ser necessário aplicar um pré-esforço temporário para expelir a resina excedente, aplicando-se em ancoragens provisórias presentes em saliências no interior das aduelas. Segundo Gupta, a pressão a aplicar deverá ser sempre superior a $0,15 \text{ N/mm}^2$ e a tensão média superior a $0,25 \text{ N/mm}^2$.

4.5. Sistema de pré-esforço longitudinal

O pré-esforço a usar em pontes pode ser distinguido em duas vertentes:

- Pré-esforço interior;
- Pré-esforço exterior.

A principal diferença entre estes dois sistemas é que enquanto no pré-esforço interior os cabos se localizam dentro de bainhas no interior do betão, no pré-esforço exterior são externos à secção de betão, mas poderão não ser colocados em zonas visíveis, estando ligados à estrutura pelas ancoragens, conforme apresentado na seguinte imagem.



Figura 63 - Pré-esforço exterior

O traçado do cabo de pré-esforço varia com o método construtivo a usar e com a extensão da obra em questão.

Para cada um dos sistemas existem vantagens e desvantagens que serão apresentadas seguidamente.

No sistema de pré-esforço exterior temos como vantagens o facto de os cordões não se encontrarem dentro da secção de betão sendo assim facilitada a betonagem das aduelas em fábrica e obtendo assim secções com almas mais delgadas, diminuindo o peso da estrutura. Outra vantagem encontra-se no facto de como os cabos são externos, no caso de ser necessária a sua substituição devido à corrosão esta pode ser efectuada sem problemas.

As perdas resultantes do atrito existente na aplicação dos cabos interiores à secção é diminuído substancialmente, assim como será possível adicionar cabos no caso de ser necessário um reforço da secção.

Com as vantagens apresentadas anteriormente e os pontos citados em relação às juntas conclui-se que a melhor solução para uma ponte pré-fabricada passará pelo uso de pré-esforço exterior e juntas secas.

Como todos os sistemas, este também tem algumas desvantagens como a necessidade de aplicar uma maior força de pré-esforço resultante do menor braço que se obtém em relação ao sistema com cabos interiores. Os custos com os cabos de pré-esforço irá aumentar assim como com as ancoragens e desviadores. Os custos resultantes dos cabos não se atribui só ao seu número ser superior mas também ao facto de estarem mais expostos às acções exteriores como corrosão ou vandalismo e ser necessária a sua substituição.

Os dispositivos de ancoragem é outro aspecto que acarreta custos adicionais à construção, uma vez que são pontos em que a concentração de tensões é extremamente elevada, devido à tensão radial que os cabos de pré-esforço provocam. O número de ancoragens e desviadores poderá ser elevado em situações com pré-esforço de continuidade, uma vez que o comprimento livre dos cabos é limitado resultante das vibrações a que estes estarão sujeitos.

Em relação aos cabos de pré-esforço interior existem algumas vantagens comparadamente a outro sistema, nomeadamente no momento resistente que é superior devido ao aumento do braço que daí resulta. Este sistema tem uma maior facilidade de dimensionamento e torna-se mais preciso.

Como desvantagem temos a difícil tarefa de pré-fabricação das aduelas com as bainhas inclinadas e diminuição da resistência ao corte da estrutura na zona das bainhas devido à redução da área efectiva.

Para a escolha de entre as duas soluções deve ser analisado o comprimento do vão a vencer e o método construtivo a usar.

Normalmente, para estruturas com vãos de grandes dimensões é aconselhável o uso do método dos avanços sucessivos, usando-se bainhas para a introdução dos cabos de pré-esforço localizadas na laje superior. No entanto para pontes com vão reduzido, é usado o sistema tramo a tramo, na qual se aplica o pré-esforço exterior, sendo possível desta forma substituir os cabos quando for necessário.

5. Processos Construtivos de Obras de Arte Correntes

Para além da construção de grandes obras onde se enquadram as pontes, túneis e viadutos, existe também um conjunto de obras que se associam a estas por forma a completar um troço rodoviário ou ferroviário uniforme e que melhor se enquadre no local em questão. Estas obras são constituídas por passagens superiores, inferiores ou hidráulicas.

Seguidamente será feito um resumo acerca do funcionamento das soluções disponíveis no mercado para dar resposta a esta necessidade. Estas soluções poderão ser em estrutura pré-fabricada ou betonada no local, dependendo das condições em que foi projectada.

Conforme referido anteriormente as passagens correntes podem ser distintas em 3 grandes grupos:

- Passagens superiores;
- Passagens inferiores;
- Passagens hidráulicas.

5.1. Passagens superiores

Para efectuar a passagem superior de peões e veículos existem disponíveis no mercado diversas soluções com capacidade para atingir vãos com 40 metros, sendo necessários diversos elementos como escadas, rampas de acesso, patamares, pilares e o tabuleiro.

A estrutura pode ser realizada com diversos métodos construtivos, desde estrutura metálica até betonagem in-situ.

Para a realização do tabuleiro é possível usar várias soluções como as vigas em I ou vigas caixão, apresentadas em seguida.

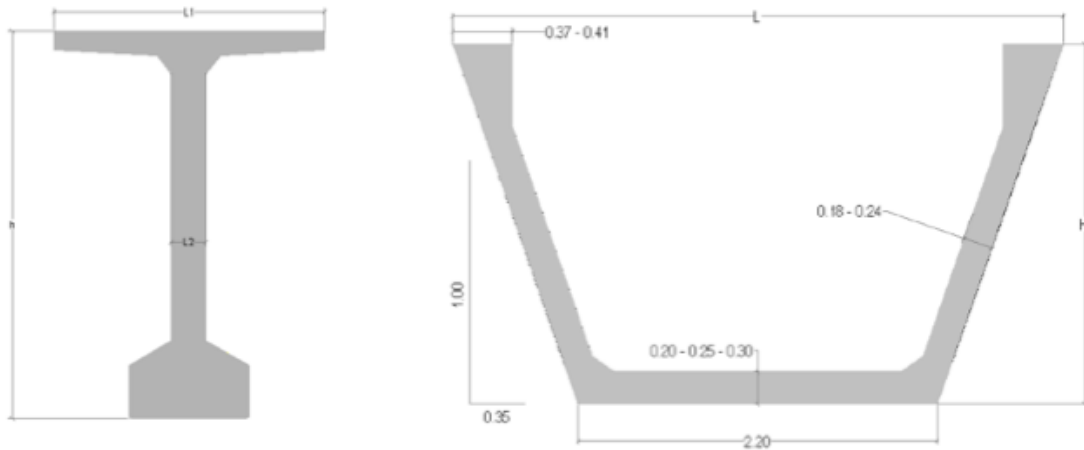


Figura 64 – Vigas pré-fabricadas em I e em U



Figura 65 – Passagem superior de peões

5.2. Passagens inferiores

Neste tipo de passagem podem ser usadas diversos sistemas, sendo a gama de soluções vasta devido à versatilidade desta passagem. Nas imagens seguintes depreende-se as várias soluções.



Figura 66 – Passagem inferior de peões



Figura 67 – Passagem inferior de veículos

5.3. Passagens hidráulicas

Este tipo de passagem corresponde a uma necessidade de não desviar linhas de águas que se encontrem no local, sendo para isso necessária a construção de um sistema que possibilite essa condicionante. Para isso existem sistemas pré-fabricados de elevado desempenho com uma intervenção mínima em obra, em que há uma compatibilidade em relação à sazonalidade destas solicitações.

As soluções disponíveis no mercado para estas passagens são a chamadas Box-Culvert, consistindo numa estrutura pré-fabricada em U, ou a estrutura Matière, em secção abobadada, conforme apresentado de seguida.

A solução de Box-Culvert é bastante utilizada, tanto em Portugal como no resto do Mundo, uma vez que dá uma boa resposta em relação às cargas a que está solicitada. É constituída por duas peças em U em betão armado, sendo sobrepostas com um encaixe macho-fêmea. Encontram-se no mercado com dimensões desde 1x1 m² até 5x5 m². Pode no entanto ser utilizado apenas um U, viabilizando assim o seu uso em canais a céu aberto.



Figura 68 – Box-Culvert



Figura 69 – Duas peças em U, Box Culvert



Figura 70 – Aplicação do Box-Culvert

A estrutura Matière é uma solução em abóbada para obras enterradas, sendo justapostos longitudinalmente dois anéis pré-fabricados. É uma solução com boa aceitação a nível mundial, tendo uma grande vantagem que é a rápida montagem.

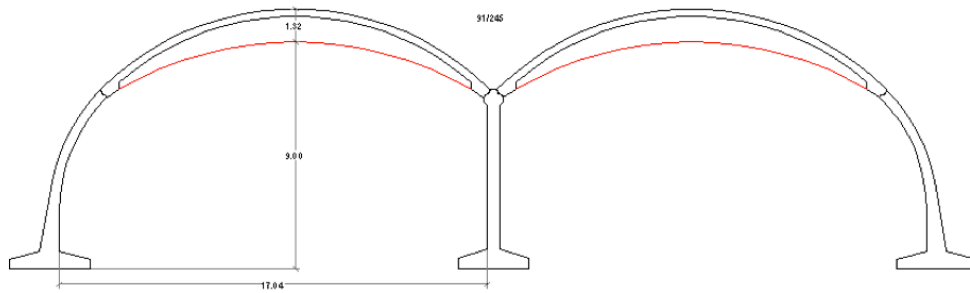


Figura 71 – Esquema do sistema Matière



Figura 72 – Aplicação do sistema Matière



Figura 73 – Sistema Matière

5.4. Cimbra ao Solo

O cimbra ao solo é um método usado desde há muito tempo, nomeadamente na construção das pontes em pedra, usando a forma de um arco colocado entre as duas extremidades e a partir daí construía-se a estrutura principal. O cimbra era realizado em madeira e algumas cordas evoluindo para as escoras metálicas, situação utilizada na actualidade.

Este sistema construtivo é principalmente usado na realização de pontes de betão armado ou ainda de pontes em pedra, pouco usual na situação corrente. É realizada uma cofragem provisória apoiada num cimbra fixo ao qual também se pode chamar cavalete. Denomina-se escoramento ao caso em que toda a estrutura está apoiada apenas em escoras.

O principal esquema utilizado para este sistema construtivo é uma estrutura realizada em tubos ou perfis metálicos, apoiada no solo por soluções rudimentares, como é o caso das tábuas de madeira ou então por blocos maciços de betão, para ser efectuada uma melhor distribuição de cargas para o solo. Para prevenir a possível instabilidade das escoras de suporte devem ser realizados sistemas de contraventamento nos diversos elementos, mesmo quando a estrutura se apresenta a uma cota de trabalho baixa. Deve ser avaliada a resistência do solo para suportar as cargas transmitidas pelo escoramento por forma a que não ocorram assentamentos indesejados, podendo levar ao colapso da estrutura.

Este método construtivo tem uma diferença em relação aos outros tipos de cimbra, nomeadamente o cimbra autolanzável, necessitando este método do desmonte de toda a estrutura de suporte, não podendo ser movida da sua posição inicial para outro local, enquanto que no cimbra móvel toda a estrutura avança para a posição seguinte sem ser alterada, depois de o betão ganhar a resistência necessária.

Quando a obra tem uma dimensão reduzida, o dimensionamento da estrutura pode ser realizada pela própria empresa, mas quando se está na presença de uma estrutura de grande envergadura ou de carácter especial o seu dimensionamento deve ser realizado por uma empresa especializada.

Uma vez que as escoras de suporte têm uma esbelteza elevada, devido ao máximo aproveitamento da capacidade resistente por questões económicas, deve ter-se em atenção as deformações a que estas estão sujeitas, podendo haver fissuração no betão durante a sua cura.



Figura 74 – Solução de cimbra ao solo

O cimbra ao solo pode ser classificado em três tipos:

- Prumos;
- Sistemas de Cimbra;
- Sistemas de Cimbra Modulares.

Para a classificação deste tipos de cimbra, não se tem como base o material por que são constituídos, mas sim o tipo de aplicação, a capacidade resistente e a altura máxima admissível.

O prumo é usado principalmente em situações de escoramento, pré-escoramento e pós-escoramento de lajes, uma vez que é variável na sua altura, embora a sua resistência diminua com o aumento do comprimento.

Os cimbra em torre é constituído por bastidores e elementos diagonais de contraventamento, podendo atingir alturas superiores em relação à dos prumos tendo ainda uma maior resistência.

Para os cimbramentos modulares são usadas filas de bastidores, variando o espaçamento entre estas em função da altura a vencer, podendo atingir alturas de 20 m e com uma carga de 40 KN por elemento vertical.



Figura 75 – Prumos

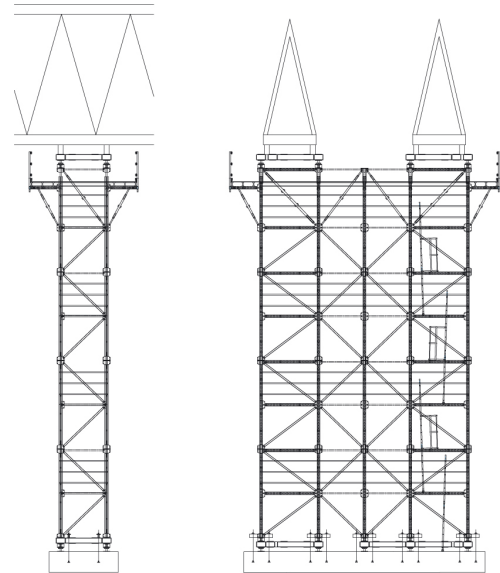


Figura 76 – Sistema de cimbre



Figura 77 – Cimbre modular

As principais características deste método construtivo são:

- Robustez;
- Possibilidade de movimento das torres com grua;
- Rapidez de montagem;
- Não é necessária mão de obra especializada.

Uma vez que todas as construções apresentam um orçamento elevado, o cimbre pode-se tornar uma solução a não usar dado que poderá estar sujeita a determinados fenómenos que a inviabilize. O valor deste método pode ser de 30 a 60 por cento do valor final da obra, levando a que muitas vezes seja usado outro método, devendo para isso ser estudado o terreno e as características do solo que irá suportar as cargas, assim como a coesão do solo, tipo de material, características geológicas, actividade sísmica e vulcânica e ainda a existência de falhas.



Figura 78 – Queda de um cimbre

Existem três fenómenos de grande importância que devem ser controlados, como o deslizamento, encurvadura e derrube do cimbra, devendo para isso ser analisadas as forças aplicadas e a forma como estas actuam.

Devem ser estudadas a acção do vento no cimbra e as acções das restantes forças e direcção com que actuam.

O acção do vento, além de outras acções, torna condicionante o modo de concepção das estruturas. As suas características e comportamentos são influenciadas pela dimensão do obstáculo, sendo a acção agravada com o aumento da altitude.

Normalmente o uso do cimbra está associado a alturas mais reduzidas, porém deve ser na mesma considerada.

Em relação à acção do vento deve ter-se em conta a sua direcção, intensidade e dispersão ao longo da estrutura, devendo ser evitadas superfícies planas, em que o vento embate com mais violência, optando por superfícies curvas, desviando o vento e enfraquecendo a sua acção.

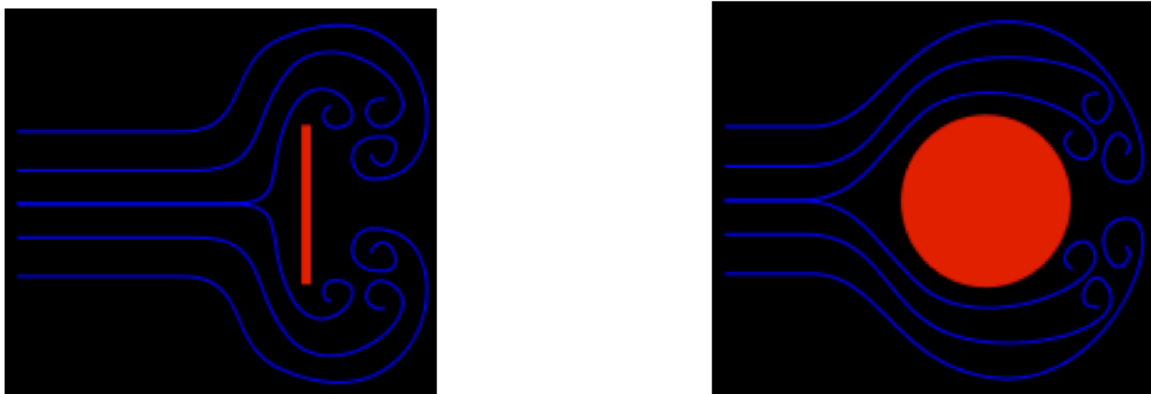


Figura 79 – Acção do vento (a azul) numa estrutura (a vermelho)

Estas técnicas evitam potenciais desastres nas etapas iniciais da construção de estruturas de pontes.

5.5. Estruturas Mistas

Por este sistema construtivo entende-se como uma junção de materiais que possuem características mecânicas diferentes, normalmente constituída por vigas metálicas de suporte e um tabuleiro de betão armado ou pré-esforçado. É necessário proceder à solidarização entre os dois, para funcionarem em conjunto.

A base de funcionamento deste método consiste nos deslocamentos relativos na ligação betão-aço, que deverão ser reduzidos ao mínimo, caso não seja possível impedi-los. Estes esforços criados na interface dos elementos originam um fluxo de corte entre a laje e as vigas. Com a solidarização dos elementos obtém-se um comportamento misto aumentando assim a resistência e a rigidez da estrutura.

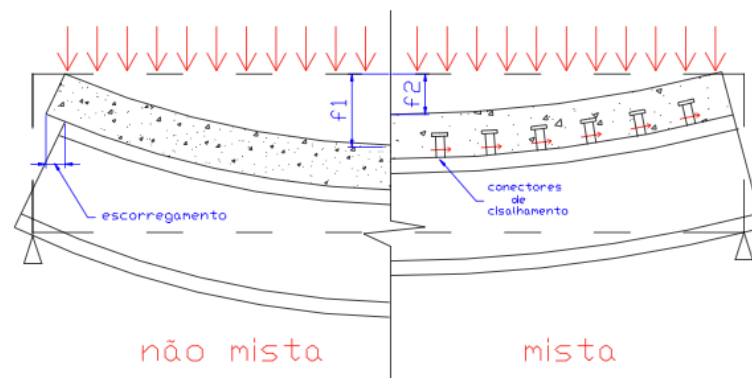


Figura 80 – Comparação entre uma estrutura mista e não mista

A principal dificuldade resultante deste sistema construtivo reside na determinação dos esforços que actuam tanto no betão como no aço, tendo-se em conta a ligação entre os dois materiais. Deve ainda ter-se em atenção se o dimensionamento das estruturas mistas é realizado com a viga metálica escorada ou não durante a betonagem.

Por norma as vigas são dimensionadas sem escoramento, uma vez que o custo é inferior, não sendo necessário recorrer a cimbramentos que aumentam o valor final da obra. Será então necessário planear as etapas a cumprir. O peso próprio da viga e do betão será mobilizado pelos dois materiais em separado, enquanto que numa fase final, as sobrecargas já irão ser suportadas pelo conjunto dos materiais devidamente solidarizados.

Para limitar os deslocamentos entre os dois materiais são introduzidas peças de aço soldadas à viga metálica. Estas peças são chamadas de conectores de corte e são incorporadas pelo betão.

Estes elementos têm como função a transferência das tensões tangenciais entre o aço e o betão fazendo com que a estrutura se comporte como um único elemento.

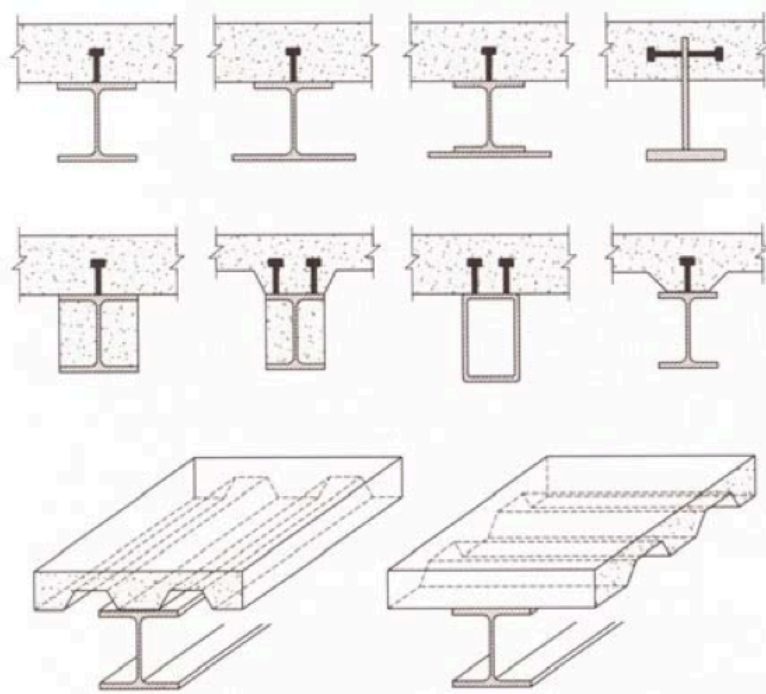


Figura 81 – Pormenor da ligação entre as vigas metálicas e o tabuleiro de betão

Podem ter várias configurações, sendo que os mais usados são os conectores tipo “Stud” apresentados na imagem, e os perfis laminados em U, devendo ser distribuídos de forma económica ao longo de toda a viga.



Figura 82 – Conectores tipo “Stud”

Com o descrito anteriormente consegue-se então observar que não são apenas os dois materiais (aço e betão) que resistem aos esforços actuantes, mas sim os três, incluindo os conectores de corte. Cada um tem a sua função específica, conforme apresentado de seguida.

- Vigas de aço: transferem as cargas paralelamente ao eixo longitudinal da estrutura;
- Laje de Betão: distribui as cargas transversalmente, recebendo as acções variáveis que actuam na estrutura;
- Conectores de Corte: realizam a ligação entre a viga e a laje, transferindo as acções de corte.

Os dois materiais associados apresentam uma elevada resistência à tracção pela componente do aço, enquanto que o betão tem grande capacidade para resistir a compressões. Com estes componentes observam-se algumas vantagens apresentadas seguidamente.

- Redução do consumo de aço na ordem de 30 a 50%, já que a rigidez aumenta, reduzindo assim a secção das vigas de aço;
- Redução do tempo de construção dos tabuleiros em comparação a tabuleiros com vigas de betão moldadas no local.

Como principal desvantagem deste sistema construtivo temos a necessidade de colocação dos conectores de corte na interface dos materiais.

O processo construtivo deste método consiste na colocação inicial das vigas metálicas apoiadas nos pilares através de guindastes ou lançadeiras. De seguida aproveita-se a estrutura de aço para suportar as cargas resultantes da betonagem da laje de betão.

Algumas vezes é necessário realizar um escoramento provisório, uma vez que em alguns casos poderá ser necessário introduzir uma contra flecha inicial. Para a betonagem da laje in-situ será também necessário proceder ao escoramento da estrutura.

Na imagem seguinte apresenta-se uma ponte em que foi implementada uma estrutura mista.



Figura 83 – Estrutura mista

Em Portugal é possível observar uma estrutura em que foi implementado este método construtivo, sendo esta a estação de metro do Parque da Maia.



Figura 84 – Estação do Metro – Parque da Maia



Figura 85 – Pormenor da estrutura

6. Processos Construtivos de Obras de Arte Especiais

6.1. Avanços Sucessivos

O método dos avanços sucessivos consiste na construção de consolas a partir dos apoios que vão crescendo sucessivamente por forma a realizar a totalidade do tabuleiro. O crescimento da consola é obtido por execução faseada de troços sucessivos, de 2 a 6 metros, também chamadas aduelas. É umas das soluções mais competitivas a nível europeu, sendo aplicada em Portugal desde 1982.

Uma das razões para a não utilização do método, em algumas situações, reside nas próprias restrições deste, sendo maioritariamente usado em pontes de directriz recta ou de curvatura constante em planta e em tabuleiros em que a altura seja constante. Nas pontes de betão o grande inconveniente é o consumo de aço de pré-esforço que este método proporciona, podendo ainda levar a armadura ordinárias, resultante da variação de esforços a que a estrutura está sujeita durante a sua construção, consistindo esta a principal razão para a recusa, em alguns casos, deste método no mercado nacional.

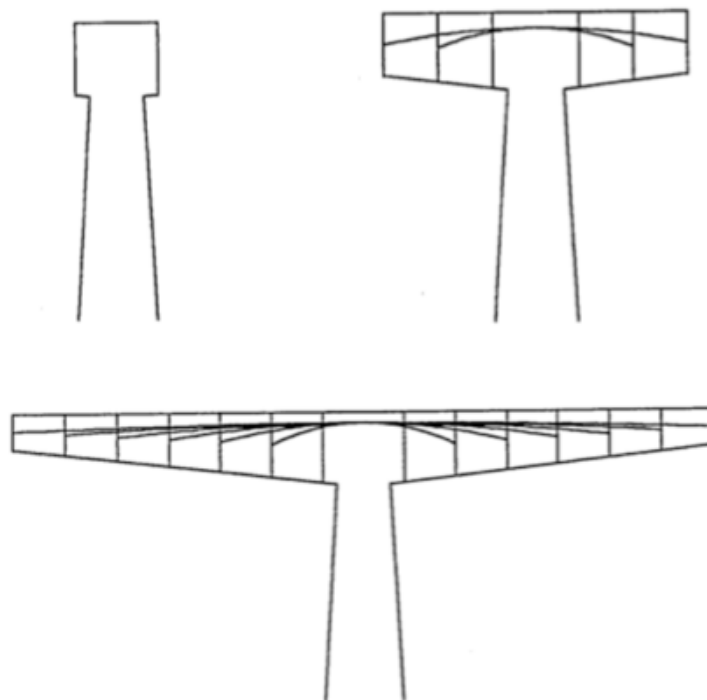


Figura 86 – Funcionamento do método de avanços sucessivos

O suporte de uma aduela é realizado pelas aduelas anteriores até que esta tenha resistência suficiente para que possa ser aplicado o pré-esforço e consiga suportar a aduela seguinte. Além do próprio peso da aduela que está a ser executada a restante estrutura tem que suportar o peso das cofragens e dos equipamentos necessários para a realização da estrutura.

Cada vez que se realiza um novo troço da consola, devem ser introduzidos novos cabos para suportar as cargas exercidas, já que a estabilidade da estrutura é garantida pelo pré-esforço que equilibra parte das cargas resultantes do peso próprio das consolas.

Depois de serem concluídos os trabalhos relativamente às aduelas, estas são ligadas uma à outra, por forma a transmitir os esforços e garantir a total continuidade da estrutura. No início da aplicação deste método eram usadas articulações que apenas transmitiam os esforços transversos, resultando daí deformações que alertaram para os riscos resultantes.

Para a execução podem ser usadas aduelas betonadas “in-situ” ou aduelas pré-fabricadas, sendo os princípios gerais de construção idênticos.

O avanço mais equilibrado do tabuleiro dá-se quando este é construído simetricamente em relação ao pilar, formando consolas simétricas, podendo no entanto ser construídos com recurso a apoios provisórios.

Em Portugal não existe experiência de estruturas construídas com este método com aduelas pré-fabricadas, embora hajam algumas obras construídas com os avanços sucessivos com aduelas betonadas “in-situ”, dos quais são de referir:

- O viaduto de Alcântara de acesso à ponte suspensa sobre o rio Tejo, em Lisboa. Este projecto é um dos primeiros construídos pelo método dos avanços sucessivos, sendo composto por consolas de 38 m de vão para cada lado, sendo os seus extremos ligados aos da consola por articulações.
- A ponte São João, sobre o rio Douro no Porto, projectada por Edgar Cardoso e que ainda hoje detém o recorde de maior vão para pontes ferroviárias, com 250 m de vão central.
- A ponte do Freixo, sobre o rio Douro, da autoria de António Reis e com um vão central de 150 m. É constituída por 8 vãos de comprimento decrescente para as margens, tendo uma extensão total de 705 m.



Figura 87 – Ponte do Freixo, Porto

Na actualidade, este método é usado para a construção de pontes atirantadas, sendo um exemplo deste processo construtivo a ponte sobre o rio Guadiana da autoria de Câncio Martins, em Castro Marim, e a ponte sobre o rio Arade projectada por Armando Rito, em Portimão, ambas apresentadas de seguida.



Figura 88 – Ponte sobre o rio Guadiana, Castro Marim



Figura 89 – Ponte sobre o Rio Arade, Portimão

A aplicação deste método é bastante conveniente em estruturas em que os pilares têm uma grande altura, como é o caso de construção em vales profundos ou rios com correntes forte. Aplica-se correntemente a pontes com vãos entre os 50 a 200 m, sendo no entanto este método mais frequentemente utilizado em vãos entre 70 e 150 metros, por questões económicas e técnicas.

Para vãos inferiores aos definidos anteriormente poderão ser utilizados outros métodos construtivos, como os deslocamentos sucessivos ou a viga de lançamento. Para vãos superiores a 200 m, o método dos avanços sucessivos tem diversas desvantagens, sendo a principal o considerável valor dos momentos flectores negativos devido ao próprio peso do betão, obtendo-se valores de compressão no betão demasiado elevados e a quantidade de pré-esforço a aplicar complica a betonagem. No entanto existem obras realizadas com este método em que o vão ultrapassa os 200 m, tendo sido tomadas medidas adicionais para solucionar os problemas que poderiam ocorrer, necessitando de reforço de armadura de compressão no banzo inferior ou o uso de agregados de betão leves, para reduzir o peso da estrutura. Exemplos destas estruturas são a ponte Gateway na Austrália ou a ponte Hamna no Japão, 260 m e 240 m, respectivamente.

O método dos avanços sucessivos é bastante versátil, podendo ser utilizados com os seguintes esquemas estruturais:

- pontes em viga (contínua ou gerber);
- pontes com pórticos sucessivos;
- pontes em arco;
- pontes de tirante.



Figura 90 – Avanços Sucessivos em viga



Figura 91 – Avanços Sucessivos com pórticos sucessivos



Figura 92 – Avanços Sucessivos em arco



Figura 93 – Avanços Sucessivos com tirantes

6.1.1. Vantagens da construção por avanços sucessivos

Uma das grandes vantagens deste método é a eliminação de escoramentos, que muitas vezes dificultam os trabalhos a realizar, fazendo assim com que a construção tenha todo o espaço inferior disponível. Com esta característica o método adapta-se às seguintes construções:

- estruturas com pilares altos, em que um escoramento se tornaria economicamente dispendioso;
- quando há necessidade de manter uma circulação mínima ou navegação durante a construção;
- estruturas em que o rio tem cheias com frequência ou correntes fortes;

A redução das cofragens, que não precisa de ser superior à dimensão da aduela, é mais umas das vantagens que este método oferece, rentabilizando o trabalho manual devido à repetição das tarefas. Há ainda uma flexibilização da execução em que é possível aumentar

o número de pontos de partida, podendo chegar a 10 m de tabuleiro por dia, no caso das aduelas pré-fabricadas.

No que diz respeito aos materiais, com o método dos avanços sucessivos podem ser diminuídos os custos de conservação, nomeadamente no aço.

6.1.2. Construção simétrica e assimétrica

Para a construção pelo método de avanços sucessivos pode-se proceder de diversas maneiras, implicando todas elas que o esquema estrutural se vá alterando. A situação mais corrente é a construção simétrica a partir de cada pilar. Deverão ser asseguradas as condições de equilíbrio, entre as acções actuantes de um e outro lado do apoio, sendo que na construção simétrica o desequilíbrio deve-se ao facto de a betonagem ou a colocação de aduelas de cada lado não ser simultânea ou a acção do vento não uniforme, podendo em algumas situações estas serem absorvidas pelos pilares. No caso de estes não conseguirem suportar as acções desequilibradoras há necessidade de colocar elementos de suporte ou ancoragens temporárias.

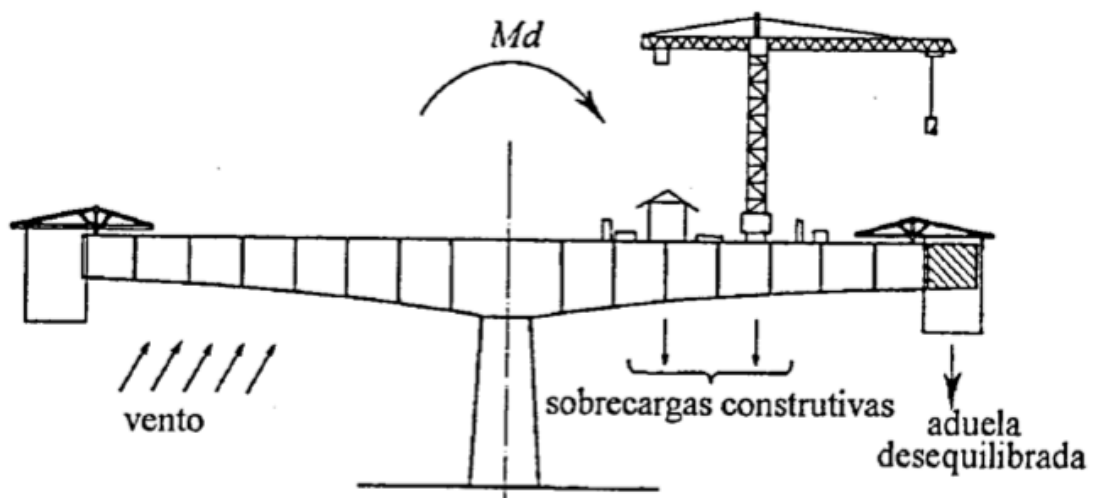


Figura 94 – Acções actuantes na estrutura

6.1.3. Betonagem “In-Situ” vs Pré-Fabricação

A decisão do método a usar tem como principal fundamento a dimensão total da obra e os seus principais vãos.

Para vãos elevados, a solução pré-fabricada torna-se mais onerosa devido ao equipamento necessário para a realização da estrutura, em relação à solução betonada no local.

Para vãos com dimensões longitudinais correntes, a diferença na escolha entre as duas soluções reside na área do tabuleiro. Para a utilização de pré-fabricação na estrutura tem-se como referência máximo o valor de 5000 m² de área de tabuleiro, devido ao elevado custo do estaleiro de pré-fabricação e os equipamentos de elevação, podendo ainda ser usado no caso de as aduelas serem fabricadas com equipamento standard ou se o peso das aduelas for baixo.

6.2. Lançamento Incremental

Este método é utilizado em diversos países, porém em Portugal tem ainda muito pouca aplicação. Consiste na realização do tabuleiro por troços sucessivos num espaço anterior a um dos encontros, colocado posteriormente na sua posição final por movimento longitudinal.

Este método foi inicialmente aplicado em pontes metálicas, devido à grande alternância de esforços a que a estrutura está sujeita pela variação das condições de apoio, uma vez que este material resiste bem a esforços de compressão e de tracção.

Com a descoberta do teflon, este método começou a ser desenvolvido de forma mais rápida, permitindo aparelhos de apoio com um valor de coeficiente de atrito baixo. Não foi só com o teflon que o método avançou, sendo o pré-esforço um bom impulsionador do lançamento incremental, uma vez que aligeira as construções e facilita a ligação entre os diversos elementos.

Para a construção do tabuleiro na área anterior ao encontro, procede-se à colocação das cofragens fixas num local específico, sendo de seguida betonado o tabuleiro contra o anterior, embora possam também ser usados sistemas pré-fabricados. A dimensão do troço de tabuleiro a construir é condicionada pela retracção do betão e pela amortização das cofragens, variando ainda esta dimensão por forma a que as juntas se localizem em pontos de momento nulo, no final da construção.

Depois de todos os elementos estarem solidarizados, procede-se à deslocação do tabuleiro por deslizamento sobre os pilares e encontros através de macacos hidráulicos que se encontram fixos a um dos apoios. Após a colocação do tabuleiro na sua posição final aplica-se o pré-esforço definitivo e é retirado o pré-esforço provisório.



Figura 95 – Sistema de lançamento incremental

Só é possível a realização de uma estrutura usando o método do lançamento incremental se esta for de altura e perfil longitudinal constante. No caso de a construção apresentar curva, esta deverá ter curvatura constante.

Este método apresenta diversas vantagens, sendo algumas delas referidas em seguida:

- A rápida construção no uso do método, pois podem ser construídos vários elementos em simultâneo, como é o caso dos pilares e do tabuleiro;
- O estaleiro da obra pode ser coberto, uma vez que todos os equipamentos se situam num local específico com área reduzida e de fácil acesso, protegendo assim contra as intempéries e garantindo a qualidade da obra e a sua segurança;
- Toda a área que se encontra por baixo da estrutura fica desocupada, não sendo necessária a realização de escoramentos provisórios ou cofragens;

- Não há o risco de queda de objectos na zona sob a estrutura, uma vez que o tabuleiro quando é colocado numa determinada posição já está pronto.
- Não existem custos de transporte como no caso das estruturas pré-fabricadas em fábrica;
- O material usado para realizar o lançamento é reutilizado noutras obras, reduzindo assim os custos ao nível do equipamento;

As principais desvantagens da utilização deste método são:

- A secção transversal da estrutura tem que ser constante, devido à cofragem que encontra no início da construção;
- É necessário tratar o terreno onde se procede à betonagem para a colocação da cofragem, para evitar assentamentos;
- A realização da translação longitudinal requer qualificação técnica por parte do empreiteiro;

Com as vantagens e desvantagens apresentadas anteriormente, conclui-se que este método não é económico nos materiais que usa, mas sim na simplificação de montagem que apresenta, daí que seja aplicado em locais com profundidade elevada em que não seja economicamente viável proceder ao escoramento.

Para o método em análise, a secção que apresenta mais vantagens é a secção em caixão unicelular, uma vez que mostra grande resistência aos diversos esforços que actuam ao longo da construção do tabuleiro. É normalmente usada, em situações em que a largura do tabuleiro é inferior a 14 m, uma secção com duas almas, e nos tabuleiros com largura superior, secções com três almas ou duas secções paralelas com duas almas. Para obras rodoviárias a relação altura do tabuleiro/vão do tramo está localizada em torno de 1/15, situação mais usada para vãos de 50 m, podendo-se no entanto atingir, com recurso a

apoios provisórios intermédios relações de 1/20. Por norma, usa-se uma espessura superior a 40 cm para que a estrutura resista aos esforços de corte durante o lançamento, devendo ser mais espessas nas zonas dos apoios, sendo a espessura dos banzos superior e inferior definida pelo recobrimento dos cabos de pré-esforço.

Na imagem seguinte apresenta-se uma secção tipo de uma viga em caixão de uma estrutura rodoviária com 20 metros de largura. Para as consolas laterais deve ser considerada um altura mínima de 20 cm, devido à possível colocação de pré-esforço transversal.

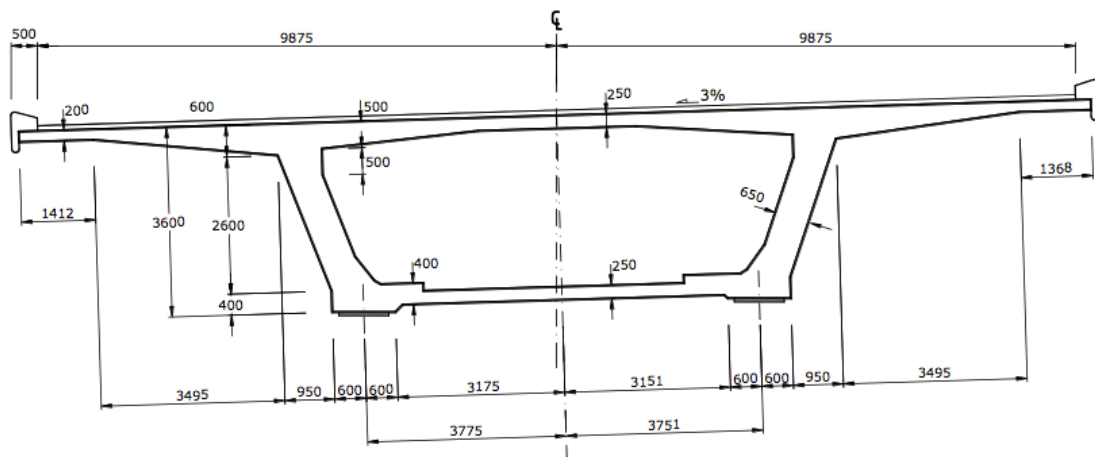


Figura 96 – Secção de uma viga em caixão

O projectista deve ter em conta alguns aspectos relativos a pormenores de secção transversal, sendo de salientar a distância mínima de 10 cm entre a face exterior do apoio e a superfície exterior da alma, para que toda a acção seja movida para o apoio e ainda deve ser garantido um recobrimento mínimo de 15 cm para as bainhas de pré-esforço.

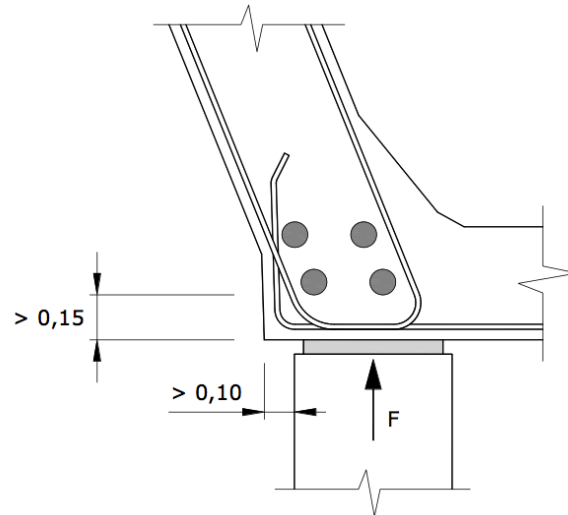


Figura 97 – Pormenor do apoio da viga no pilar

A betonagem de secção transversal é efectuada em duas fases, sendo o intervalo de tempo que as separa de 2 a 3 dias. Essas fases variam de obra para obra, podendo ser consideradas várias situações, a betonagem do banzo inferior e posteriormente a restante estrutura, a betonagem do banzo inferior e meia altura da alma e na 2ª fase a meia altura superior da alma e o banzo superior, ou ainda o banzo inferior e a alma e seguidamente o banzo superior. A solução mais comum é a última referida, betonando o banzo inferior e a alma e posteriormente o banzo superior, devendo-se esta situação ao facto de ser garantido o ciclo semanal de construção, resultante do arrefecimento lento da alma devido à sua espessura, ainda apresentando calor de hidratação elevado ao fim de 70 horas, reacção que acontece ao fim de 20 horas nos banzos, e ainda à independência da cofragem para a parte inferior da estrutura e o banzo superior. Outra vantagem é ainda o facto de a junta de betonagem não surgir no meio da alma, contribuindo assim para a estética da estrutura.

A secção longitudinal deve ser realizada de forma a que tenham o maior comprimento possível, de maneira que proporcionem ciclos de construção adequados, devendo no entanto não coincidir as ligações entre segmentos nas zonas de momento flector máximo, ou seja, a meio vão e nos apoios.

Pela análise de diferentes pontes construídas com este método verifica-se que os segmentos têm um comprimento igual a metade do vão da fase definitiva, devendo estes ser colocados com a sua parte central situada na zona dos pilares.

Durante a fase construtiva existe uma grande variação de esforços na secção, estando sujeitas a momentos flectores de sinal e intensidade variáveis, devido à posição que vão ocupando ao longo desta fase. Na imagem seguinte apresenta-se um esquema de como variam os momentos flectores ao longo da construção.

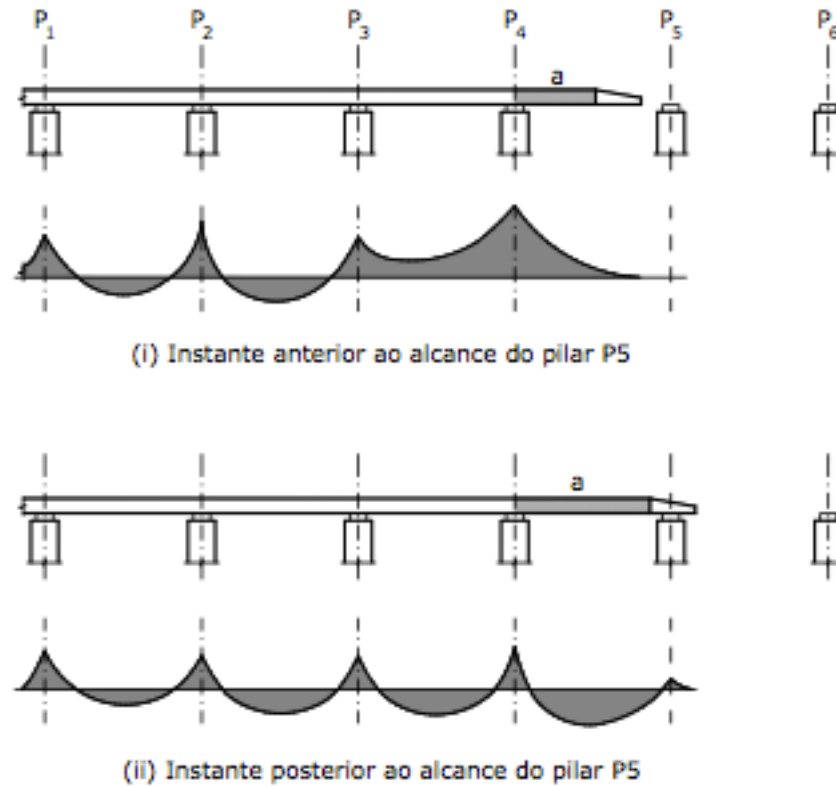


Figura 98 – Diagrama de momentos durante o lançamento da viga

Para a aplicação do pré-esforço deve ter-se em consideração o esquema de construção que está a ser utilizado, podendo este ser unilateral ou bilateral, diferindo um do outro se a construção é realizada a partir de um dos encontros ou dos dois.

Para a construção unilateral, a linha média de pré-esforço deve ser rectilínea e estar localizada no centro de rigidez da secção, para que haja uma compressão uniforme ao longo de toda a estrutura, durante a fase construtiva. Na fase definitiva, o pré-esforço deverá situar-se na fibra superior na zonas dos apoios e na fibra inferior no meio vão, para resistir a esforços de tração.

Deve ter-se em conta as acções horizontais que resultam do atrito entre o tabuleiro e os pilares. Os valores de cálculo para este parâmetro variam entre 4 e 7%, embora os valores obtidos em obra estejam entre 2 e 3,5%.

As forças resultantes do atrito apenas actuam na fase construtiva e são bastante gravosas para os pilares devido aos momentos flectores resultantes na base, podendo ser reduzidos se os pilares forem atirantados durante a fase construtiva.

A rigidez da viga nariz, influencia a distribuição de esforços no tabuleiro, pelo que deve ser considerada no dimensionamento.

6.2.1. Nariz Metálico

Este equipamento, também chamado “Avant-bec”, tem como principal função a redução dos momentos negativos que surgem durante a construção.

Para qualificar o comportamento elástico deste equipamento existem três parâmetros adimensionais, sendo eles a relação entre o comprimento do equipamento e o vão a vencer, a relação entre o peso próprio do equipamento e do tabuleiro e a relação entre a rigidez de flexão do equipamento e a parte frontal do tabuleiro.

Quando a extensão do nariz metálico é baixa, o valor do momento negativo no apoio aumenta significativamente, situação que se verifica também quando a extensão aumenta, diminuindo o valor do momento negativo.



Figura 99 – Nariz metálico

A geometria do equipamento tem sido alterada desde que o processo começou a ser implementado, sendo usados diversos tipos de estrutura metálica, desde estruturas mais ou menos rígidas, metálicas ou em betão pré-esforçado ou ainda sistemas hidráulicos para reposicionar o equipamento depois da deformação elástica sofrida na fase construtiva.

É composto por duas vigas principais conectadas entre si por diafragmas transversais e escoras dispostas horizontalmente e obliquamente, tendo como função estabilizar os banzos das vigas, dando-lhes uma resistência superior para absorver cargas assimétricas. As barras na diagonal permitem o controlo da instabilidade resultante da compressão do banzo superior de cada viga.

O tabuleiro deve ser homogéneo, ou seja, todos os esforços devem ser transferidos de forma eficaz, tanto ao nível do esforço transversal como momentos flectores, podendo qualquer articulação que possa ocorrer, comprometer o comportamento elástico tabuleiro-nariz metálico.

Na altura em que o nariz metálico se aproxima do pilar, o sistema tem uma deformação diferente da deformação teórica, aumentando com o número de pilares alcançados. Devido ao módulo de elasticidade, em pontes metálicas a deformação é superior. Para voltar à posição inicial são usados macacos hidráulicos que se localizam na ponta do nariz.

6.2.2. Dispositivos de Escorregamento e Translação

Para a execução do tabuleiro é necessária uma determinada força, sendo esta linearmente proporcional ao peso da estrutura. No caso das estruturas longas o valor do peso do tabuleiro pode ser superior a 10 MN, embora em grande parte das construções seja bastante inferior.

Para pontes pequenas, normalmente associadas a investimentos volumosos com baixa amortização, deve ser usado o método que se torne mais económico, sendo para estas situações usado o lançamento de cabos. Este método usa forças de puxe da ordem de 0,8 a 1 MN, sendo aplicada por um par de barras de pré-esforço, realizado por macacos hidráulicos fixos no encontro.

Normalmente são usados dois macacos hidráulicos de cada lado da secção para que enquanto um está a realizar a operação, o outro recupera para que possa entrar em funcionamento quando o primeiro terminar, evitando assim que se dê o relaxamento das barras, aumentando a velocidade de execução.

Quando a construção em questão se encontra num local inclinado, sendo necessárias forças de lançamento superiores, as barras são substituídas por cabos de pré-esforço, sendo a

capacidade de “puxe” apenas limitadas pela capacidade do equipamento hidráulico, não sendo aconselhável exceder forças da ordem do 2,5 MN por cabo.

Esta solução torna-se economicamente mais viável, uma vez que necessita de equipamento simples e tem uma montagem relativamente fácil.

No caso de pontes com elevada extensão a força para o avanço da estrutura é realizada por atrito, usando para este caso dois ou mais pares de “lançadores” sob as almas da secção. O equipamento que proporciona essa força é composto por um macaco hidráulico vertical sobre uma superfície lubrificada através de pistão. Na figura seguinte é apresentado um esquema de como funciona o equipamento.

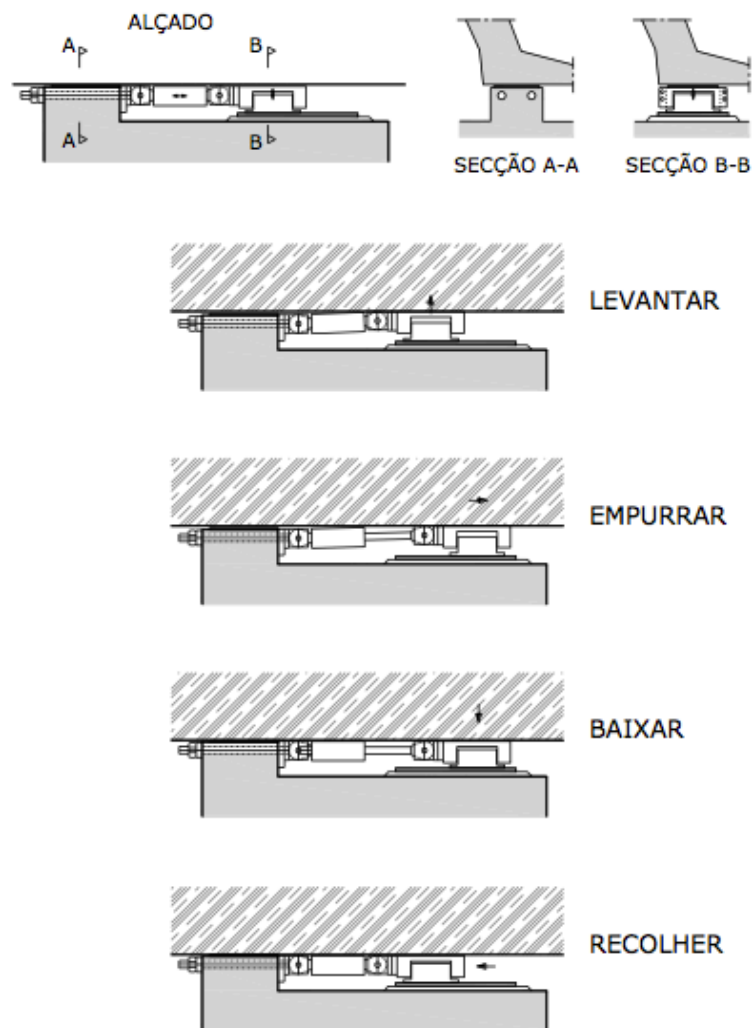


Figura 100 – Funcionamento do sistema de lançamento incremental

Para a construção do tabuleiro da ponte, o funcionamento do equipamento passa por 4 etapas:

- o tabuleiro é levantado pelo macaco hidráulico separando-o dos apoios temporários, sendo transferida a reacção do apoio para o equipamento;
- O pistão “empurra” o tabuleiro, deslizando sobre uma superfície com atrito mínimo;
- Atingindo o limite máximo de expansão por parte do pistão, o macaco hidráulico vertical retrai e o tabuleiro assenta nos apoios temporários;
- Depois de retraído o equipamento, o pistão assume a sua posição inicial repetindo-se novamente o processo.

Como o nariz metálico tem um peso reduzido, torna-se mais complicada a translação longitudinal devido ao baixo atrito entre as superfícies, sendo o problema resolvido através do uso de cabos de pré-esforço que empurram o nariz metálico contra o macaco hidráulico aumentando assim o atrito.

Todos os movimentos do equipamento e do tabuleiro são controlados por um local de controlo, registando todos os valores necessários, principalmente os da reacção vertical no macaco hidráulico, conseguindo com esses valores determinar se será necessário aumentar o atrito entre os dois elementos.

6.2.3. Ciclo de Construção

A construção do tabuleiro é influenciada pelos meios utilizados, sendo a duração de cada segmento de cerca de uma semana, devendo a betonagem ser efectuada à sexta-feira devido à cura do betão e na segunda-feira procede-se à aplicação do pré-esforço

O lançamento do tabuleiro é apenas uma pequena parcela do tempo de construção tendo uma velocidade ente 2 a 5 m/h.

O plano depende da experiência das equipas e das condições meteorológicas, não tendo que ser seguido o plano apresentado. Nas primeiras semanas o tempo de execução é superior,

resultante dos processos de regularização do terreno, montagem da cofragem e montagem do nariz metálico, diminuindo nas seguintes com a repetitividade das tarefas.

Em Portugal este sistema foi usado na ponte sobre o rio Águeda, construída em 1998 que tem um comprimento de 854,75 m, uma largura de 15,30 m e um vão principal de 51,50 m. Esta estrutura apresenta pilares com 60 metros de altura apoiados em fundações directas sobre sapatas e indirectas sobre estacas com 1,50 metros de diâmetro. Seguidamente são apresentadas alguma imagens da sua construção.



Figura 101 - Construção da ponte sobre o rio Águeda

6.3. Viga de Lançamento ou Cimbra Autolanzável

Este é, dos sistemas apresentados, o mais utilizado em Portugal, consistindo num sistema de suporte de cofragem, apresentando como principais elementos vigas metálicas em treliça ou de alma cheia. Para o sistema em questão podem ser utilizadas três variantes denominadas cimbra autolanzável superior, inferior e de assemblagem. Para o primeiro são

usadas vigas metálicas superiores ao tabuleiro, para o segundo vigas inferiores ao tabuleiro e para a terceira é usada uma viga também superior mas para estruturas com peso mais baixo.



Figura 102 – Viga de lançamento

Este método é usado para a construção de tabuleiros contínuos, podendo ter uma secção transversal variável do tipo maciço, vigado, nervurado ou em caixão.

É usado um sistema de avanço constituído por dispositivos de apoio colocados nos pilares e ainda por sistemas de cofragem e descofragem em estrutura metálica, elementos de apoio à plataforma de trabalho, sistema de movimentação do cimbra e estrutura de apoio da viga de lançamento. Esta estrutura apresenta um peso relativamente alto (cerca de 250 a 500 Kg por tonelada de betão), uma vez que a distância entre apoios é elevada.

6.3.1. Vantagens da Viga de Lançamento

- Construção do tabuleiro facilitada, comparativamente a outros métodos construtivos, resultante da rapidez com que se consegue chegar à frente de trabalho;
- Possibilidade de alterações durante o decorrer da obra devido à sistematização das operações;

- Rapidez de execução do tabuleiro, podendo ainda ser mais reduzido no caso de serem usados sistemas pré-fabricados;
- Total liberdade de trabalhos em relação ao solo, não havendo interrupção dos trabalhos pela necessidade de recorrer ao escoramento;

Uma das grandes desvantagens deste método é o investimento total aplicado, desde a sua compra até à montagem, sendo que a sua amortização é apenas conseguida em obras de grande extensão ou na reutilização do material em outras construções.

A reutilização do cimbra é limitada, uma vez que cada obra tem as suas características específicas, tornando os custos de adaptação também elevados.

Outra das desvantagens é a limitação da viga de lançamento a viadutos e pontes com raios de curvatura superiores a 200 m, uma vez que o cimbra, pela sua forma rectilínea apoia nos pilares e a sua curvatura é conseguida pela modelagem da cofragem.

A geometria de todas as peças deve ser concebida em conjunto por forma a viabilizar o processo de construção. A secção transversal do tabuleiro apresenta normalmente uma configuração de vigas em T ou em caixão, situação utilizada para a pré-fabricação, devido à dificuldade da sua betonagem “in-situ”.

6.3.2. Vigas de Lançamento Superior

Para este sistema é usada uma viga que se encontra por cima do tabuleiro, apoiando-se na parte já realizada deste e nos pilares à sua frente.

A cofragem, durante a betonagem, é suspensa sendo utilizados tirantes por forma a diminuir os esforços sobre a estrutura da viga de lançamento.

A montagem da viga de lançamento efectua-se atrás do encontro inicial da estrutura até ao primeiro pilar. No caso de o espaço no encontro ser escasso, será necessário recorrer ao escoramento da estrutura no primeiro vão, tornando assim mais complexa a sua montagem.



Figura 103 – Viga de lançamento superior

A viga de lançamento superior destaca-se dos outros sistemas pela disponibilidade de espaço criada na zona inferior ao tabuleiro. Como desvantagem temos a necessidade de certos elementos atravessarem o tabuleiro e o escasso acesso a certas zonas de trabalho.

6.3.3. Vigas de Lançamento Inferior

Para este sistema construtivo o tabuleiro encontra-se acima da estrutura portante, sendo a cofragem suportada directamente pelas vigas, podendo estas ser laterais e uma central, tendo esta última por função o lançamento do conjunto de tramo para tramo.

O transporte dos materiais para o tabuleiro torna-se mais fácil, uma vez que não há estruturas provisórias a dificultar o procedimento, podendo ser instalada uma grua nesta zona para essa situação, deslocando-se conforme o avanço da construção do tabuleiro.



Figura 104 – Viga de lançamento inferior

Como vantagem deste sistema temos a facilidade de acesso à zona de trabalhos e a facilidade de deslocação pela estrutura pela inexistência de elementos suspensos. Uma das dificuldades deste método é a colocação de dispositivos fixos nos pilares para o suporte da estrutura provisória.

6.3.4. Vigas de Lançamento de Assemblagem

A viga de lançamento de assemblagem é usada principalmente em estruturas com elementos pré-fabricados devendo para isso suportar o tabuleiro na sua totalidade.

Normalmente é usado superiormente ao tabuleiro, embora também se possa realizar sob a estrutura principal, devendo para isso ter equipamentos de levantamento e manuseamento.

As vantagens e desvantagens são semelhantes às de cada método anteriormente apresentado, tendo apenas uma variante, sendo esta a inexistência de cofragem.



Figura 105 – Viga de lançamento de assemblagem

6.4. Pré-Esforço Orgânico

Uma das grandes vantagens de algumas soluções baseadas na natureza é a sua eficiência, ajudando engenheiros a desenvolver novas soluções, evoluindo assim favoravelmente para soluções tecnologicamente mais avançadas.

O sistema de pré-esforço orgânico (OPS – “Organic Prestressing System”) é uma solução ao nível tecnológico para efectuar a compensação de forças a que a estrutura de uma ponte está sujeita, com base científica na Biométrica. Esta ciência tem por objectivo o estudo de estruturas biológicas e das funções por si desempenhadas, usando os princípios aprendidos com a natureza e aplicando-os nas construções humanas.

Neste sistema usa-se como base o funcionamento dos músculos, empregando-se um sistema de cabos que respondem a determinadas solicitações de um autómato definidas pelas deformações a que a viga está sujeita, medidas por sensores. Com esta solução é possível diminuir a acção do peso da estrutura e melhorar o seu comportamento.

O músculo é um elemento estrutural que possui uma rigidez variável, sendo essa alteração alcançada por abastecimento de energia, podendo este ser considerado um elemento com capacidade de alterar a força a que uma estrutura está sujeita por forma a melhorar o seu desempenho.

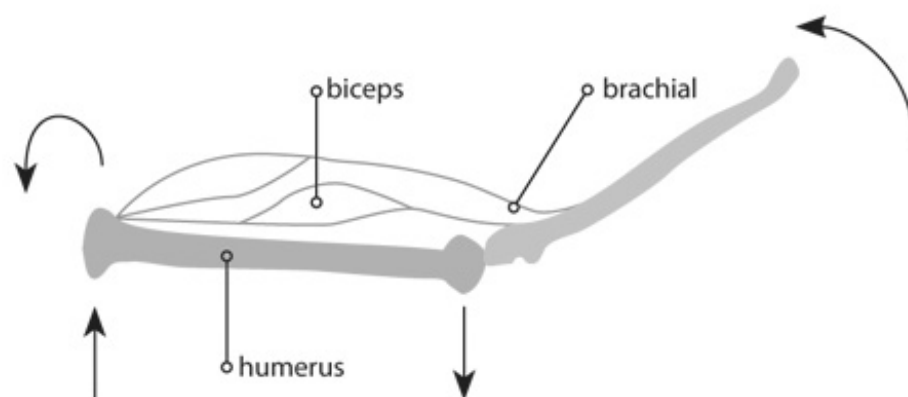


Figura 106 – Funcionamento do sistema de pré-esforço orgânico

Esta solução construtiva foi desenvolvida na Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto em 1998 pelo Professor Pedro Pacheco, tendo como base a introdução de acções auto equilibradas na estrutura em questão. Estas acções são escolhidas para contrariar as que estão a actuar na construção.

Segundo o Professor Pedro Pacheco, o funcionamento do método pelo músculo artificial “é feito de autómato, de cabos, de um macaco hidráulico e de sensores. Funciona como o corpo humano. Os sensores sentem a deformação, como os nervos, informam o cérebro que é um autómato. O autómato dá instruções ao actuador, que são os músculos, estica os cabos, que são os tendões, e compensa a deformação”.

Normalmente associa-se a este sistema o cimbra auto-lançável, sendo atrás referido o seu funcionamento. As forças exercidas pelos cabos de pré-esforço actuam sobre o cimbra limitando assim as suas deformações e possíveis erros que venham a ocorrer durante a execução da obra.



Figura 107 – Exemplo de estrutura construída com sistema OPS

O primeiro projecto em que foi aplicado este sistema foi a ponte sobre o Rio Sousa (sub-lanço Lousada – IP4/A4), sendo realizada uma parceria entre a Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto e a empresa Mota-Engil.

Como principais vantagens temos a diminuição do peso da estrutura, assim como a sua esbelteza, redução das deformações, redução de custos da ordem dos 20%, como refere o autor do projecto, e aumento da segurança durante a execução da obra. É referido ainda que “o benefício cresce quase exponencialmente” para estruturas com vãos superiores. É conseguida a diminuição do peso da estrutura pela redução de massa na estrutura, que seria necessária para a suportar, porém esta massa é substituída por energia gerada.

Como desvantagem do método OPS temos, como refere o autor, “a resistência natural que as pessoas têm à inovação”. Como se trata de um sistema construtivo recente, existe um certo receio das empresas em aplicá-lo nas estruturas.

O método construtivo já começou a ser aplicado a nível internacional, nomeadamente na Eslováquia, conforme apresentado na imagem seguinte.



Figura 108 – Ponte na Eslováquia com sistema de pré-esforço orgânico

No nosso país a quota de mercado é praticamente nula, sendo um exemplo deste sistema construtivo a ponte do Rio Sousa.

Actualmente existe uma estrutura a ser concebida com este sistema, sendo este o Viaduto de acesso à ponte sobre o Rio Corgo.

6.5. Estaiadas

O método construtivo em estudo consiste num tabuleiro sustentado por cabos rectos e inclinados, denominados estais, fixos nos mastros. Têm-se tornado mais comuns não só pela sua capacidade para vencer grandes vãos mas também pelo seu aspecto arquitectónico.

Este tipo de ponte pode ser distinguido em vários tipos, essencialmente devido à sua disposição de cabos, denominados por semi-harpa, harpa ou leque. No que diz respeito ao tipo de mastro utilizado, os cabos podem ser de pano simples ou duplo, assim como apresentado de seguida.

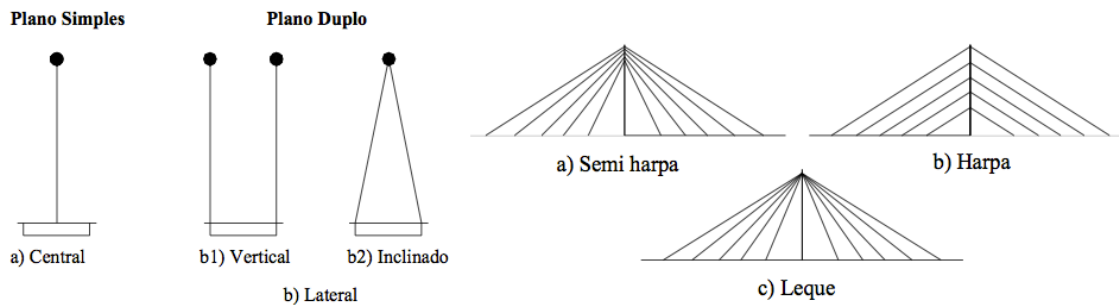


Figura 109 – Tipo de disposição dos cabos

Este tipo de pontes tem como três principais constituintes o tabuleiro, os estais e o mastro. O suporte do tabuleiro é elasticamente efectuado pelos estais que são distribuídas ao longo do seu comprimento, que serão ancoradas na extremidade oposta a torres de suporte. As acções que actuam na estrutura transmitem ao mastro esforços de compressão, enquanto que os estais funcionam à tracção, conforme apresentado na imagem seguinte.

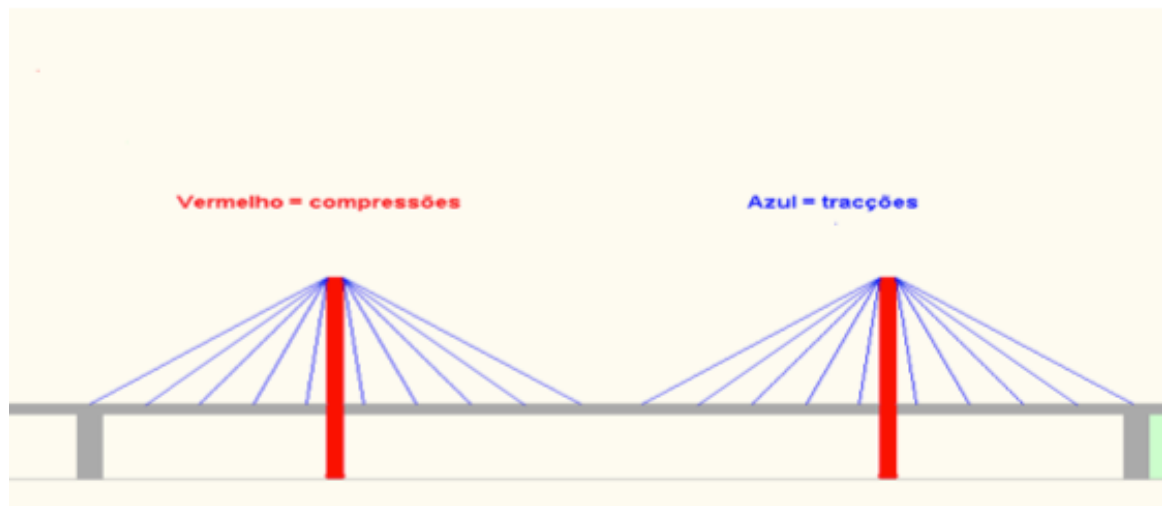


Figura 110 – Distribuição de tensões na estrutura

O número de tirantes, ou seja, o espaçamento entre eles, deve ser a primeira situação a definir. As primeiras pontes a ser construídas apresentavam um espaçamento entre ancoragens que chegava a ultrapassar os 50 metros, alterando-se actualmente para um valor muito inferior, variando entre 5 a 20 metros, por forma a reduzir a flexão entre apoios. Inicialmente a função dos tirantes era criar uma série de apoios intermédios, situação que se alterou ao longo dos anos, transformando-os em apoios quase contínuos e elásticos do tabuleiro.

No projecto preliminar de uma ponte estaiada tem que ser definido o arranjo estrutural para os vãos, a secção a utilizar, altura da torre de suporte e o nível de tensão inicial a introduzir nos cabos.

Esta estrutura é bastante hiperestática, não estando por isso sensível a algum erro construtivo comparativamente a uma estrutura isostática, no entanto existe uma vasta gama de esforços de instalação dos estais pela sua flexibilidade.

Deve ter-se em conta a limitação da flexão do tabuleiro por forma a escolher a melhor distribuição dos esforços sob um carregamento permanente.

Este método construtivo pode ser complementar a vários outros métodos, como é o caso dos avanços sucessivos ou cimbra ao solo. Seguidamente é apresentado o esquema de montagem de uma ponte estaiada recorrendo ao método dos avanços sucessivos.

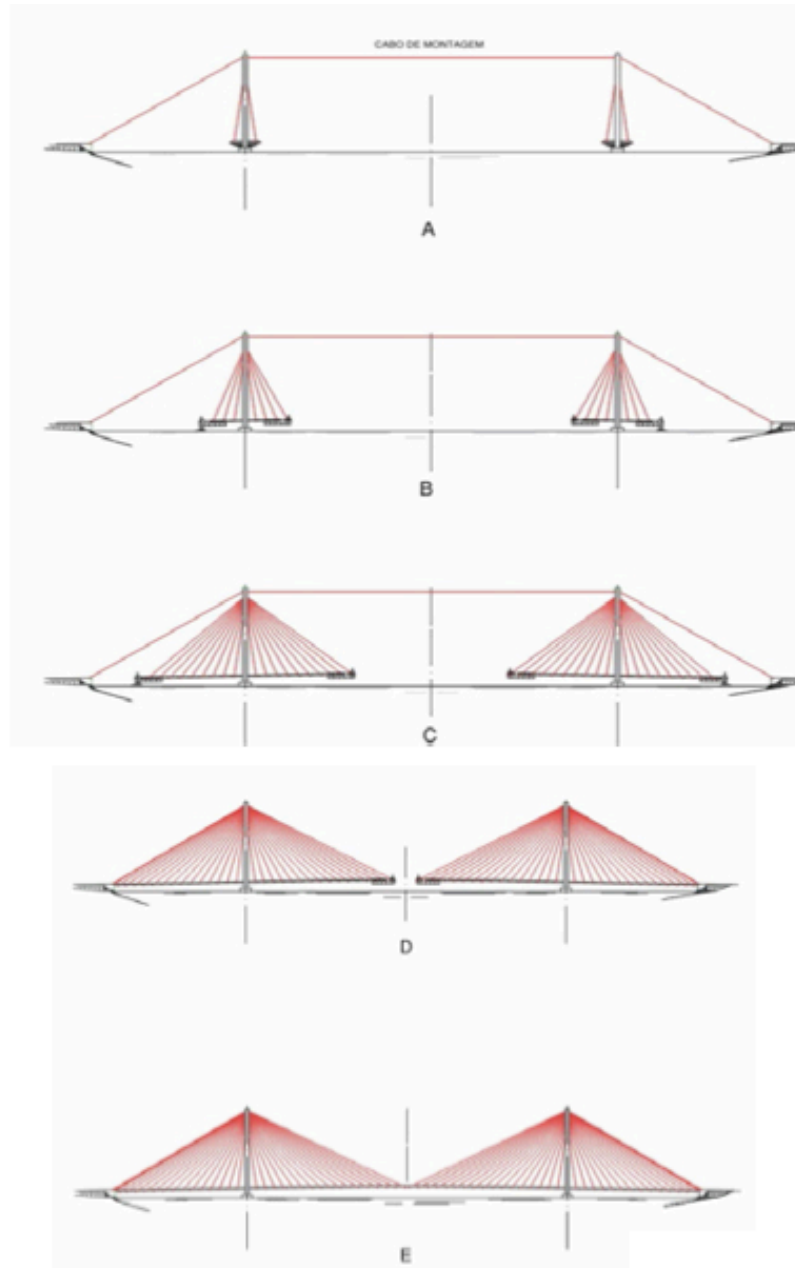


Figura 111 – Processo construtivo das pontes atirantadas

Uma das pontes construídas em Portugal por avanços sucessivos usando estais foi a Ponte Salgueiro Maia, construída sobre o Rio Tejo no IC 10, situada junto ao vale de Santarém. Foi inaugurada a 11 de Junho de 2000 e tem uma extensão total de 4300 metros, embora o maior vão livre seja de 250 metros composto por 570 tirantes.



Figura 112 – Construção da ponte Salgueiro Maia, Santarém



Figura 113 – Ponte Salgueiro Maia, Santarém

Pode considerar-se que as pontes atirantadas se tratam de uma estrutura mista, uma vez que o tabuleiro e as torres de suporte são em betão, enquanto que os estais são metálicos.



Figura 114 – Ponte atirantada

Deverá ter-se em consideração as solicitações internas que resultam da retração e expansão do betão, enquanto que na parte metálica da estrutura estas não acontecem, sendo necessário que a distribuição de esforços seja realizada da melhor forma. O dimensionamento da estrutura deverá ter assim uma determinada folga para prevenir estas situações, que poderão ser determinadas teoricamente tornando assim o tabuleiro numa viga contínua.

Em Portugal conseguimos encontrar vários exemplos de pontes atirantadas, como é o caso da Ponte Vasco da Gama ou ainda a Ponte do Guadiana.



Figura 115 – Ponte Vasco da Gama, Lisboa



Figura 116 – Ponte do Guadiana



Figura 117 – Pormenor da Ponte do Guadiana

6.6. Suspensas

O funcionamento das pontes suspensas baseia-se essencialmente no suporte do peso do tabuleiro e das cargas que actuam neste por diversos pendurais que por sua vez se suportam nos cabos. Os cabos deverão ser ancorados em cada margem numa rocha ou maciço de contrapeso que consiga suportar os esforços transmitidos. O tabuleiro transfere as acções aos pendurais assegurando assim a resistência aos efeitos do vento.



Figura 118 – Ponte suspensa

A principal característica destas pontes pode ser tanto uma vantagem como uma desvantagem, consistindo na leveza. Esta característica torna a estrutura sensível a carga de tráfego, pela sua baixa relação entre o peso da estrutura e as cargas de tráfego.

Na actualidade, este tipo de pontes é utilizado essencialmente para vãos de grande extensão, sendo constituídas quase na sua totalidade por tabuleiros metálicos.

A ponte suspensa tem um funcionamento semelhante às pontes em arco, uma vez que resiste às acções pela sua forma, trabalhando essencialmente à tracção, reduzindo as flexões que possam surgir derivado da sua flexibilidade.

Os cabos presentes na estrutura não têm função de resistência à flexão, uma vez que não possuem rigidez, apresentando-se flexíveis. Este elemento apenas está sujeito a esforços de tracção. A sua forma em curva deverá vencer todo o vão entre as duas torres, sendo a parte mais complicada a montagem dos cabos. São aplicados em primeiro lugar uns cabos auxiliares, sendo estes os primeiros a ligar um encontro a outro.

No que diz respeito ao elementos de suporte dos cabos, as torres são a parte mais complicada de dimensionar devido à sua variedade de formas. Antigamente as torres eram constituídas por dois pilares com secção caixão de alma cheia, ligados por travessas. Na actualidade tem sido usado, principalmente na Europa, torres metálicas com sistema de empalme de chapas formando pilares verticais.

O principal problema da construção de torres, embora não seja condicionante ao esquema da estrutura da ponte, é a sua elevação a grandes alturas.

Para a construção de pontes suspensas, assim como no sistema de pontes estaiadas, podem ser usados métodos complementares, tais como o método dos avanços sucessivos. Este avanço é realizado em simetria com a torre e a parte central do vão principal. As peças são elevadas até à sua posição final até ser realizada a ligação entre as duas consolas. Poderão também ser utilizadas aduelas pré-fabricadas para a construção da ponte suspensa, sendo elevadas as diversas peças com a ajuda dos cabos de suporte. No método apresentado anteriormente existe uma variação em relação ao método base, uma vez que a elevação das aduelas é efectuada do vão central para os apoios.

Uma das mais conhecidas e mais antigas pontes com este sistema construtivo é a Ponte de Brooklyn, construída em 1883 ligando Manhattan a Brooklyn, sobre o rio East, com um vão central de 483,6 metros e uma largura de 26 metros.



Figura 119 – Ponte de Brooklyn, EUA

É ainda de referir uma das mais emblemáticas pontes suspensas dos Estados Unidos da América, a Ponte Golden Gate, apresentada de seguida.



Figura 120 – Ponte Golden Gate, EUA

Em Portugal existem diversas pontes construídas com este sistema construtivo, sendo de referir as mais importantes:

- Ponte 25 de Abril, anteriormente conhecida por Ponte Salazar, liga a cidade de Lisboa à cidade de Almada, tendo como maior vão livre 1012,88 metros e uma altura máxima de 70 metros. Na primeira imagem é possível verificar que esta ponte foi realizada através do método dos avanços sucessivos.

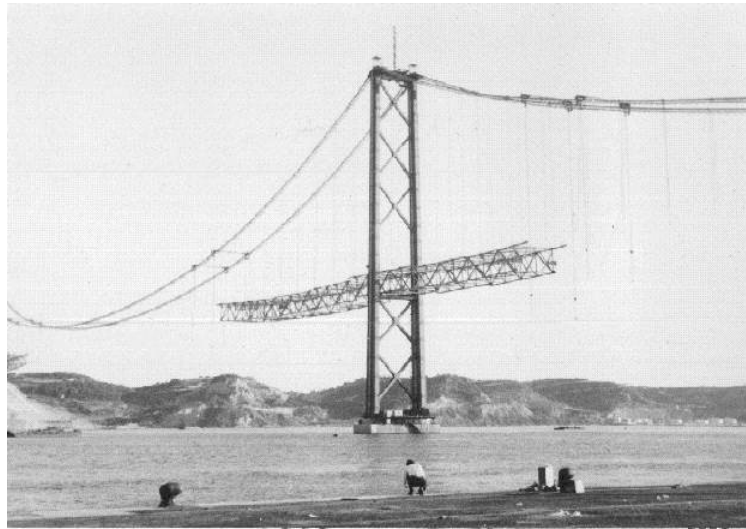


Figura 121 – Construção da ponte 25 de Abril, Lisboa



Figura 122 – Ponte 25 de Abril, Lisboa

- Ponte D. Maria II, também conhecida por ponte pênsil, construída em 1841, ligava as margens do Porto a Vila Nova de Gaia, tendo 150 metros de comprimento e 6 metros de largura. As torres de suporte dos cabos, realizadas em cantaria, apresentam 15 metros de altura. Para verificar se esta resistia às cargas a que estaria futuramente solicitada foram colocadas 100 pipas de água, somando no total 105 toneladas.

Esta ponte manteve-se em funcionamento até 1886, altura em que foi desmontada e construída ao seu lado a Ponte D. Luís I.

Ainda restam os pilares e as ruínas da casa da guarda militar, do lado do Porto, que asseguravam o regulamento da ponte e a cobrança das taxas para a sua travessia, conforme apresentado.



Figura 123 – Pilares de apoio da ponte D. Maria II



Figura 124 – Ponte D. Maria II

7. Possíveis Causas da Queda de uma Estrutura

Com o avanço das estruturas no que diz respeito ao vão, ao esquema estrutural, materiais, cargas a actuar, entre outras razões, cada vez mais se torna complicado controlar a construção. Daí resultam colapsos, que nem mesmo quando tudo está verificado da melhor forma se consegue verificar.

Segundo Joachin Scheer, existem diversas causas que poderão levar ao colapso de uma ponte, referindo-se algumas delas, como a queda durante a construção, durante a fase de serviço sem acção externa, por impacto, por acções de tráfego, acções ambientais, erro de cálculo ou ainda situações de fogo a actuar na estrutura.

No quadro seguinte é apresentado um resumo, realizado pelo autor em função das obras estudadas, em que são apresentados os números de acidentes ocorridos pelas diversas causas.

Causa	Número de Acidentes
Falha durante a construção	125
Falha em serviço sem acções externas	142
Falha devido ao impacto de navios	64
Falha devido ao tráfego sob a ponte	19
Falha devido ao tráfego na ponte	26
Falha devido a inundações, gelo e furacões	54
Falha por incêndio ou explosões	26
Falha por actividade sísmica	6
Falha do cimbre	74

Quadro 1 – Número de casos de queda de estrutura em estudo

Com este quadro, realizado com dados disponibilizados pelo autor do estudo, depreende-se que a queda das estruturas ocorre principalmente na fase de serviço (337), comparando com a fase construtiva (199), embora esta situação se torne errada quando se analisa com pormenor. As falhas em serviço são principalmente causadas por acidentes sem directa ligação ao cálculo ou processo construtivo, como é o caso do impacto de navios, inundações ou incêndios. Estas acções não são apresentadas no dimensionamento da estrutura, daí serem colocadas num patamar diferente.

Sendo retirados do número dos acidentes que daí resultam, a percentagem de roturas durante a fase construtiva aumenta para 58%, comparativamente aos 37% apresentados inicialmente, necessitando assim uma análise mais pormenorizada à construção da estrutura.

De seguida será feita uma análise a cada um dos motivos descritos anteriormente, sendo apresentados ainda alguns casos de colapso.

7.1. Falha durante a construção

Uma das principais pontes em que houve falha da estrutura por erro durante a construção foi a Ponte Britannia. A origem neste caso não levou ao colapso da estrutura, porém provocou a morte a um operário devido ao assentamento desta em 20 cm. Ocorreu uma rotura no mecanismo hidráulico que provocou o colapso, não havendo rotura total da estrutura já que o sistema hidráulico não se moveu do local.

O erro ocorrido nesta estrutura é frequente em pontes em treliça, ocorrendo este aquando da instabilidade das partes em compressão por desvio lateral, sendo esta situação analisada seguidamente.

Um dos principais colapsos ocorridos neste tipo de estrutura ocorreu quando uma das consolas da ponte sobre o rio St. Lawrence ruiu. Inúmeros trabalhos foram realizados acerca deste caso sendo de notar que diversos estudiosos utilizaram esta situação para futuras análises, retirando detalhes como o desenho da estrutura, custos, sequência da elevação da consola, entre outros.

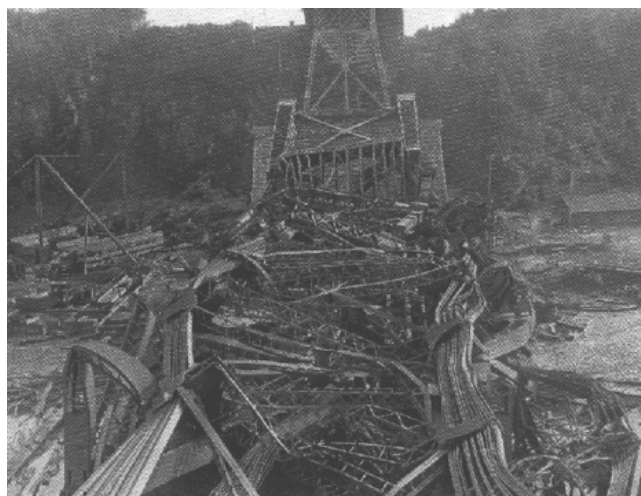


Figura 125 – Queda da estrutura em treliça da Ponte sobre o rio St. Lawrence

O problema resultante desta construção deve-se à vaidade dos seus projectistas, uma vez que pretenderam que esta tivesse um vão intermédio que superasse a recordista em 27 metros, consistindo em estudos totalmente arbitrários, supondo as cargas actuantes e não contabilizando o efeito da compressão das escoras ou da fadiga na estrutura.

Uma das pessoas que estudou este caso acusa os responsáveis pela concepção e as autoridades responsáveis pela supervisão da estrutura de incompetência pela forma como a estrutura foi concebida. As proporções entre as dimensões das vigas e o tamanho da estrutura, assim como a qualidade do aço usado foi o principal factor que levou à queda desta.

Outra situação que poderá levar à queda durante a construção é a deformação dos tirantes de aço por compressão para fora do plano da viga. Esta situação resulta de diversos tipos de instabilidade, sendo um desses motivos a restrição do aumento da rigidez das treliças do topo por ligações horizontais. Esta anomalia verificou-se também nas vigas inferiores não sendo, por várias razões, ligadas entre elas por ligações horizontais.

Um exemplo desta falha é a ponte na Alemanha sobre o vale Lauterbach que colapsou durante a elevação do vão central.

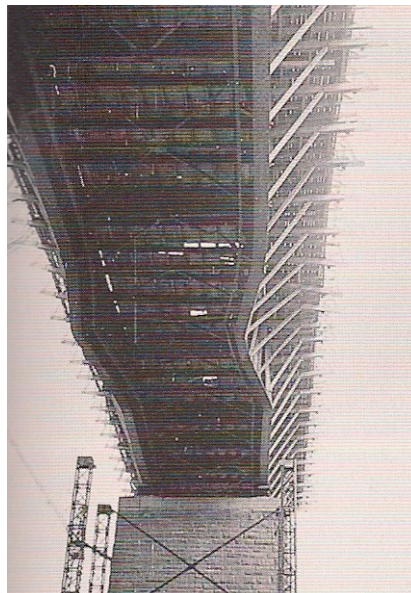


Figura 126 – Ponte rodoviária Lauterbach com falha nas vigas inferiores

A estrutura era composta por 5 vãos, apresentando um comprimento total de 272 metros, tendo sido usadas vigas principais de duas estruturas que existiam na altura, derrubadas durante a guerra. Para o vão central foi usada uma estrutura com 36 metros de comprimento, sendo ligada por parafusos, conforme apresentado na imagem seguinte.

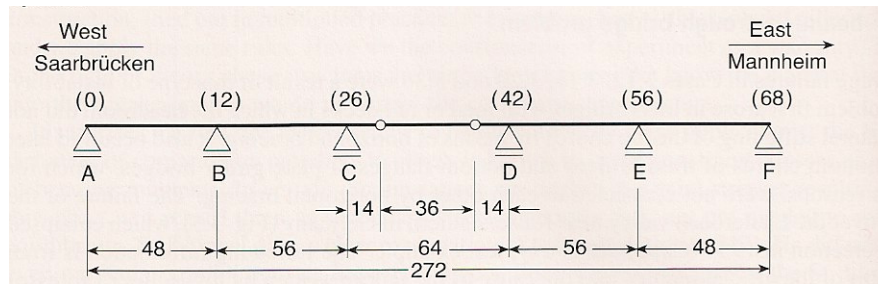


Figura 127 – Esquema estrutural da ponte rodoviária Lauterbach

Para a betonagem foi necessário elevar em 38 centímetros a secção B e E (apresentadas na imagem anterior) para que, quando se retornasse à posição inicial fossem introduzidas forças de compressão. O vão suspenso teve a sua betonagem realizada 6 semanas antes da sua queda, apresentando um peso de 540 toneladas, que teve que ser retirado posteriormente para introduzir novas forças de compressão junto aos apoios C e D.

No dia em que ocorreu o colapso tinha sido começada a betonagem na zona da consola (C), já que a zona Este foi totalmente betonada 7 dias antes da queda, ocorrendo a falha quando estavam betonados 6 metros. A viga inferior apresentava, depois da queda, um desvio lateral de 60 a 70 centímetros, mostrando a viga superior apenas algumas deformações no eixo longitudinal.

Em resumo, a deformação da viga inferior pode ser caracterizada pelo deslocamento ocorrido nas extremidades das consolas, que provocou o mau funcionamento das rótulas, levando à queda da parte intermédia do meio vão. O deslocamento das extremidades das consolas foi provocado pelo deslocamento horizontal das vigas inferiores pela elevada compressão a que foram sujeitas, provocada pela carga exercida na extremidade da consola que fez com que nos tramos adjacentes fossem exercidas forças ascendentes comprimindo a base da viga, sem que para tal fossem considerados elementos que resistissem a estas forças.

Para evitar esta rotura, teriam que ser considerados no dimensionamento da mesma, conforme referido anteriormente, elementos que o prevenissem, como é o caso de travessas a ligar as vigas principais.

Deverá ter-se em conta a construção de pontes metálicas com o uso de viga caixão, sendo este tipo de pontes bastante usadas devido ao facto de as cargas excêntricas serem facilmente absorvidas pelas duas almas da viga e pela sua possibilidade de construir pontes com cabos suspensos apenas na zona central da estrutura. A sua forma trapezoidal também se torna benéfica já que a zona inferior da viga tem uma largura inferior tornando-se favorável para a dimensão dos pilares, enquanto que a parte superior mais larga proporciona uma plataforma de maiores dimensões.



Figura 128 – Viga metálica em caixão

As forças de compressão em toda a largura da secção, normalmente longitudinais, a aumentar a rigidez da zona inferior da viga foi uma novidade, sendo esta a principal causa da ocorrência de determinados colapsos no início do uso desta técnica. A encurvadura foi estudada em função dos casos realizados na altura, porém era desconhecida ou fracamente aprofundada, analisando apenas situações que não poderiam ser generalizadas, já que estavam a ser realizadas sobre determinadas circunstâncias.

Um dos exemplos desta falha é a 4ª Ponte sobre o Danúbio em Viena, embora a principal causa desta sejam os erros que ocorreram durante a construção. Esta estrutura apresentava vãos de 120, 210 e 82 metros, não havendo um colapso da obra, embora tivessem sido notórios os efeitos dos erros.

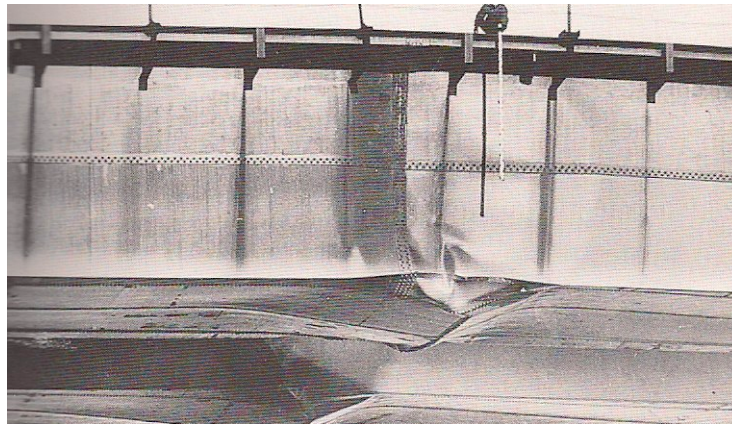


Figura 129 – 4ª Ponte sobre o Danúbio após ocorrer a falha

A estrutura manteve a sua capacidade de carga como um sistema estaticamente equilibrado, não apresentando elevados momentos na zona de ligação da parte comprimida da viga. Este erro resulta assim da acção da temperatura que não foi tida em conta no dimensionamento da estrutura, sendo desvalorizada a sua distribuição que provocou situações de fadiga nas zonas de falha pela dilatação do material.

Uns meses antes desta rotura na concepção, ocorreu o colapso de uma ponte com o mesmo material na Ponte Cleddau na Áustria, durante a elevação da estrutura. A ponte foi construída com uma extensão total de 819 metros e com 7 vãos, apresentando uma secção trapezoidal em aço com 12,50 metros de largura no topo, 6,70 metros na base e uma largura da plataforma de 20,30 metros.



Figura 130 – Colapso da Ponte Cleddau

Durante a elevação da consola, enquanto estava a ser colocada a nona parte com um peso aproximado de 100 toneladas, a secção junto ao primeiro apoio falhou. A queda da estrutura é resultante da falsa avaliação da capacidade de carga da viga.

A ponte estava fracamente dimensionada, sendo que posteriormente foi colocada uma nova viga com altura superior à anterior em 55%.

Outro caso de imperfeição na análise será o erro da viga em consola de betão pré-esforçado. Neste caso existem várias situações que devem ser colocadas, sendo em primeiro lugar referida uma falha que ocorreu numa estrutura em Itália. Nesta construção, verificou-se que não houve um cumprimento do plano de trabalhos, sendo aplicada uma carga excessiva na extremidade da consola. Com esta força superior ao valor a que a estrutura resiste, foram provocadas tensões excessivas no betão, rompendo nesta secção.

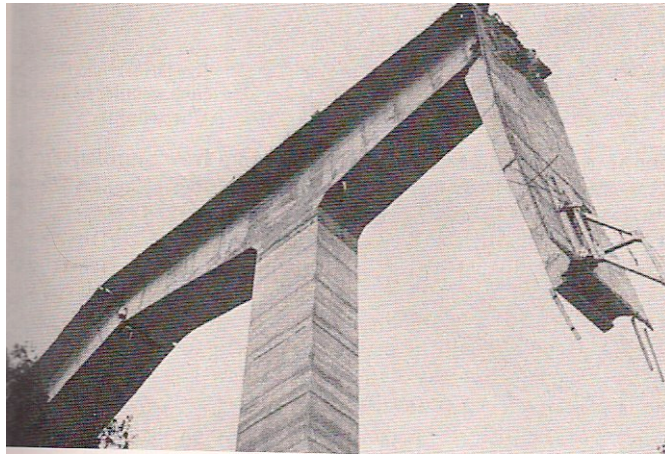


Figura 131 – Queda das consolas do Viaduto Camnavino

Por outro lado, uma ponte na Áustria, que apresentava uma geometria curva no plano e era constituída por secções de 3,33 metros betonadas no local, também acabou por ruir. O erro ocorre, não na estrutura, mas no método utilizado, já que no sistema de avanço ocorreu a rotura de uma travessa fazendo com que a parte que estava a ser executada cedesse, desencadeando uma reacção em cadeia, colapsando grande parte da consola.

A imperfeição na construção por lançamento incremental resulta essencialmente das elevadas forças que são aplicadas na secção junto ao pilar devido ao aumento das dimensões longitudinais da consola. Para diminuir estas solicitações são usados sistemas de alívio, como é o caso do nariz metálico.

Um caso em que ocorreu uma rotura deste género foi a ponte sobre o vale de Brohl. Com uma extensão de 600 metros e 12 vãos entre 35 e 70 metros esta ponte foi realizada com secções betonadas no local de 25 metros de comprimento. Com o avanço das secções foi

verificado que não estava a ser cumprido o estabelecido no projecto, já que apresentava uma deformação excessiva. Para tentar reparar a solução foram alteradas as tensões nos cabos de pré-esforço, mas houve uma rotura em determinadas secções levando a que a estrutura se deslocasse 8 cm da sua posição inicial. Mais tarde verificou-se que as baínhas dos cabos de pré-esforço não tinham sido preenchidas, acabando por ser realizada esta operação posteriormente.

O sistema de lançamento incremental pode ainda provocar outro tipo de erro, através da excentricidade provocada pelas forças de atrito entre o tabuleiro e os pilares. Esta situação ocorreu na ponte Valagin, levando à queda total da estrutura. A estrutura foi realizada no ponto inicial da obra em secções de 18,50 metros de comprimento, sendo empurradas até à posição seguinte. Ao fim de 9 incrementos foi verificado um desvio lateral da laje em relação ao eixo longitudinal. Para reparar esta situação foram usados suportes em ambos os lados das vigas de aço para absorver as forças de desvio. Depois de solucionar o problema foi realizado mais um incremento, mas ao avançar mais 20 centímetros a estrutura começou a movimentar-se, deslizando 40 m e acabando por colapsar.

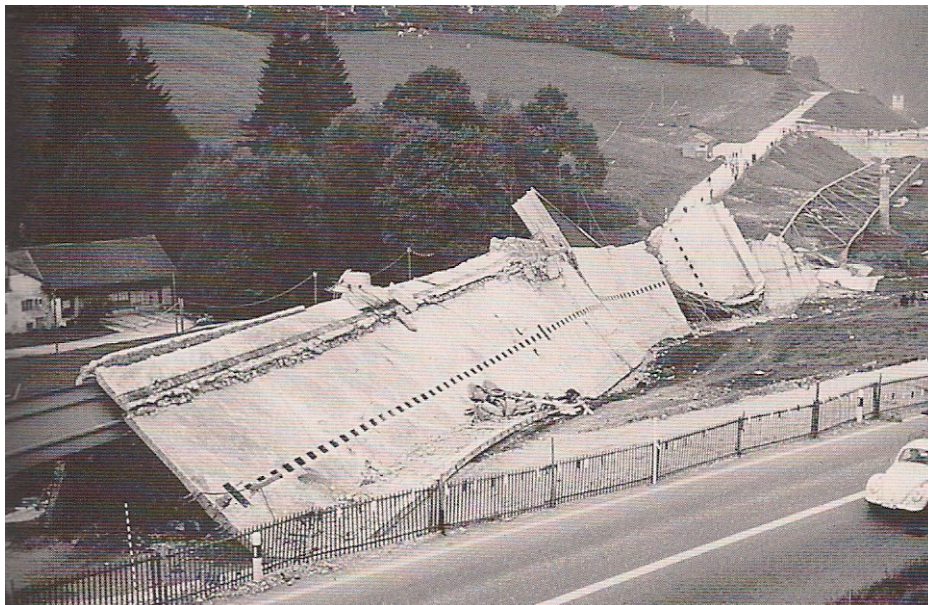


Figura 132 – Ponte Valagin depois do colapso

O colapso deveu-se ao facto de ter sido assumida uma força de atrito superior ao que se verificou em obra. No lançamento do incremento obteve-se um coeficiente de atrito de aproximadamente 10%, enquanto que no nono incremento este valor alterou-se para 6,50%.

Poderão ainda ocorrer falhas durante a demolição ou reconstrução representando uma percentagem elevada dos casos estudados por Joachim Scheer, sendo esta de aproximadamente 17%.

Serão apresentados dois casos em seguida que demonstram que nem sempre a reconstrução ou demolição de uma ponte corre da melhor forma. No primeiro caso foi retirada a peça chave da estrutura sem que tivesse sido realizado o escoramento da mesma, enquanto que no segundo caso foram retirados alguns arcos da ponte sem que contabilizar os impulsos horizontais nos restantes pilares.

Outra falha que poderá ocorrer na demolição de uma ponte é a altura em que é retirada a laje de betão de um vão simplesmente apoiado em vigas metálicas. Depois de se proceder a esta operação as vigas não têm suporte lateral na parte superior, levando a que ocorram fenómenos de instabilidade, provocando a queda da estrutura.

7.2. Falha em serviço sem acções externas

Para este tipo de erros podem ser atribuídas diversas causas tais como o excesso de carga, erros construtivos, problemas de estabilidade, problemas de corrosão dos materiais, problemas nas fundações ou falta de manutenção.

No que diz respeito a colapsos por defeitos do material podem ser incluídas as roturas frágeis. Numa ponte na Áustria ocorreu a fragilização causada pela perda de funcionalidade das vigas superiores, havendo outro caso em que a falha se deu pela elevada percentagem de fósforo na composição dos materiais da estrutura.

Por volta de 1930 começou a ser usada uma nova liga de aço com uma percentagem superior de carbono. Este material levou a que houvesse uma rotura, já que o material arrefeceu muito rapidamente enquanto era realizada a soldadura entre os diversos elementos, provocando tensões.

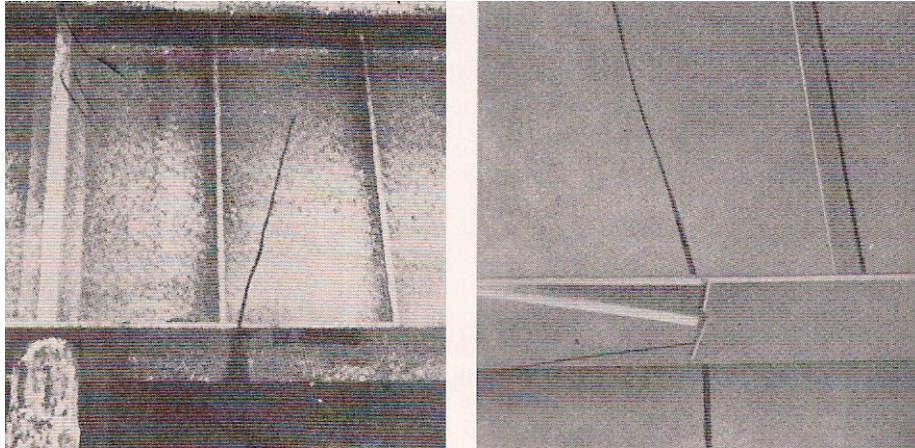


Figura 133 – Rotura frágil de uma viga metálica

Outro erro que poderá levar à queda de uma estrutura é a falta de manutenção ou fadiga da mesma. Um caso concreto desta falha é a Silver Bridge, apresentando uma estrutura suspensa para vencer os três vãos de 116 m – 214 m - 226 m.

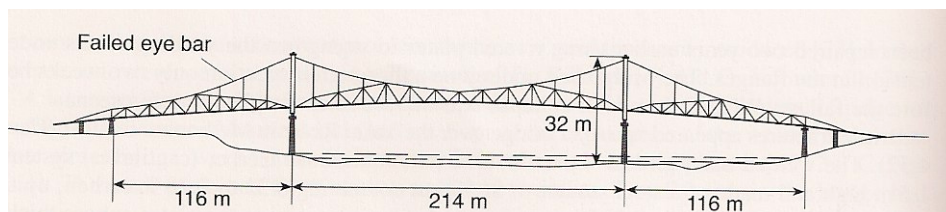


Figura 134 – Estrutura da Silver Bridge

O cabo designado na figura por “Failed eye bar” apresentava uma força de tensão de aproximadamente 720 N/mm^2 e uma extensão de apenas 5%. Chegou-se à conclusão que o cabo apresentava fadiga resultante da fricção entre este e o apoio.

Em relação à falta de manutenção da estrutura, ocorreu um acidente numa ponte pedonal, em que se deu o apodrecimento da madeira de uma viga.

Pode ainda verificar-se o caso em que há rotura do suporte. A situação descrita de seguida é referente a uma ponte com vigas em treliça. A principal fraqueza foi o modo como foram projectados os pilares, constituindo duas partes separadas apoiadas no mesmo maciço por nós através de parafusos. Na imagem seguinte é possível verificar que uma das partes do

maciço cedeu (parte mais clara da figura 136), funcionando apenas um pilar de suporte, criando excentricidade, provocando o colapso da estrutura.

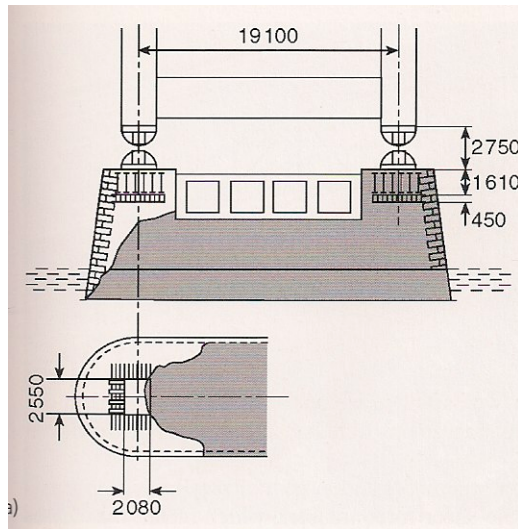


Figura 135 – Ligação dos pilares ao maciço de suporte

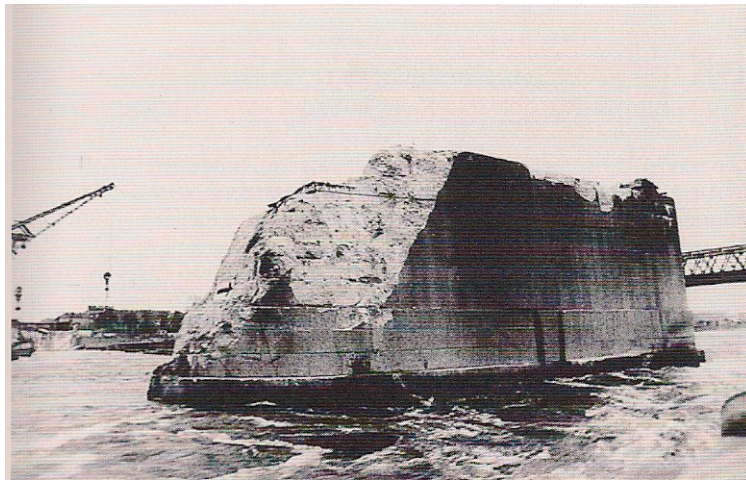


Figura 136 – Pormenor do maciço após o colapso

A ponte foi posteriormente reconstruída sendo reforçada esta parte da estrutura.

7.3. Falha devido ao impacto de navios

A queda de estruturas devido a este factor tem apresentado um valor superior desde 1960, uma vez que desde esta altura têm sido construídos navios de maiores dimensões. Porém existem outras causas, como condições meteorológicas, erros humanos ou falhas nas próprias embarcações, sendo que o principal factor é o erro humano.



Figura 137 – Colisão de navio com ponte

A concepção de uma ponte deve ter em consideração as condições de navegabilidade em primeiro lugar. Uma estrutura em arco é mais susceptível de provocar uma colisão, já que a área disponível sob a estrutura é menos aproveitada quando comparada com uma estrutura de vão rectilíneo.

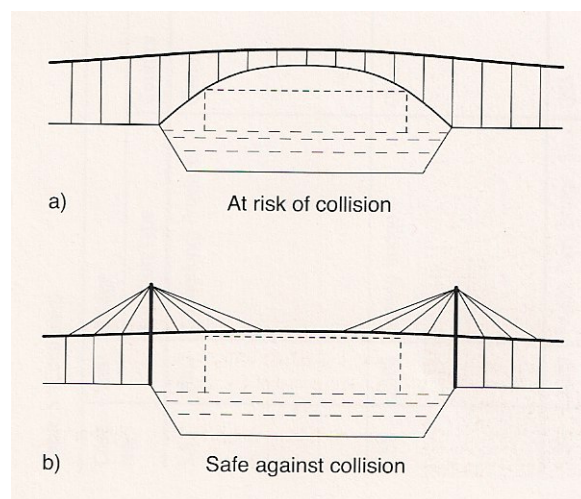


Figura 138 – Comparação entre os dois tipos de estrutura

Uma solução para diminuir os danos nas estruturas por colisão de navios passa pela redução da velocidade destes junto à estrutura em função da massa, diminuindo a energia

a ser absorvida durante a colisão. Podem ainda ser colocados dispositivos de absorção de energia de choque junto aos pilares.

Deve ter-se em consideração, no dimensionamento destas estruturas se será viável a colocação destes sistemas, já que elevam fortemente os custos. Normalmente é realizada uma análise em termos de probabilidade de ocorrência e impacto que terá, caso aconteça.

7.4. Falha devido ao impacto de tráfego sob a ponte

Nesta falha poderão ser distinguidas duas vertentes, sendo elas a colisão com a estrutura por veículos de grande altura ou a colisão com os pilares da ponte por comboios descarrilados ou veículos.

O impacto de veículos altos com as pontes é frequente, não trazendo normalmente graves falhas para a estrutura, já que apresentam materiais mais fracos e que são destruídos aquando do choque, como é o caso da imagem apresentada de seguida.

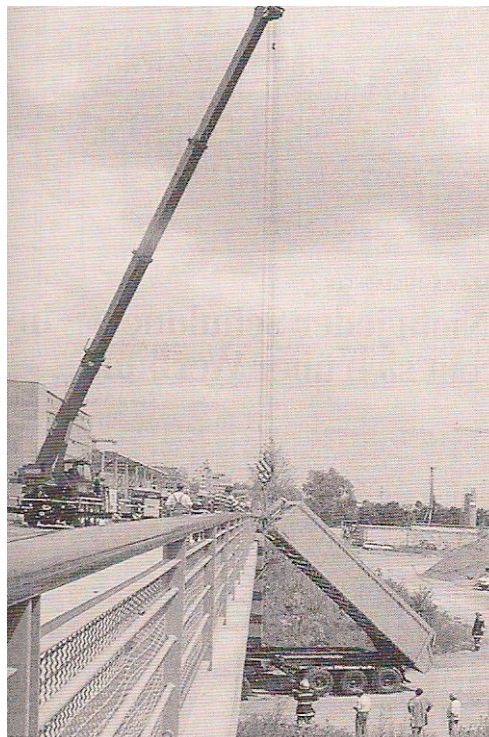


Figura 139 – Choque de camião com ponte

Existem no entanto casos em que o choque danifica gravemente a estrutura, sendo necessária a sua reparação ou até mesmo substituição.

Uma das situações em que ocorreu a queda total da estrutura foi uma ponte perto de Duisburg, em que a viga metálica, com o impacto, foi empurrada e fez com que o tabuleiro de betão caísse. Já uma ponte ferroviária no Kentucky sofreu um impacto de um camião, fazendo descarrilar o comboio que passava na altura.

Outra falha que poderá ocorrer devido ao impacto sob a ponte é a colisão de veículos sem controlo com os suportes da estrutura, como é o caso do descarrilamento de um comboio ou um camião que sai da via rodoviária.

Devido a estas situações, em alguns casos, são adaptadas paredes de protecção dos pilares para que não haja uma colisão directa, evitando assim que a estrutura colapse.

7.5. Falha devido ao impacto de tráfego na ponte

Esta situação poderá resultar de diversas falhas, como o descarrilamento de um comboio, camiões que se entram em despiste por gelo na estrada, excesso de velocidade ou colisão com outro veículo. Poderá ainda resultar em casos de ressonância da estrutura ou falta de alinhamento da mesma, criando excentricidades.

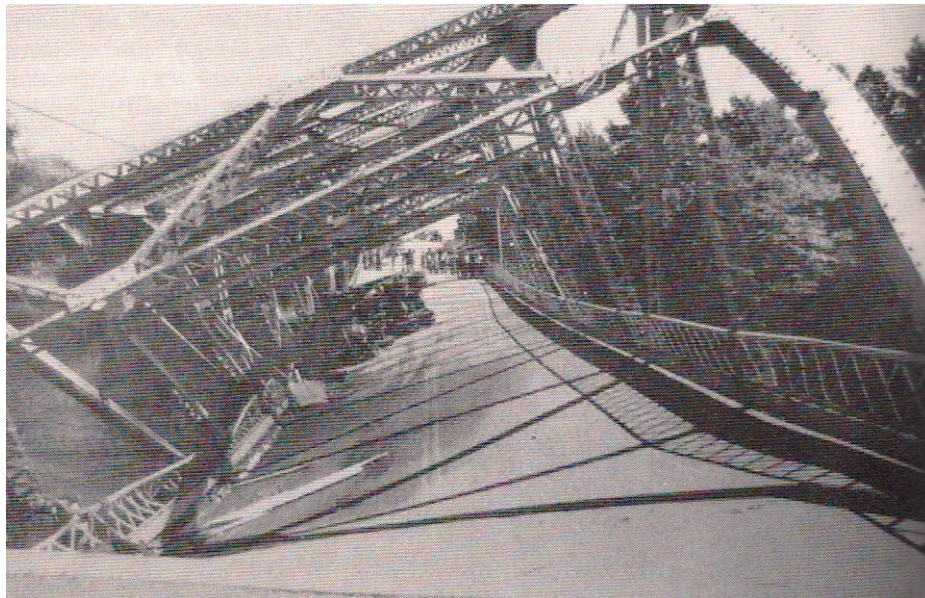


Figura 140 – Falha ocorrida pelo choque entre dois camiões

Conforme apresentado na imagem anterior, o choque entre os dois caminhões provocou uma anomalia na ponte, que se tornaria fácil de controlar, porém foi provocada por uma descoordenada avaliação das cargas. Caso tivesse sido bem analisado este parâmetro, a estrutura seria mais robusta, evitando que se verificasse este erro.

7.6. Falha devido a inundações, gelo e furacões

Este tipo de situações é impossível prever, já que em determinadas zonas a subida do nível da água num rio pode ser de 15 a 20 metros em apenas 24 horas, ou a passagem de um furacão difícil de suportar. A velocidade da água num rio aumenta a probabilidade de queda assim como a direcção de escorrência, sendo facilmente alteradas perto das zonas em curva.

Os principais factores deste tipo de desastres são a falta de dados hidrológicos para estimar a magnitude de uma inundação para fins de cálculo, falta de informação acerca dos fluxos através da ponte e em redor dos pilares e a incapacidade de prever a ocorrência de impactos e acumulação de detritos junto ao apoios.

Nunca pode ser assumida uma ideia base como correcta já que cada caso é um caso, nunca podendo ser realizada uma ponte com uma determinada estrutura ideal e feita a sua elevação da mesma forma que outra semelhante.

Ocorreram várias falhas deste tipo em pontes desde inundações que provocaram a queda dos pilares de suporte, troncos de madeira a flutuar que destruíram a ponte, pressão do gelo sob o arco da ponte, ventos com velocidade bastante elevadas deslocaram a estrutura da sua posição inicial levando ao seu colapso ou ainda chuva torrencial que provocou a rápida elevação do nível da água no rio e seus afluentes, destruindo a ponte. No entanto a situação mais comum é mesmo o colapso total ou parcial da estrutura por inundações.

Um exemplo de uma estrutura que colapsou por este fenómeno foi a ponte sobre o Niagara, sendo atingida por uma enorme massa de gelo.

Na figura seguinte é apresentada uma sequência de imagens da ponte Loire que ruiu devido a uma inundação.



Figura 141 – Sequência da queda de uma ponte por inundação

A ponte Interstate Bay em Pensacola foi totalmente destruída depois da passagem de um furacão e ondas com uma altura impressionante. É de realçar a importância de fixar a superestrutura, especialmente quando há o risco de ondas gigantes criadas por furacões embaterem na zona inferior da estrutura.



Figura 142 – Queda de uma ponte por acção de um furacão

Poderá ainda ocorrer o deslizamento da fundação pela turbulência causada pelo movimento da água, podendo levar ao colapso total da obra.

7.7. Falha devido a incêndios ou explosões

Este tipo de falha poderá ocorrer de diversas formas:

- Incêndio em pontes de madeira;
- Incêndio em plataformas de madeira;
- Fogo em betume ou revestimentos betuminosos;
- Ignição de cargas de veículos inflamáveis;
- Combustão de material sob ou anexo à ponte;
- Explosão de gás;
- Em alguns casos raros, a explosão de gás metano produzido por bactérias presentes na madeira podre.

Um situação que deverá ser cuidadosamente controlada durante a fase de serviço é a possível drenagem de líquidos inflamáveis, podendo ocorrer a sua combustão na estrutura. A combustão experimental em duas pontes provou que a chave principal na ignição de um fogo é a ventilação que se verifica na ponte. É importante por isso diminuir a entrada de ar ou reduzi-la ao mínimo, no entanto é necessário uma certa ventilação. É por isso necessário arranjar um mecanismo que resulte para as duas situações.

Um dos acidentes em que ocorreu esta situação foi na ponte Britannia, em 1970, sendo o fogo causado provavelmente por alguém ter deixado cair uma tocha acesa, provocando o incêndio em toda a extensão da estrutura com 420 metros de comprimentos, extendendo-se ao revestimento de alcatrão. As vigas metálicas atingiram temperaturas elevadas, provocando fenómenos de instabilidade, sendo comprometida a integridade estrutural, aquando do arrefecimento, nas juntas próximas aos pilares. A estrutura perdeu a sua capacidade estrutural, sendo apenas aproveitados os pilares da ponte antiga.

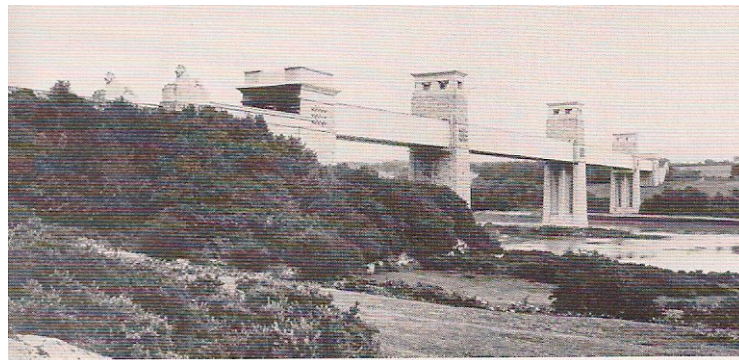


Figura 143 – Ponte Britannia antes do incêndio

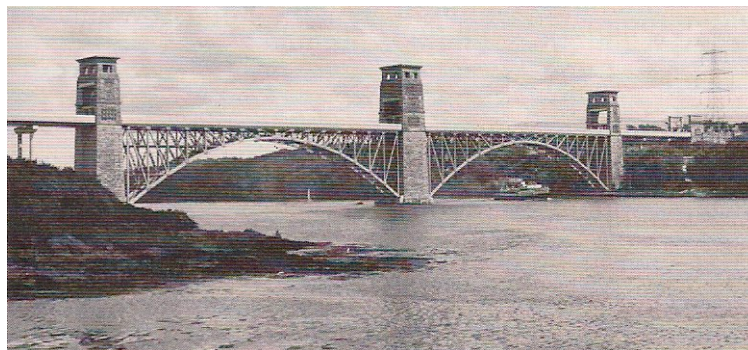


Figura 144 – Ponte Britannia reconstruída depois do incêndio

Pode ainda haver o colapso da estrutura derivado à queda do cimbres por acção do fogo, sendo resultado de um incêndio ao nível do solo, fazendo com que a estrutura de suporte diminua a sua capacidade resistente e ponha em risco a obra em questão.

7.8. Falha devido a actividade sísmica

Antigamente os acidentes relativos a actividade sísmica associavam-se à queda de edifícios, embora nos últimos anos seja dada importância a este tema no dimensionamento deste tipo de estruturas.

Para evitar o colapso de pontes deve-se tentar ao máximo, já que não é possível evitar completamente estes acidentes, proceder à amarração da estrutura nos seus suportes e fundações de maneira que os movimentos horizontais da acção sísmica sejam absorvidos.

Este erro ocorreu na ponte Showa, em que o colapso se deveu aos defeitos na ligação entre a viga e os pilares, sendo possível observar o que restou da estrutura na imagem seguinte.



Figura 145 – Queda de estrutura por acção sísmica

Outro erro que poderá ocorrer durante um sismo é a liquefação do solo, devendo para isso ser dimensionados os pilares para evitar que a estrutura colapse por este modo, situação que ocorreu na ponte sobre o rio Shinano, em que o aterro se tornou liquefeito, assim como as camadas de areia fina. Com esta falha, os pilares cedem fazendo com que todo o tabuleiro se mova, acabando por vezes por colapsar.

Nos Estados Unidos da América, após o sismo ocorrido em Los Angeles em 1994, em que os pilares cederam por inadequado cuidado nas ligações, as pontes passaram a ter certas regras como o cálculo cuidadoso e um reforço das zonas de ligação, embora em Portugal já existissem regras para estas situações.

Outra condição imposta para prevenir as forças de corte súbitas foi a necessidade de reforçar as zonas de rotura frágil.

O desenvolvimento de novo software significa que na actualidade não há praticamente limite para a análise dinâmica de pontes. Pode ser analisado o funcionamento dos mecanismos de absorção de impactos na estrutura, assim como a instalação de elementos elasto-plásticos entre a ponte e as suas fundações.



Figura 146 – Danificação de um pilar por acção sísmica

7.9. Falha do cimbre

Na falha de uma estrutura pelo cimbre podem ocorrer diversos erros na estrutura provisória, como os erros de concepção, em que estão incluídas fundações de fraca qualidade ou a inadequada rigidez lateral, erros de dimensionamento, erros de coordenação no projecto ou entre o projecto e a construção, erros de projecto, construção e operacionais e ainda problemas com o material ou máquinas.

Um caso concreto deste erro foi a construção de uma ponte na Alemanha, em que o cimbre caiu quando estava a ser elevado por não haver contraventamento transversal.

Os erros predominantes nesta situação, contando aproximadamente 35% dos acidentes, ocorrem com erros de projecto, construção e operacionais.

Um exemplo da queda de elementos de suporte foi na ponte em rampa no aeroporto de Colónia, resultante de inúmeros erros entre os quais estava a falta de contraventamento adequado para os tubos de aço. Quando estava a ser realizado o último troço de aproximadamente 50 metros, deu-se o colapso. O escoramento de aço, tubos de extensão, placas de base e conectores de andaimes foram erguidos para suportar a cofragem da viga em T, que enquanto estava a ser betonada e vibrada ruiu, sem aviso prévio.

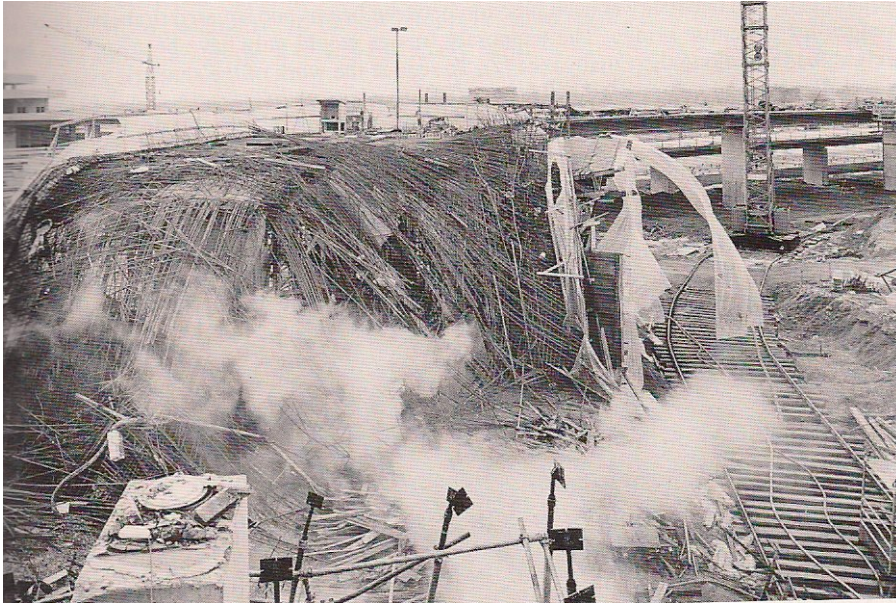


Figura 147 – Queda de estrutura por falha no cimbrio

Foram realizadas inúmeras investigações, chegando-se à conclusão que ocorreram as seguintes situações:

- Os montantes apresentavam graves defeitos, já que haviam sido formados por tubos de pequenas dimensões ligados entre si até formar a altura pretendida;
- As ligações de amarração não existiam em algumas zonas, sendo até a ligação superior estabelecida com os montantes por bocados de madeira quando a altura destes era insuficiente;
- Alguns andaimes foram apoiados directamente no solo sem que houvesse uma placa de base.

Com os factores apresentados anteriormente, que ocorrem com frequência na construção de estruturas, deve ter-se especial atenção, sendo fácil de detectar na fase inicial da montagem do suporte.

Poderá também ocorrer a queda do cimbres por serem usadas fundações de fraca qualidade, levando esta situação à distribuição de esforços no suporte causando fadiga. O assentamento diferencial entre os pontos de apoio da estrutura provisória, resultante da diferença de cargas que actua ao longo da estrutura provocará falhas que a instabilizarão, assim como o desalinhamento dos suportes devido à excessiva compactação do solo levará à instalação de forças horizontais que em combinação com outros erros podem provocar o colapso.

A rotura por inadequada coordenação entre o projecto e a construção resulta essencialmente de más informações passadas aos trabalhadores em obra.

Um dos principais exemplos desta situação é o viaduto no vale Laubach, com uma extensão de 530 metros e em que a determinada distância do primeiro encontro começaram a ser usado dois pilares, aumentando a sua distância com o avanço da estrutura, já que a plataforma também aumentou.

Durante a betonagem da última secção, houve o colapso do viaduto provocando a morte a 6 trabalhadores e causando vários feridos.

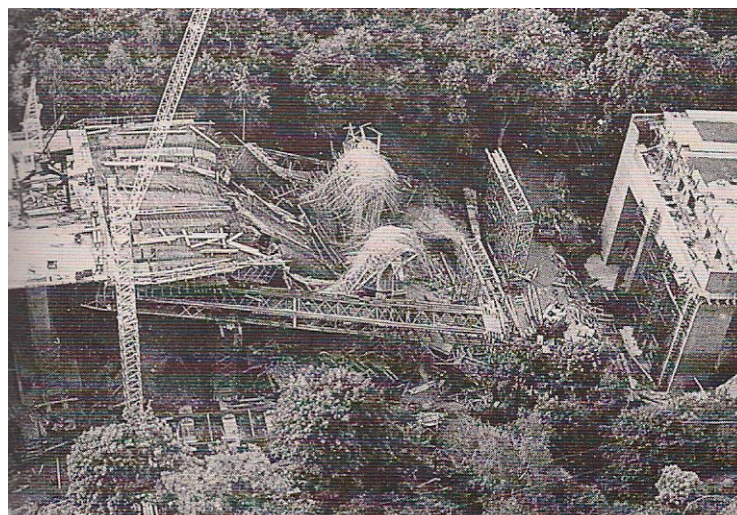


Figura 148 – Colapso do viaduto sobre o vale Laubach

A principal causa deste colapso foi a falta de três elementos de contraventamento de cada lado da viga de suporte. Devido à deficiente falta de comunicação entre alguns intervenientes da obra e como os elementos em falta iriam ser reutilizados de outro projecto, estes não foram colocados, levando a que os elementos instalados não fossem suficientes para transferir as cargas actuantes para o suporte.

Esta justificação que inicialmente foi pensada, ficou confirmada quando foram encontradas as travessas que estavam colocadas e a forma como estas se comportaram, apresentando-se de seguida a imagem.

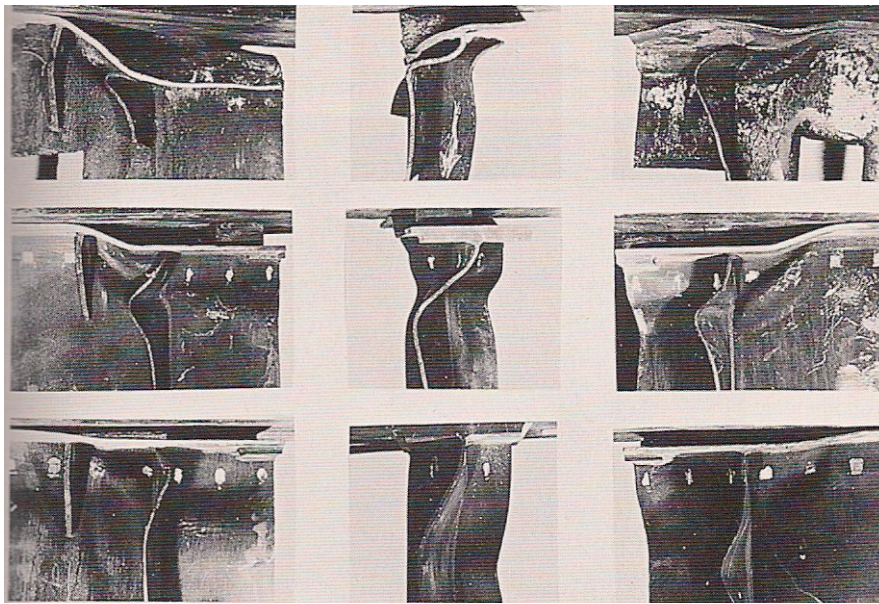


Figura 149 – Vigas que provocaram o colapso da estrutura

A ocorrência de queda de um cimbra pode ainda ser resultado de falhas na concepção, construção e operacionais.

Numa ponte perto de Weinheim foi usado um escoramento para realizar a estrutura simplesmente apoiada com 48 metros de vão para a passagem de comboios. Durante o tensionamento dos cabos de pré-esforço a estrutura foi elevada, transferindo a carga para os dois apoios extremos, libertando os apoios centrais. De seguida iria ser colocada na sua posição final, situação que não se verificou já que os mecanismos para descer a estrutura não foram instalados por esquecimento.

Como os apoios provisórios de suporte eram fracos, acabaram por não resistir ao peso da estrutura, já que não foi realizada a operação em tempo útil, acabando o tramo por cair.

Uma das falhas que deverá também ser bem analisada é a acção do vento sobre as estruturas, já que são as cargas principais a actuar sobre esta, além das sobrecargas e peso próprio.

Ocorreram diversos colapsos devido à acção do vento, como as bem conhecidas pontes Tacoma e Volgograd.

A ponte Tacoma, localizada em Washington, apresenta uma estrutura suspensa com uma extensão de 1600 metros. Durante o funcionamento da ponte, sempre que o vento soprava com maior intensidade, a estrutura balançava, porém houve um dia em que o vento soprou a 70 km/h, originando esforços de torção, entrando a estrutura em ressonância. Ao início a ressonância estava a actuar longitudinalmente até que, como referido anteriormente, começou a ceder a fenómenos de torção, balançando para os lados pela quebra dos cabos de suspensão. A amplitude chegou a 0,90 m e com uma frequência de 36 ciclos por minuto.

Entenda-se que a ressonância é uma vibração causada por uma força externa que está em harmonia com a vibração natural da ponte, que caso não seja evitada, levará ao seu colapso.

Não só o vento poderá provocar efeitos de ressonância numa estrutura, sendo outro exemplo a marcha de militares em pontes, já que a vibração provocada por estes pode levar a este efeito.



Figura 150 – Oscilação da estrutura por ressonância

Passado algum tempo depois de entrar em ressonância, um pedaço de pavimento solta-se levando posteriormente ao colapso total da estrutura. O principal factor que levou à queda desta ponte foi a sua falta de rigidez transversal e torcional, já que não existia um reticulado por baixo do pavimento e esta não apresentava características aerodinâmicas.



Figura 151 – Colapso da ponte Tacoma

Como referido anteriormente, outro exemplo deste fenómeno é a ponte Volgograd, também entrando em ressonância devido ao vento, porém foi conseguida a estabilização da mesma, não ocorrendo o colapso.



Figura 152 – Ponte Volgograd em ressonância

8. Considerações Finais

Nesta dissertação foram apresentados os diversos métodos construtivos a aplicar em estruturas, como pontes ou viadutos, optando assim pela melhor solução em cada caso.

Pode-se analisar, através da capacidade de dimensão do vão que cada método suporta, que no caso das pontes pré-fabricadas apenas é possível usar vãos económicos até cerca de 40 metros, enquanto que nos métodos betonados in-situ existe uma grande gama de valores, tendo este um máximo aceitável de 200 metros.

Embora as estruturas pré-fabricadas sejam limitadas em relação ao vão, estas terão uma fiabilidade construtiva maior, no que diz respeito à qualidade dos materiais, já que são produzidos em ambiente controlado e com condições óptimas. Outra vantagem será a sua rapidez de execução no local, sendo especialmente indicadas para locais com grande tráfego ou em que seja necessário realizar a obra num curto espaço de tempo.

Foi possível compreender, com a realização da dissertação, as principais características de cada método construtivo, assim como o esquema estrutural usado para a sua execução.

Foi feito um estudo aprofundado a cada método construtivo, analisando as dificuldades que poderão surgir.

Existem métodos que apresentam uma rapidez de execução superior, enquanto que outros, com rapidez inferior, empregam metodologias com mais qualidade ou custo reduzido.

Com os diversos métodos estudados seria interessante desenvolver futuramente um método em que fossem aproveitadas as vantagens de cada um, melhorando assim a construção de pontes, tanto ao nível de estruturas pré-fabricadas, como de estruturas betonadas no local.

Espera-se que sejam desenvolvidas técnicas de construção, manutenção e reabilitação de pontes, através da introdução de novas técnicas construtivas e novos materiais, tais como o alumínio e a fibra de vidro. Outra solução é também a evolução dos materiais já existentes, como o betão e o aço.

As pontes do futuro terão certamente um maior nível de qualidade e serão construídas de forma mais económica e segura, estando já a ser construídas pontes inteligentes, apresentadas de seguida.

As chamadas pontes inteligentes, dotadas de sensores, processadores de dados e sistemas de comunicação e sinalização, alertam para diversas anomalias que possam ocorrer, como subidas do nível das águas, formação de gelo, sismicidade, fadiga dos materiais, corrosão, entre outros.

Este tipo de sistema chega ainda a uma situação “reactiva”, combatendo, por exemplo, a corrosão através de raios catódicos instalados na própria estrutura. Outras situações são o aquecimento da estrutura para derreter o gelo ou o accionamento de deflectores de ar por forma a assegurar a melhor estabilidade da ponte face à acção do vento.

9. Bibliografia

Rodrigues, T., 1953. Pontes – Segundo as lições do Sr. Prof. Eng. Theotónio Rodrigues. 1º e 2º Volumes. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto. Porto.

Scheer, J., 2010. Fail Bridges – Case Studies, Causes and Consequences. Wilhelm Ernst & Sohn.

Antunes M. C. P., 2009. Projecto de uma ponte pedonal em alumínio de acordo com a nova regulamentação. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto. (Dissertação de Mestrado).

Tarrataca T. J. S., 2009. Construção de pontes com aduelas pré-fabricadas. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto. (Dissertação de Mestrado).

Pinto S. P. D., 2008. Estudo do processo construtivo da ponte Infante D. Henrique. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto. (Dissertação de Mestrado).

Rodrigues R. A. A., 2008. Estudo económico de processos construtivos de tabuleiros betonados in-situ em pontes de pequeno e médio vão. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto. (Dissertação de Mestrado).

Barbosa F. R. C., 2009. Métodos construtivos de pontes pedonais – estudo de alguns casos recentes. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto. (Dissertação de Mestrado).

Ferraz M. Â. C., 2001. Um modelo de análise para o estudo de pontes como estruturas evolutivas. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto. (Dissertação de Mestrado).

Martins O. M. L. P., 2009. Modelo virtual de simulação virtual da construção de pontes executadas por lançamento incremental. Instituto Superior Técnico. (Dissertação de Mestrado).

Hill J., Idriss R., Hulsey L., Forde M., Kannankuity R. & Csogi R., Bridge Construction, Committee on Construction of Bridges and Structures.

Ferrara L., Colombo A., Negro P. & Toniolo G., 2004. Precast vs. Cast-in-situ reinforced concret. Industrial buildings under earthquake loading: an assesment via pseudodynamic tests (Vancouver, Canadá). 13th World Conference on Earthquake Engineering, 2004.

Pinho F. O. & Bellei I. H., 2007. Pontes e viadutos em vigas mistas. Instituto Brasileiro de Siderurgia, Centro Brasileiro da Construção e Aço.

Rosenblum A., 2009. Pontes em estruturas segmentadas pré-moldadas protendidas: análise e contribuições ao gerenciamento do método construtivo. Faculdade de Engenharia da Universidade do Rio de Janeiro. (Dissertação de Mestrado).

Klinsky G. E. R. G., 1999. Uma contribuição ao estudo das pontes em vigas mistas. Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo. (Dissertação de Mestrado).

Reis A., 2008. Planeamento da segurança na execução de cimbra ao solo em tabuleiros betonados “in-situ”. 8^o Congresso Internacional de SHST – Alfândega do Porto.

Moás L. P. G. L., 1994. Análise do tabuleiro de pontes construídas pelo método dos avanços sucessivos. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto. (Dissertação de Mestrado).

Gomes I. S., 2006. Sistemas construtivos de pontes e viadutos com ênfase em lançamento de vigas com treliças lançadeiras. Universidade Anhembi Morumbi, São Paulo. (Dissertação de Mestrado).

VSL International, 1977. The incremental launching method in prestressed concrete bridge construction. Berne, Switzerland.

Pedro J. J. O., 2007. Apontamento de Pontes do Curso de Engenharia Civil e Ambiente. Instituto Superior Técnico.

Ytza M. F. Q., 2009. Métodos construtivos de pontes estaiadas – estudo da distribuição de forças nos estais. Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. (Dissertação de Mestrado).

André A., Pacheco P. A. R. & Fonseca A. A.. Pré-esforço orgânico – Estudo sobre a aplicação de uma nova tecnologia. V Simpósio epusp sobre estruturas de concreto.

Amancio D. T. & Baraldi L. T., 2011. Sistemas construtivos usados em pontes. XI Congresso de Educação do Norte Pioneiro, Anais.

André A. C. G. M., 2004. Estudo experimental da aplicação de pré-esforço orgânico num cimbra autolanzável em modelo reduzido. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto. (Dissertação de Mestrado).